



UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**Evaluación de las Redes de Alcantarillado del Centro
Parroquial del Cantón Guachapala, Provincia del Azuay.**

Trabajo previo a la obtención del título de ingeniero civil

Autores:

**LARRIVA CUMBE FELIPE NICOLAS
QUILAMBAQUI MINCHALA DAYSI MERCEDES**

Director:

JOSUE BERNARDO LARRIVA VASQUEZ

CUENCA – ECUADOR

2024

DEDICATORIA

La meta está cumplida, es el resultado de un dedicado esfuerzo en el estudio. Quiero dedicar este logro a mis queridos padres, mi padre Gonzalo, mi madre Daizi, y a mi abuela Ligma, quienes me enseñaron a caminar y a alcanzar mis metas profesionales. Han estado en cada etapa de mi vida, siendo una fuente de amor, admiración e inspiración para construir cada uno de los objetivos que nos vamos planteando en nuestra vida.

A mi Padre Gonzalo que ha sido una fuente de energía para no desmayar en cada uno de los momentos importantes de mi vida, por los sacrificios que ha hecho para que yo pueda llegar hasta aquí y enseñarme el valor del esfuerzo y perseverancia, con su amor y ejemplo siempre estando a mi lado.

A mi Madre Daizi, que a lo largo de la vida ha estado junto a mí, siempre en las buenas y más aún en las malas. Por ser mi mayor inspiración y mi apoyo incondicional.

A mi Abuelita Ligma, que ha sido mi Ángel, por tus sabias palabras y por ser una fuente constante de inspiración. Tu fortaleza y cariño me han motivado a seguir adelante y a nunca rendirme.

A ellos dedico esta primera obra de Ingeniería, ya que este logro es tanto suyo como mío y es una pequeña muestra de lo mucho que les debo. Gracias por estar siempre.

DAYSI MERCEDES QUILAMBAQUI MINCHALA.

No me queda mas dedicar este trayecto final a mis padres los cuales han sido un pilar fundamental para poder culminar esta meta, todos los momentos en los que parecía que no podía seguir mas ellos han estado presentes y volviéndome a levantar.

A mi familia que siempre ha estado ahí también les quiero agradecer por los consejos y los ánimos aportados a lo largo de este camino.

A mis amigos y personas que formaron parte en este proceso también les doy las gracias por ser una parte de todo lo conseguido

FELIPE NICOLAS LARRIVA CUMBE

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, quiero expresar mi más profundo agradecimiento a mis padres, Gonzalo y Daizi, y a mi abuela, Ligma. Su amor incondicional, su apoyo constante y sus sabias enseñanzas me han guiado y motivado a lo largo de este arduo camino de mi vida, siendo una fuente inagotable de amor, admiración y fortaleza.

A mis amigos y compañeros, gracias por su compañía, apoyo y por hacer de esta travesía una experiencia memorable y enriquecedora.

DAISI MERCCEDES QUILAMBAQUI MINCHALA

Quiero expresar mis agradecimientos especialmente a mi padre Felipe a mi madre Fernanda y a mi Hermano Lucas, ya que ellos son el núcleo de mi hogar y están presente día a día en todo lo que yo haga.

Agradecer a mi familia materna y paterna, a mis amigos y compañeros que supieron apoyarme en los momentos de dificultad y a Dios por permitirme llevar mi vida por un camino correcto.

FELPE NICOLAS LARRIVA CUMBE

INDICE DE CONTENIDOS

CONTENIDO	
DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTO	iii
INDICE DE FIGURA.....	vii
INDICE DE TABLAS	ix
INDICE DE ECUACIONES	xi
ANEXOS	xiii
Resumen.....	xiv
Abstract.....	xiv
GENERALIDADES	xv
Introducción	xv
Justificación	xv
Objetivo general.....	xvii
Objetivos específicos	xvii
CAPITULO 1: LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LAS REDES DE ALCANTARILLADO EN GUACHAPALA	1
1.1 Cobertura y Localizacion	1
1.2 Topografía	3
1.3 Infraestructura de Alcantarillado.....	3
1.4 Desafíos y Problemas Actuales	5
1.5 Posibles Medidas de solución	5
1.6 Descripción de la Situación Actual del Área de Intervención del Proyecto.....	6
1.6.1 Aspectos Ambientales.....	6
1.6.2 Temperatura	6
1.6.3 Características Climáticas.....	7

1.6.4 Condiciones de Humedad.....	8
1.6.5 Índice de Precipitación.....	9
1.6.6 Índice del Terreno	10
1.6.7 Sistema Hidrográfico	11
1.6.8 Riesgos Naturales.....	12
1.6.9 Geología Local.....	13
1.7 Redes de Recolección: Terciarias, Secundarias, Primarias y Principales	13
CAPITULO 2: CONSIDERACIONES DE DISEÑO Y EVALUACION E IDENTIFICACION DE PROBLEMAS DE LAS REDES DE ALCANTARILLADO	15
2.1 Consideraciones de diseño	15
2.1.1 Tipo de Sistema.....	15
2.1.2 Periodo de diseño.....	15
2.1.3 Población de estudio	16
2.1.4 Áreas de aporte	18
2.1.5 Densidad poblacional.....	18
2.1.6 Tuberías.....	19
2.1.7 Rugosidad	19
2.1.8 Pozos de revisión	20
2.1.9 Pendientes	20
2.1.10 Velocidades	20
2.2 Caudal de diseño	21
2.2.1 Caudal medio diario.....	21
2.2.2 Caudal máximo horario.....	22
2.2.3 Caudal de infiltración.....	23
2.2.4 Caudal de aguas ilícitas.....	23

2.3 Diseño hidráulico	24
2.3.1 Flujo a sección llena.....	24
2.3.2 Flujo a sección parcialmente llena.....	26
CAPITULO 3: VALORACIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO	29
3.1 Planta de tratamiento.....	29
3.2 Selección de alternativas del Tipo de Tratamiento.....	29
3.3 Descripción.....	30
3.3.1 Descripción de los Procesos Anaeróbicos.....	31
3.3.2 Fosa Séptica Doble Cámara y Filtro Bilógico (Anaeróbico).....	36
3.3.3 Humedal	43
3.3.4 Laguna Anaerobia	48
3.3.5 Tanque Imhoff	53
CAPITULO 4: RECOPIACION DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES.....	62
4.1 Catastro de pozos	62
4.2 Redes de alcantarillado.....	63
4.3 Diseño Inicial y Proyecciones Demográficas.....	63
4.4 Actualización de la Red en 2024.....	64
4.5 Problemas Encontrados y Soluciones que se podrían implementar	64
4.6 Estrategia de solución para estos problemas:	65
Conclusión.....	65
Evaluación de los tratamientos de las aguas residuales	66
CONCLUSIONES	67
RECOMENDACIONES.....	68
BIBLIOGRAFIA	69

INDICE DE FIGURA

Figura 1.1. Mapa del Ecuador..... 1

Figura 1.2. Mapa del Azuay..... 2

Figura 1.3. Vista panorámica del centro cantonal de Guachapala 2

Figura 1.4. Imagen del Cantón Guachapala..... 2

Figura 1.5. Imagen del levantamiento topográfico 3

Figura 1.6. (a) Estado físico de los pozos de revisión 4

Figura 1.6. (b) 4

Figura 1.6. (c)..... 5

..... 5

Figura 1.6. (c)..... 5

Figura 1.7. Quebrada de shushcurum11

Figura 1.8. Mapa de intensidades sísmicas 12

Figura 1.9. Estado físico de los pozos de revisión..... 14

Figura 2.0. Población del Cantón Guachapala..... 16

Figura 2.1 Tubería parcialmente llena 26

Figura 2.2 Curva de banana 27

Figura 2.3 Relaciones Hidráulicas 28

Figura 3.1 Descargas del sector monjas..... 29

Figura 3.2 Ventajas y Desventajas de los Procesos anaerobios para el Tratamiento de Aguas Residuales 33

Figura 3.3(a) Parametros..... 35

Figura 3.3 (b) 35

Figura 3.4 Detalles Constructivos Recomendados para el Diseño de Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente..... 36

Figura 3.5 Ilustración vista a planta 42

Figura 3.6 Ilustración del caudal de ingreso	43
Figura 3.7 Humedal artificial con espejo de agua.....	47
Figura 3.8 corte A-A Humedal artificial	48
Figura 3.9 Ilustración de la laguna anaeróbica	52
Figura 3.10 Corte A-A Laguna anaeróbica	52
Figura 3.11 Area del tanque	55
Figura 3.12 Volumen de la cámara de sedimentación.....	56
Figura 3.13 Volumen corregido cámara de sedimentación	57
Figura 3.14 Dimensiones de la pirámide truncada.....	58
Figura 3.15 Planta tanque IMHOFF	60
Figura 3.16 Perfil del tanque.....	61

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Ubicación Geográfica.....	1
Tabla 2.2 Temperatura del Aire.....	7
Tabla 3.3 Humedad.....	9
Tabla 4.4 Precipitación.....	10
Tabla 5.5 Pendientes.....	11
Tabla 2.1 Datos de ingreso.....	17
Tabla 2.2 Calculo de la población estimada.....	17
Tabla 2.3 Coeficientes de rugosidad.....	19
Tabla 2.4 Distancia máxima entre pozos.....	20
Tabla 3.1 Parámetros tramo 1.....	31
Tabla 3.2 Parámetros medios de calidad del agua residual.....	37
Tabla 3.3 Datos de diseño de Fosa Séptica.....	38
Tabla 3.4 Datos de diseño de Fosa Septica.....	38
Tabla 3.5 Dimensiones de la losa.....	39
Tabla 3.6 Diseño de Filtro anaerobio.....	40
Tabla 3.6 Dimensiones del filtro.....	40
Tabla 3.7 Perdidas de carga.....	41
Tabla 3.8 Parámetros de la eficiencia de remoción.....	42
Tabla 3.9 Datos del diseño de humedal.....	44
Tabla 3.10 Criterios de diseño para humedales.....	45
Tabla 3.11 Dimensiones de Humedal.....	46
Tabla 3.12 Datos de diseño de la laguna anaeróbica.....	50
Tabla 3.13 Datos de diseño del tanque Imhoff.....	54
Tabla 3.14 Dimensiones modificadas.....	56

Tabla 3.15 Dimensiones adoptadas.....	57
Tabla 3.16 Datos de diseño para el volumen de la cámara de digestión.....	57
Tabla 4.1 Estado de las tuberías.....	63
Tabla 4.2 Comparación de Alternativas	66

INDICE DE ECUACIONES

Ecuación 2.1.....	16
Ecuación 2.2.....	18
Ecuación 2.3.....	21
Ecuación 2.4.....	22
Ecuación 2.5.....	22
Ecuación 2.6.....	23
Ecuación 2.7.....	23
Ecuación 2.8.....	23
Ecuación 2.9.....	25
Ecuación 2.10.....	25
Ecuación 2.11.....	25
Ecuación 2.12.....	25
Ecuación 3.1.....	37
Ecuación 3.2.....	39
Ecuación 3.3.....	39
Ecuación 3.4.....	40
Ecuación 3.5.....	41
Ecuación 3.6.....	41
Ecuación 3.7.....	45
Ecuación 3.8.....	45
Ecuación 3.9.....	46
Ecuación 3.10.....	46
Ecuación 3.11.....	46
Ecuación 3.12.....	49

Ecuación 3.13.....	49
Ecuación 3.14.....	50
Ecuación 3.15.....	51
Ecuación 3.16.....	51
Ecuación 3.17.....	53
Ecuación 3.18.....	54
Ecuación 3.19.....	54
Ecuación 3.20.....	55
Ecuación 3.21.....	55
Ecuación 3.22.....	56
Ecuación 3.23.....	56
Ecuación 3.24.....	56
Ecuación 3.25.....	57
Ecuación 3.26.....	58
Ecuación 3.27.....	58
Ecuación 3.28.....	58
Ecuación 3.29.....	59
Ecuación 3.30.....	59
Ecuación 3.31.....	59
Ecuación 3.32.....	59
Ecuación 3.33.....	59
Ecuación 3.34.....	60
Ecuación 3.35.....	60

ANEXOS

Anexo 1 Topografía y curvas de nivel	71
Anexo 2 Alcantarillado actual.....	72

Resumen

Este estudio evalúa la red de alcantarillado de Guachapala, Azuay, Ecuador, gestionada por la Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado (EMAPAG), identificando problemas de estado físico y falta de capacidad, debido al cumplimiento de su vida útil, y el crecimiento poblacional desde su construcción en 1985. Para realizar la evaluación se realizaron inspecciones físicas y análisis hidráulicos, determinándose los tramos con problemas y la necesidad de una segunda planta de tratamiento de aguas residuales, por lo que se propone una combinación de fosa séptica de doble cámara y filtro biológico anaerobio para el sector de Las Monjas. El estudio incluye el levantamiento topográfico y la evaluación ambiental del terreno para la nueva planta, con el objetivo de mejorar el sistema de saneamiento existente y que pueda contribuir a la salud pública y la protección ambiental en el futuro.

Palabras clave: alcantarillado, aguas residuales, planta de tratamiento, evaluación, saneamiento

Abstract

This study evaluates the sewer network in Guachapala, Azuay, Ecuador, managed by the Municipal Water and Sewer Company (EMAPAG), identifying issues of physical condition and lack of capacity due to the network reaching the end of its useful life and population growth since its construction in 1985. Physical inspections and hydraulic analyses were conducted to determine the problematic sections and the need for a second wastewater treatment plant. A combination of a double-chamber septic tank and an anaerobic biological filter is proposed for the Las Monjas sector. The study includes a topographic survey and an environmental assessment of the land for the new plant, aiming to improve the existing sanitation system and contribute to public health and environmental protection in the future.

Keywords: Sewerage, Wastewater, Treatment Plant, Evaluation, Sanitation

GENERALIDADES

Introducción

La investigación se centra en el levantamiento de información sobre las redes de alcantarillado en el cantón de Guachapala, provincia de Azuay, Ecuador. Estos sistemas son esenciales para el bienestar y la salud de la comunidad, proporcionando servicios de saneamiento y abastecimiento de agua desde su construcción en 1985. La Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Guachapala (EMAPAG) opera estas infraestructuras críticas.

En este estudio, se ha analizado el estado actual de las redes de alcantarillado, evaluando tanto los tramos originales como los nuevos tramos implementados en los últimos años. Esta evaluación se ha basado en inspecciones físicas detalladas del área y en el análisis del funcionamiento de la infraestructura, tomando en cuenta su capacidad para cubrir la demanda de una población en crecimiento.

Además, se han explorado diversas opciones para el tratamiento de aguas residuales, con un enfoque específico en el sector de Las Monjas. Se ha investigado la viabilidad de diferentes tecnologías, considerando factores como el espacio físico disponible en los terrenos de los propietarios y la eficiencia en la remoción de contaminantes. Esta parte del estudio es crucial para garantizar que las soluciones de tratamiento implementadas no solo sean efectivas sino también sostenibles a largo plazo.

La evaluación general tiene como objetivo determinar si las redes de alcantarillado actuales cumplen con las necesidades de la comunidad y si los nuevos tramos y tecnologías de tratamiento pueden mejorar la situación existente, asegurando un sistema de saneamiento robusto y eficiente para el futuro.

Justificación

El cantón de Guachapala enfrenta un desafío crucial en lo que respecta a su suministro de agua potable y su red de alcantarillado. El incremento constante de la población en este cantón ha ejercido una presión significativa sobre el sistema de tuberías existente, lo que ha llevado a serios problemas en la sociedad local debido a la superación de la capacidad del sistema actual para satisfacer la creciente demanda. Esta situación se ha vuelto aún más apremiante debido a que la

planta de tratamiento de agua en funcionamiento se está volviendo obsoleta y requiere con urgencia la creación de una segunda instalación moderna y eficiente.

Los primeros indicios de colapsos en las tuberías se han manifestado en el sector de Monjas, lo que representa un claro indicativo de que este problema podría extenderse al centro del cantón. Esta crisis de deterioro de la infraestructura de alcantarillado no solo afecta la calidad de vida de los habitantes de Guachapala, sino que también tienen un impacto negativo en la salud pública y el medio ambiente.

La falta de una solución a largo plazo para esta situación podría resultar en un deterioro aún mayor de la calidad del agua, la propagación de enfermedades relacionadas con la falta de saneamiento adecuado y la interrupción de actividades cotidianas esenciales. Es imperativo que las autoridades locales y regionales tomen medidas inmediatas para abordar este problema creando una segunda planta de tratamiento de agua y modernizando la red de alcantarillado en todo el cantón.

En el cantón ya existe un diseño previo de alcantarillado, también se cuenta con una planta de tratamiento de aguas servidas pero no se encuentra en condiciones óptimas, ya que la planta de tratamiento actual está envejeciendo y se ha vuelto obsoleta en términos de eficiencia, la falta de detención temprana contribuyen a la pérdida de recursos hídricos, aumentando los costos de operación, por tal motivo se creará una segunda planta de tratamiento la cual es prevista para atender esta demanda creciente y garantizar la calidad de agua.

Además, el análisis topográfico del terreno designado para la nueva planta de tratamiento es un paso técnico esencial. Este análisis debe asegurarse de que el terreno sea adecuado en términos de estabilidad, accesibilidad y capacidad para albergar la infraestructura necesaria.

Además, se deben considerar las cuestiones ambientales, como posibles impactos en los ecosistemas locales y la gestión adecuada de los desechos generados por la planta.

La evaluación de alcantarillado se realizará en las áreas más críticas y obsoletas de infraestructura. El objetivo es llevar a cabo una renovación que incluya la sustitución de las tuberías y la actualización de las plantas de tratamiento. Se realizará un estudio previo de cada área afectada, para así alcanzar a optimizar el rediseño. Se utilizarán herramientas como el modelado hidráulico asegurando así satisfacer las demandas actuales y futuras que se presenten de una manera eficiente.

Objetivo general

Evaluar y diagnosticar la red de alcantarillado del centro parroquial y valorar un lugar y prediseñar una nueva planta de tratamiento de aguas servidas del cantón Guachapala.

Objetivos específicos

- Levantamiento de información necesaria para realizar el proyecto.
- Evaluar e identificar los tramos afectados de alcantarillado.
- Valorar el funcionamiento de la planta de tratamiento de aguas residuales, y proponer de ser necesario un prediseño de una nueva planta.
- Elaborar una documentación técnica final.

CAPITULO 1: LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LAS REDES DE ALCANTARILLADO EN GUACHAPALA

1.1 Cobertura y Localizacion

El proyecto se ubicará al Noreste de la Provincia del Azuay, en la margen derecha del Río Paute, área urbana del Cantón Guachapala. Este cantón representa a una de las provincias con mayor potencial hidroeléctrico para el país. La ubicación se detalla en la Tabla 1.1, que presenta las coordenadas referenciales UTM y la altitud correspondiente.

Tabla 1.1 Ubicación Geográfica

Provincia	Cantón	Área	Coordenadas		Altitud (msnm)
			X	Y	
Azuay	Guachapala	Urbana	754500	9673700	2350

Fuente: (Elaboracion Propia)

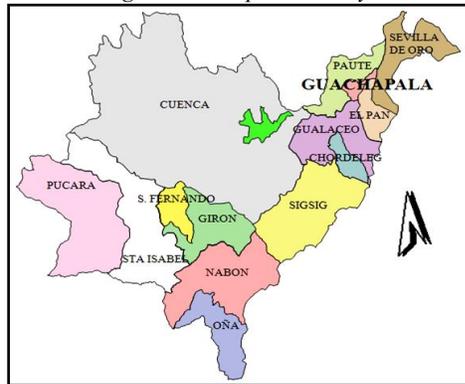
Para contextualizar la localización del proyecto, se puede consultar la Figura 1.1, que muestra un mapa del Ecuador, y la Figura 1.2, que presenta un mapa de la Provincia del Azuay. Además, la Figura 1.3 ofrece una vista panorámica del centro cantonal de Guachapala, mientras que la Figura 1.4 proporciona una imagen detallada del Cantón Guachapala.

Figura 1.1. Mapa del Ecuador



Fuente: (Google)

Figura 1.2. Mapa del Azuay



Fuente: (Google)

Figura 1.3. Vista panorámica del centro cantonal de Guachapala



Fuente: (Autor)

Figura 1.4. Imagen del Cantón Guachapala



Fuente: (Google earth)

1.2 Topografía

Para la buena ejecución de un estudio de alcantarillado se realizará un estudio topográfico, utilizando una estación RTK. Este estudio abarca una extensión total de 10.66 kilómetros. La Figura 1.5 muestra una imagen del levantamiento topográfico realizado.

Figura 1.5. Imagen del levantamiento topográfico



Fuente: (Autor)

1.3 Infraestructura de Alcantarillado

La red de alcantarillado en Guachapala consiste de un sistema de red de tuberías esenciales para la recolección de las aguas residuales de viviendas, las cuales se dirigen a plantas de tratamiento. Esta medida garantiza un tratamiento adecuado antes de su vertido al río Guachapala, y así de esta manera se contribuye a la prevención de la contaminación ambiental y la protección de los recursos hídricos locales.

Al evaluar la infraestructura actual de alcantarillado en el Cantón Guachapala, es importante señalar que no se definió el número exacto de pozos de control no ha sido precisada debido a que municipio insistió en mantener la integridad de la infraestructura vial.

Según el análisis realizado a través del Catastro de Pozos del Alcantarillado, se ha identificado que el sistema de alcantarillado del Cantón comprende tramos nuevos en buen estado, así como otros defectuosos debido al desgaste, especialmente relacionado con el tiempo de construcción.

La extensión total del sistema abarca 10.66 kilómetros de red de alcantarillado, utilizando diversos materiales como el Hormigón Simple y el PVC, siendo predominante el uso de hormigón. La mayor proporción de tuberías de PVC corresponde a la marca Novafort. La Figura 1.6 muestra el estado físico de los pozos de revisión.

Figura 1.6. (a) Estado físico de los pozos de revisión



Fuente: (Elaboracion Propia)

Figura 1.6. (b)



Fuente: (Elaboracion Propia)

Figura 1.6. (c)



Fuente: (Elaboracion Propia)

Figura 1.6. (c)



Fuente: (Elaboracion Propia)

1.4 Desafíos y Problemas Actuales

A pesar de la importancia de estas infraestructuras, se han identificado tramos en el sistema de alcantarillado que presentan colapsos. Estos problemas podrían afectar negativamente la eficiencia del sistema y aumentar el riesgo de contaminación. Además, se dispone de un único terreno municipal para una planta de tratamiento, lo que plantea limitaciones para la expansión y mejora del sistema.

1.5 Posibles Medidas de solución

Como medida para abordar los problemas identificados, se sugiere considerar las siguientes acciones:

- Evaluación y Reparación de Tramos Colapsados:

Realizar evaluaciones detalladas de los tramos con colapsos identificados y llevar a cabo las reparaciones necesarias para restaurar la funcionalidad del sistema.

- Optimización de Recursos en la Planta de Tratamiento Existente:

Implementar medidas para optimizar la eficiencia de la planta de tratamiento actual, maximizando su capacidad operativa y prolongando su vida útil.

- Programas de Concientización y Educación:

Implementar programas educativos para la comunidad sobre el uso responsable del agua y la importancia de mantener las infraestructuras en buen estado.

1.6 Descripción de la Situación Actual del Área de Intervención del Proyecto

1.6.1 Aspectos Ambientales

Los aspectos ambientales del sitio del estudio se obtuvieron a partir de información secundaria de instituciones como el INAMHI, específicamente de la estación meteorológica Paute ubicada a 2289 msnm, en las siguientes coordenadas: Latitud 2°48'39", Longitud 78°45'32" W.

1.6.2 Temperatura

- Variación térmica: La temperatura en el Cantón Guachapala experimenta cambios inversamente proporcionales a la altitud, disminuyendo aproximadamente 7 °C por cada 1000 metros.
- Período de mayor temperatura: Las temperaturas más elevadas en Guachapala se registran en los meses de noviembre y diciembre, alcanzando hasta los 26 °C.
- Período de menor temperatura: Las temperaturas más bajas en este lugar se presentan en los meses de julio y octubre, descendiendo hasta los 10.3 °C.

Tabla 2.2 Temperatura del Aire

Meses del Año	Temperatura		
	Máxima	Media	Mínima
ENERO	26.0	18.3	12.3
FEBRERO	25.4	17.2	11.3
MARZO	24.8	17.1	11.4
ABRIL	24.7	17.5	12.0
MAYO	24.7	17.5	11.6
JUNIO	24.5	17.1	11.1
JULIO	23.9	16.9	10.6
AGOSTO	23.3	16.5	10.3
SEPTIEMBRE	24.7	17.3	10.4
OCTUBRE	26.6	18.3	10.8
NOVIEMBRE	26.1	18.6	12.5
DICIEMBRE	26.1	18.5	12.8
VALOR ANUAL	25.1	17.6	11.4

Fuente: (GAD Municipal de Guachapala, 2010)

1.6.3 Características Climáticas

El clima se define a partir de las condiciones atmosféricas diarias en una zona o territorio a lo largo del año, influenciadas por factores como la temperatura, humedad, vientos y lluvias.

En la región de estudio, predomina el clima Ecuatorial Mesotérmico semi-húmedo, el cual es típico de la zona interandina, excluyendo los valles protegidos y áreas por encima de los 3200 m.s.n.m. El clima de esta zona está mayormente determinado por el régimen semi húmedo del oriente y se caracteriza por ser templado a cálido.

1.6.4 Condiciones de Humedad

La humedad se refiere al contenido de vapor de agua en el aire y, al igual que la temperatura, experimenta variaciones estacionales. El contenido de vapor de agua en la atmósfera alcanza su punto más bajo en invierno y su punto más alto en verano. A diferencia de la humedad relativa, que tiene su punto mínimo en verano y máximo en invierno.

Humedad relativa máxima: La humedad relativa máxima mensual en Guachapala oscila entre el 97% y el 99% durante todo el año.

Humedad relativa mínima: Guachapala presenta una humedad relativa mínima promedio mensual que varía entre el 39% y el 58% anualmente.

Humedad relativa media: La humedad relativa media en Guachapala se mantiene en un 79.6% durante todo el año.

A continuación, en la tabla 1,3 Humedad, se presenta la humedad relativa de cada mes del año.

Tabla 3.3 Humedad

Meses del Año	Humedad relativa		
	Máxima	Media	Mínima
ENERO	97.0	75.0	39.0
FEBRERO		78.0	
MARZO	98.0	79.0	52.0
ABRIL	98.0	79.0	46.0
MAYO		78.0	
JUNIO	98.0	81.0	55.0
JULIO	98.0	82.0	54.0
AGOSTO	99.0	83.0	51.0
SEPTIEMBRE	98.0	81.0	54.0
OCTUBRE	97.0	78.0	48.0
NOVIEMBRE	98.0	82.0	58.0
DICIEMBRE	98.0	79.0	41.0

Fuente: (GAD Municipal de Guachapala, 2010)

1.6.5 Índice de Precipitación

La región se distingue por su patrón de precipitación, que se detalla en los siguientes cuadros. Estos revelan un nivel de precipitación notable a lo largo de todo el año. En Guachapala, los meses de marzo, abril, octubre y noviembre experimentan precipitaciones más intensas, mientras que los meses restantes del año presentan niveles moderados, siendo agosto el mes con la precipitación más baja, la cual se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 4.4 Precipitación

Mes	Valores medios mensuales (mm)
	Período: 1964-1990
Enero	53.2
Febrero	64.7
Marzo	88.9
Abril	85.0
Mayo	54.8
Junio	53.8
Julio	48.4
Agosto	40.8
Septiembre	46.1
Octubre	72.2
Noviembre	66.4
Diciembre	59.5
Promedio anual	733.8
(mm/año)	

Fuente: (GAD Municipal de Guachapala, 2010)

1.6.6 Índice del Terreno

En la zona urbana de Guachapala, la inclinación del terreno mayoritariamente muestra pendientes suaves, con excepciones puntuales. Las pendientes predominantes oscilan entre el 10% y el 20%, aunque también hay áreas con inclinaciones por debajo de este rango, la cual se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 5.5 Pendientes

Pendiente	%
0-10 %	25.6
10-20%	43.9
20-30%	15.9
MÁS DEL 30 %	14.6
TOTAL	100

Fuente: (GAD Municipal de Guachapala, 2010)

1.6.7 Sistema Hidrográfico

El Cantón Guachapala forma parte de la cuenca del Río Paute, y sus arroyos y vertientes no mantienen caudales permanentes, ya que dependen en gran medida de la precipitación.

Dentro del área urbana, la quebrada principal es la de Shushcurum, que se origina en Andacocha y atraviesa diversas comunidades, así como la parte urbana del cantón. El agua de esta quebrada se utiliza tanto para abastecimiento de agua potable como para riego. Además, Guachapala cuenta con un canal de riego ubicado en el límite urbano, destinado a áreas cercanas. La Figura 1.7 muestra una imagen de la Quebrada de Shushcurum.

Figura 1.7. Quebrada de shushcurum



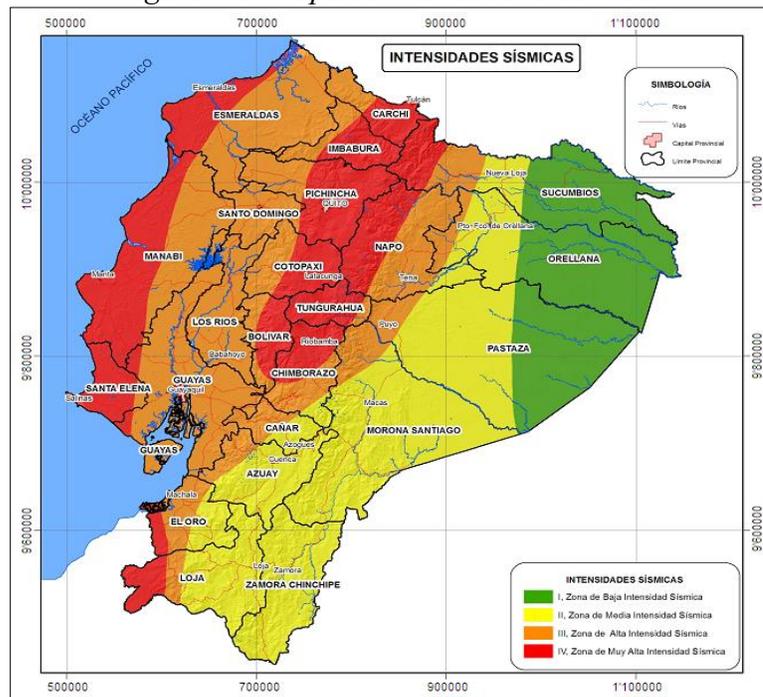
Fuente: (Autor)

1.6.8 Riesgos Naturales

A partir del año 1998, la Red Sísmica del Austro (RSA) ha estado operativa, y diversos estudios sobre el riesgo sísmico en la región han sido llevados a cabo por investigadores de este centro de estudios. Estos estudios han permitido la creación de mapas de peligro y riesgo sísmico en la región, los cuales expresan las aceleraciones y velocidades máximas esperadas para sismos con períodos de retorno de 200 y 475 años.

Conforme a los mapas desarrollados por la Secretaría Nacional de Riesgos, el Cantón Guachapala se encuentra ubicado en la Zona II, indicando que la vulnerabilidad ante posibles eventos sísmicos es de nivel medio. En la Figura 1.8 muestra una imagen del mapa de intensidades sísmicas.

Figura 1.8. Mapa de intensidades sísmicas



Fuente: (secretaria nacional de Riesgos)

1.6.9 Geología Local

La zona de investigación está situada en la cuenca media del río Paute, que se caracteriza por ser una cuenca sedimentaria terciaria. Esta cuenca está rellena de sedimentos dendríticos, como conglomerados, areniscas, y arcillas, los cuales se depositaron en un entorno fluvio-lacustre y posteriormente experimentaron procesos tectónicos. Los estratos muestran plegamientos, deformaciones, fallas y discordancias, dando lugar a diversos relieves de tipo estructural litológico, como cuevas y chevrones.

La morfodinámica de la zona es muy activa y está relacionada con las formaciones geológicas que presentan problemas de estabilidad, influenciada también por las condiciones climáticas. Los relieves están sujetos a procesos morfo-climáticos de tipo seco-subtropical. Se ha observado que controlar la dinámica de estos terrenos es posible mediante la conservación y aumento de la vegetación, especialmente del tipo bosque.

Los esquistos del Pan, expuestos a la meteorización, contribuyen a la formación de suelos residuales con una profundidad aproximada de hasta 15 metros. En los taludes de la vía a Guarumales, los esquistos presentan fracturas y exhiben un color café amarillento.

1.7 Redes de Recolección: Terciarias, Secundarias, Primarias y Principales

La red principal de descarga que llega al sector de Monjas se extiende aproximadamente 2 kilómetros a lo largo de la calle Sixto Durán Ballén, desde la Av. 3 de Noviembre hasta llegar a la descarga en el sector mencionado. Esta red cuenta en su mayoría con tramos de alcantarillado nuevos y en buen estado de funcionamiento, siendo alimentada por las calles de la parte baja del cantón.

Otra red principal se extiende a lo largo de la calle Alejandro Larriva, con una longitud aproximada de 2 kilómetros y recibe afluentes de la parte final de la Perimetral y la Av. 3 de

Noviembre desde el sector de Guablid. Aunque gran parte de esta red está en buen estado, al igual que la red principal analizada previamente, se observan numerosos brocales dañados que no impidieron la apertura de todos los pozos.

La última red principal examinada se encuentra en la Av. 3 de Noviembre, entre la calle Sixto Durán Ballén y la quebrada de Shushcurum. Esta red recibe las aguas residuales de una sección de la Perimetral, las calles del centro cantonal y el alcantarillado proveniente de Andacocha. Con una extensión de aproximadamente 150 metros, presenta una parte del alcantarillado en buenas condiciones y otra que requiere reparación. En la Figura 1.9 muestra el estado físico de los pozos de revisión.



Fuente: (Autocad)

CAPITULO 2: CONSIDERACIONES DE DISEÑO Y EVALUACION E IDENTIFICACION DE PROBLEMAS DE LAS REDES DE ALCANTARILLADO

2.1 Consideraciones de diseño

Es importante considerar principios y pautas al diseñar sistemas de alcantarillado, tanto para aguas residuales como pluviales, con el fin de asegurar su eficacia y prevenir posibles fallos durante el proceso de diseño. Esto implica adherirse a regulaciones y estándares actuales, así como proporcionar explicaciones técnicas para cualquier decisión que se tome en el diseño.

2.1.1 Tipo de Sistema

Para cualquier pueblo o comunidad la dotación de agua es sumamente necesaria para su supervivencia, y esto hace surgir a la necesidad de contar con un sistema que permita evacuar toda esa agua el cual se lo conoce como alcantarillado. El alcantarillado puede presentarse de diversos tipos como:

- Alcantarillado sanitario
- Alcantarillado pluvial
- Alcantarillado combinado

2.1.2 Periodo de diseño

El período de diseño se refiere al tiempo en el cual una infraestructura cumple con su función de manera efectiva sin necesidad de expansiones adicionales, según lo definido por SENAGUA y la Norma CO 10.7 - 602. En la literatura científica, como artículos, tesis y revistas, se suele mencionar como el número de años en los cuales una obra civil, como por ejemplo una red de alcantarillado sanitario, proporcionará un servicio óptimo a la población sin requerir ampliaciones o modificaciones significativas. Para determinar este período, se consideran diversos

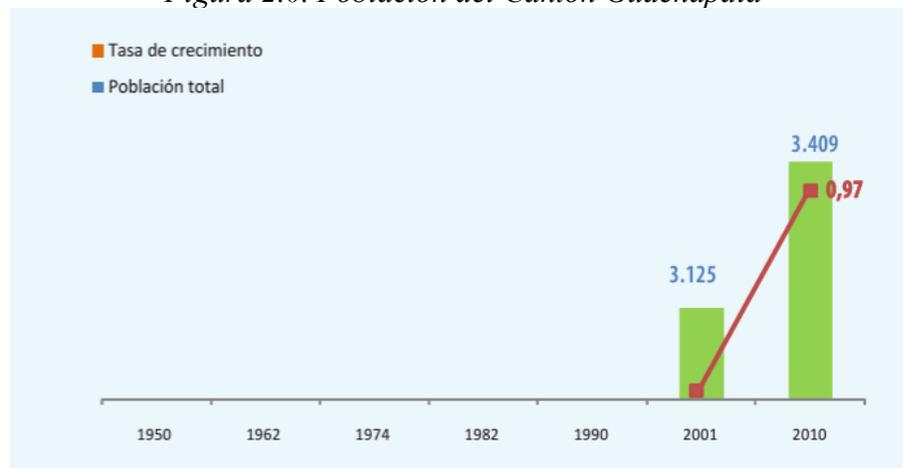
factores, como la calidad de los materiales, el tipo de construcción, la metodología utilizada y el comportamiento de la infraestructura durante sus primeros años de funcionamiento.

Además, los equipos necesarios se diseñarán para la vida útil especificada por los fabricantes. Sin embargo, en caso de que se requiera adoptar un período de diseño diferente, SENAGUA especifica que debe ser debidamente justificado.

2.1.3 Población de estudio

La población del Cantón Guachapala según los datos del censo de población y de vivienda en el año 2010, fue de 3409 habitantes, siendo la tasa de crecimiento poblacional de 0.97, tal cual se muestra en la siguiente figura:

Figura 2.0. Población del Cantón Guachapala



Fuente: (INEC)

Para la correcta realización del proyecto se debe realizar la proyección poblacional hasta el presente año (2024), el cual será un dato base. Para ello utilizaremos la fórmula del crecimiento exponencial que es la siguiente:

Ecuación 2.1

$$P_{ftut} := P_{ini} * (1 + r) * t$$

Donde:

Pfut: es la población futura.

Pini: es la población inicial.

r: es la tasa de crecimiento (como decimal).

t: es el tiempo en años.

Tabla 2.1 Datos de ingreso

Población del Censo del 2010	3409	habitantes
Tasa de Crecimiento	0.97	%

Fuente: (GAD Municipal de Guachapala, 2010)

Tabla 2.2 Calculo de la población estimada

AÑO	POBLACION ESTIMADA
2010	3409
2011	3442.47
2012	3476.06
2013	3509.69
2014	3543.46
2015	3577.34
2016	3611.34
2017	3645.46
2018	3679.69
2019	3714.04
2020	3748.51
2021	3783.11
2022	3817.82
2023	3852.66
2024	3887.62
2025	3922.71

Fuente: (GAD Municipal de Guachapala, 2010)

2.1.4 Áreas de aporte

En el diseño sanitario, es común considerar la definición del «área de contribución» (Ap.) para tener una idea de cómo las diferentes áreas contribuirán al sistema de alcantarillado. Uno de sus principales usos es determinar la población en relación con el área de contribución y su densidad de población, tanto para la población actual como para la proyectada en el futuro.

En el caso de una red de alcantarillado pluvial o combinado, la idea de zona de contribución adquiere aún más importancia. Esto se debe a que indica el caudal que tendría que manejar cada segmento de la red en relación con el tipo de superficie, influido por el coeficiente de escorrentía, que a su vez depende del material de la superficie. Por ejemplo, un suelo natural aportará menos agua a la red porque gran parte de ella se infiltrará en el suelo, a diferencia de una superficie asfaltada en la que casi toda el agua podría ir a parar a la red. La determinación de estos casos se basa en un factor denominado «C», que significa coeficiente de escorrentía.

2.1.5 Densidad poblacional

La densidad de población simplemente representa la cantidad de personas que viven en un área. Como se mencionó anteriormente, esta información es necesaria para calcular la población actual por área y permitir la predicción de la población futura. Esta última información es importante en el diseño de la red porque ayuda a dimensionar el sistema para satisfacer las necesidades de futuras comunidades.

Ecuación 2.2

$$Pa = \text{densidad} * Ap$$

Donde:

Pa: Población actual

Ap: Área de aporte

2.1.6 Tuberías

Existen varios tipos de tuberías, cuyas características principales incluyen el diámetro y el material de fabricación. Los materiales más comúnmente utilizados en el ámbito sanitario son el Policloruro de Vinilo (PVC) y el hormigón.

Independientemente de los resultados obtenidos, SENAGUA especifica que el diámetro mínimo para el alcantarillado sanitario es de 200 mm, mientras que para las conexiones domiciliarias es de 100 mm, según lo establecido por SENAGUA y la Norma CO 10.7 - 602.

2.2.7 Rugosidad

Para los cálculos pertinentes se utilizará la ecuación de Manning que está en función de la rugosidad de los materiales como muestra la siguiente tabla:

Tabla 0.3 Coeficientes de rugosidad

Material	coeficiente de Manning
Asbesto cemento	0.011
Latón	0.011
Tabique	0.015
Fierro fundido	0.012
Concreto	0.013
Cobre	0.011
Acero galvanizado	0.016
Plomo	0.011
PVC	0.009

Fuente: (Computer Applications in Hydraulic Engineering. 5 th Edition, Haestad Methods)

2.1.8 Pozos de revisión

Los pozos de revisión representan los únicos puntos de acceso a la red que permiten llevar a cabo labores de mantenimiento o supervisar el flujo a lo largo de los distintos tramos de la red de alcantarillado. Se utilizan especialmente en situaciones donde hay un cambio de pendiente, dirección o diámetro de la tubería, siendo estos los casos más comunes.

De igual manera la (SENAGUA & NORMA CO 10.7 - 602) indica que la distancia máxima entre pozos depende del diámetro de la tubería que los conecta, se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 0.4 Distancia máxima entre pozos

Menor a 350	Distancia máxima entre pozos (m)
Menor a 350	100
400-800	150

Fuente: (SENAGUA & NORMA CO 10.7 - 602)

2.1.9 Pendientes

La normativa (SENAGUA & NORMA CO 10.7 - 602) establece que la pendiente mínima necesaria para garantizar una limpieza adecuada o autolimpieza es del 1%. Es importante destacar que la pendiente máxima está determinada por la velocidad del flujo.

2.1.10 Velocidades

Dentro de toda la red de alcantarillado, las velocidades del flujo pueden variar debido a la topografía y, por ende, la pendiente, así como también por el tipo de material utilizado en las tuberías (su rugosidad). Es esencial observar tanto las velocidades máximas como las mínimas según lo establecido en la normativa vigente.

La normativa (SENAGUA & NORMA CO 10.7 - 602) establece que el flujo hidráulico en los colectores de la red no debe permitir la sedimentación de materia orgánica ni erosionar el interior de las tuberías. Por lo tanto, se especifica que la velocidad mínima de diseño debe ser de

0.45 m/s, mientras que la velocidad máxima dependerá del material de la tubería. En todos los casos, se debe cumplir con las especificaciones del fabricante.

Para las tuberías de PVC, se establece que la velocidad máxima no debe exceder los 5 m/s.

2.2 Caudal de diseño

El caudal de diseño se refiere a la combinación de diferentes flujos que contribuyen al sistema de alcantarillado, lo que constituye el caudal sanitario o caudal de diseño. Para calcular este caudal, se considera el caudal de aguas residuales, la contribución de aguas ilícitas y el caudal de aguas de infiltración hacia los colectores, según lo establecido por SENAGUA y la Norma CO 10.7 - 602.

Por lo tanto, el caudal de diseño o caudal sanitario se calcula como la suma de las siguientes expresiones.

Ecuación 2.3

$$Qd = Q_{maxh} + Q_{inf} + Q_{ilic}$$

Donde

Qd : Caudal de diseño (lt/s)

Q_{maxh} : Caudal máximo horario (lt/s)

Q_{inf} : Caudal de infiltración (lt/s)

Q_{ilic} : Caudal ilícito (lt/s)

2.2.1 Caudal medio diario

El caudal medio diario de aguas se define como la cantidad de agua que contribuye al sistema de manera promedio durante un período de 24 horas, calculada como el promedio a lo largo de un año.

Ecuación 2.4

$$Q_m = \frac{P * d}{86400} * f$$

Donde:

Qm: Caudal medio (lt/s)

P: Población futura (hab)

d: dotación (l/hab*día)

f: coeficiente de retorno (%)

El porcentaje denominado coeficiente de retorno o aporte, estadísticamente fluctúa entre 60% a 80%.

2.2.2 Caudal máximo horario

El caudal de diseño o caudal sanitario debe ser equivalente al consumo máximo horario que se produce durante el día. Este caudal se calcula a partir de un factor de aumento aplicado al caudal medio diario.

Ecuación 2.5

$$Q_{\max h} = K * Q_m$$

Donde:

K: Factor de mayoración de punta (método Harman)

Qm= caudal medio (lt/s)

- Método de Harman

Ecuación 2.6

$$K = \frac{18 + \sqrt{\frac{P}{1000}}}{4 + \sqrt{\frac{P}{1000}}}$$

Donde:

P: Población (hab)

2.2.3 Caudal de infiltración

Es esencial tener en cuenta la infiltración de aguas subterráneas, especialmente las freáticas, incluso si son mínimas, ya que pueden ocurrir debido a fisuras en pozos o tuberías, o a juntas defectuosas. En el caso de redes nuevas, este factor suele ser mínimo, ya que se supone que no hay fisuras y las juntas están en buen estado.

Etaapa recomienda un factor de infiltración de 1 lt/seg/km multiplicado por la longitud. (RIERA, 2017).

Ecuación 2.7

$$Q_{inf} = \frac{\text{Longitud. tramo (m)} * 1 \frac{\frac{lt}{s}}{km}}{1000}$$

2.2.4 Caudal de aguas ilícitas

Este caudal corresponde a aquel que ingresa a la red a través de conexiones ilícitas, contribuyendo con aguas que no deberían fluir por el sistema. Ejemplos de esto incluyen el agua de escorrentía que se filtra a través de las tapas de los pozos y el agua de lluvia proveniente de canaletas que también están conectadas al sistema de alcantarillado.

Ecuación 2.8

$$Q_{ilic} = \frac{Pf * fi}{86400}$$

Donde:

Pf: Población futura (hab)

fi: factor de aguas ilícitas(lt/hab/día)

2.3 Diseño hidráulico

En resumen, el diseño de alcantarillas implica la selección adecuada de la sección transversal, material y embocadura de la alcantarilla, de manera que, para la longitud y pendiente específicas, sea capaz de manejar el caudal de diseño sin comprometer la integridad estructural o funcional de la infraestructura que atraviesa, optimizando los recursos disponibles. En otras palabras, se busca encontrar la solución técnico-económica más apropiada.

Para garantizar el buen funcionamiento de la red, es fundamental considerar aspectos hidráulicos en todo el análisis del alcantarillado. Esto implica tener en cuenta factores como el tipo de material de la estructura, las velocidades máximas y mínimas del flujo, la pendiente mínima requerida y el tipo de flujo presente.

2.3.1 Flujo a sección llena

Cuando se dice que una sección está en régimen de flujo lleno, significa que está operando a su capacidad máxima o que está completamente llena de agua, lo que implica que el conducto o tubería esté trabajando bajo presión. En esta situación, el radio hidráulico está determinado por el diámetro de la tubería. Por lo tanto, es posible calcular la velocidad y el caudal en función del radio hidráulico (en régimen de flujo lleno), lo que permite realizar un análisis apropiado utilizando la formulación de Manning.

- **Radio hidráulico:**

Ecuación 2.9

$$R = \frac{D}{4}$$

Donde:

R: Radio hidráulico (m).

D: Diámetro interno tubería (m)

- **Velocidad a sección llena:**

Ecuación 2.10

$$V = \frac{0.397 * D^{\frac{2}{3}} * S_o^{\frac{1}{2}}}{n}$$

Donde:

n: Coeficiente de rugosidad

D: Diámetro interno de la tubería (m)

So: Pendiente de la tubería.

V: Velocidad a sección llena (m/s)

- **Caudal a sección llena:**

Ecuación 2.11

$$Q = V * A$$

Ecuación 2.12

$$Q = V * \frac{\pi * D^2}{4}$$

Donde:

V: velocidad a sección llena (m/s)

Q: Caudal o gasto a sección llena (m^3/s)

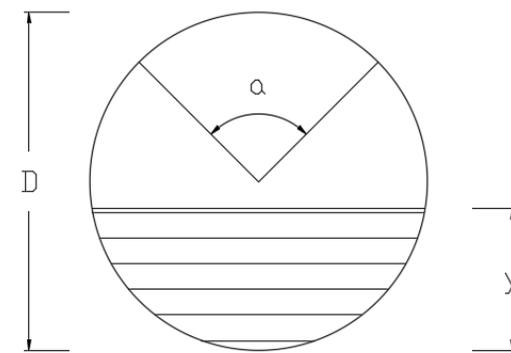
A: Área sección llena (m^2)

2.3.2 Flujo a sección parcialmente llena

Cuando una tubería está operando a una fracción de su capacidad total, se dice que está trabajando con la sección parcialmente llena, lo que significa que hay una superficie de agua libre en contacto con el aire. En este caso, los cálculos se basan en la altura del flujo o la profundidad del agua, que son las condiciones típicas en la mayoría de los sistemas de alcantarillado.

La relación entre la altura del agua y el diámetro de la tubería (h/D) indica que el 80% es la máxima sección que se puede utilizar, por motivos de seguridad (ETAPA, 2009).

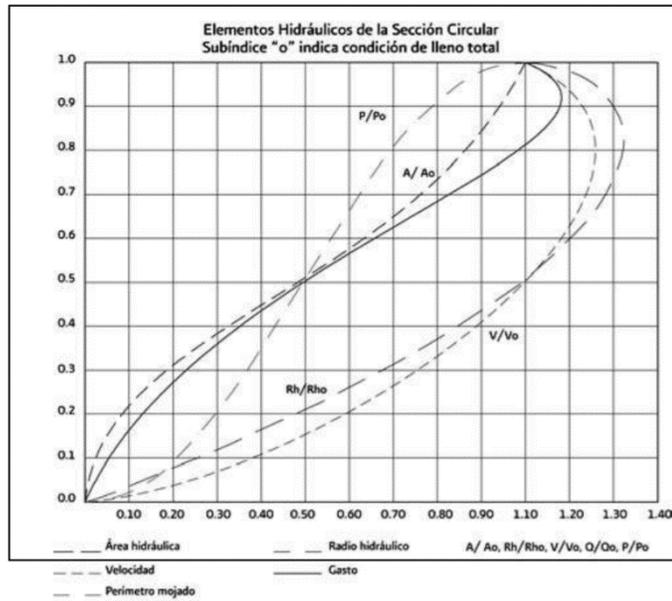
Figura 0.1 Tubería parcialmente llena



Fuente: Autor

Para obtener las relaciones (y/D) y (v/V), es necesario relacionar el caudal de diseño con el caudal de sección llena (q/Q). Esto se puede lograr utilizando tablas o gráficos, como la conocida Curva de Banana. Al introducir el valor de la relación (q/Q) en el eje de las abscisas y analizar la curva de gasto o caudal, se proyecta horizontalmente para leer en el eje de las ordenadas la relación (y/D). Posteriormente, este valor se utiliza para interceptar cada curva de relación hidráulica.

Figura 0.2 Curva de banana



Fuente: (Montejo, A, Montejo, D, Arroyo, M, Honorato, A, & Zamora, S. A., 2019)

El valor de y/D se lo encuentra en función de la relación q/Q , para la tabla que se muestra a continuación, la nomenclatura para esta relación es d/D , para lo cual un d/D , le corresponde un q/Q .

CAPITULO 3: VALORACIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

3.1 Planta de tratamiento

Las redes de los sistemas de alcantarillado van a conducir aguas de precipitaciones o pluviales, y aguas residuales o negras que son las que nos interesan tratar. El agua residual está constituida, esencialmente por el agua de suministro después de haber sido impurificada por los diversos usos a los que ha sido sometida. Desde el punto de vista de su origen, las aguas residuales pueden definirse como una combinación de los desechos líquidos provenientes de viviendas.

Si se dejan estancar las aguas residuales crudas, la descomposición de las materias orgánicas que contienen, pueden dar lugar a la producción de grandes cantidades de gases pestilentes. Además, las aguas residuales contienen usualmente, numerosos organismos patógenos causantes de muchas enfermedades, los cuales habitan en el aparato intestinal humano.

Mediante la evaluación técnica e inspecciones visuales hemos determinado las descargas que posee el Cantón Guachapala, la planta de tratamiento que existe en el sector de Gullancay (Río Paute) y la que se considera como segunda planta de tratamiento se encuentra en el Sector Monjas (Quebrada Shuschurum).

Figura 3.1 Descargas del sector monjas



Fuente: (Autor)

3.2 Selección de alternativas del Tipo de Tratamiento

Los tratamientos a ser evaluados en el sector Monjas son los siguientes:

- Fosa Séptica Doble Cámara y Filtro Biológico (Alternativa No.1)
- Fosa Séptica - Humedales (Alternativa No.2)
- Laguna anaerobia (Alternativa No.3)
- Tanque Imhoff (Alternativa No.4)

Para la selección de tipo de tratamiento los aspectos primordiales a ser evaluados son los siguientes:

- Superficie Necesaria
- Simplicidad en la construcción
- Costo de Construcción
- Costo de Mantenimiento
- Impacto Ambiental
- Aspecto Social

3.3 Descripción

- En los siguientes 4 análisis daremos a conocer la información del diseño de tipos de plantas de tratamiento y ver cuál de ellas sería la más factible para ponerla en funcionamiento en el sector monjas
- Valoración de los distintos procesos de tratamientos para el sector de Monjas.

Se diseñarán los diferentes tratamientos empleados en este estudio para el Sector de Monjas con el objeto de encontrar el tratamiento óptimo para el proyecto a partir de los siguientes parámetros:

Tabla 3.1 Parámetros tramo 1

Parámetros	Monjas (Tratamiento No.1)
Población Futura	1021 Hab.
Período de Diseño	21 años
Dotación final periodo de diseño	150 lt/hab/día
Aporte de aguas servidas	80% Dot final
Producción aguas residuales x persona	120 lt/hab/día
Caudal de diseño	212.09 m3/día
Demanda Bioquímica de Oxígeno	139 mg/lt
Sólidos en suspensión totales	260 mg/lt
Coliformes Fecales	3.50E+07 NMP
Contribución de lodos frescos	1 lt/hab*día

Fuente: (Autor)

3.3.1 Descripción de los Procesos Anaeróbicos.

Durante los últimos veinte años, se han desarrollado diferentes procesos anaerobios para el tratamiento de lodos y aguas residuales con alto contenido de materia orgánica. Entre éstos se puede citar como los más usados la digestión anaerobia en régimen de mezcla completa, el proceso anaerobio de contacto y el proceso anaerobio de flujo ascendente.

“La digestión anaerobia es uno de los procesos más antiguos utilizados para la estabilización de lodos”. (IBTech, 2017) Consisten en la descomposición de la materia orgánica e inorgánica en la ausencia de oxígeno molecular. Sus mayores aplicaciones han sido la estabilización de los lodos concentrados provenientes de la depuración de las aguas residuales y el

tratamiento de algunos residuos industriales. Últimamente se ha demostrado que los desechos orgánicos diluidos también pueden ser digeridos mediante procesos anaerobios.

En el proceso de digestión anaerobia la materia orgánica es convertida biológicamente, bajo condiciones anaerobias, en una variedad de productos, entre ellos metano (CH_4) y dióxido de carbono (CO_2). El proceso se lleva a cabo dentro de un reactor, introduciendo el afluente de manera continua o intermitente y reteniéndolo por diferentes períodos; el lodo estabilizado, retirado también de manera continua o intermitente, contiene bajas cantidades de materia orgánica y patógena además de no ser putrescible.

La conversión biológica de la materia orgánica se produce en tres fases. En la primera, los componentes orgánicos de masa molecular alta se hidrolizan mediante la presencia de enzimas, resultando nuevos compuestos aptos para ser utilizados por las bacterias como fuente de energía y de carbono celular. En la segunda etapa, denominada ácidogénesis, las bacterias convierten los compuestos resultantes de la primera fase en compuestos intermedios de menor masa molecular. En la tercera etapa, conocida como metanogénesis, las bacterias convierten los productos intermedios en productos más simples, principalmente metano y dióxido de carbono.

En un reactor anaerobio un grupo de organismos es responsable de la hidrólisis de los polímeros orgánicos y las grasas transformándolos en monoacáridos, aminoácidos y otros compuestos similares.

Un segundo grupo de bacterias anaerobias fermentan los productos anteriormente referidos convirtiéndolos en ácidos orgánicos, siendo el más común el ácido acético. Este grupo de microorganismos denominados no metanogénicos, incluye bacterias facultativas y anaerobias y se conocen también como formadoras de ácidos o acidogénicas.

Un tercer grupo de microorganismos se encarga de la conversión del hidrógeno y el ácido acético, generado en la etapa previa, en metano (poco soluble en el agua) y dióxido de carbono. Estas bacterias, estrictamente anaerobias, se llaman metanogénicas y presentan tasas de crecimiento sumamente bajas, determinando la lentitud de los procesos anaerobios de tratamiento de los desechos orgánicos.

Figura 3.2 Ventajas y Desventajas de los Procesos anaerobios para el Tratamiento de Aguas Residuales

VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> - Mayor tiempo de retención de la biomasa con menor tiempo de retención hidráulica. - Menor producción de lodos. - Materia sólida resultante bien estabilizada. - Posible aprovechamiento del gas metano obtenido como subproducto. - No utiliza recirculación ni calentamiento. - Pérdidas de carga mínimas a través del lecho. - Es más sencillo de mantener entre los procesos anaerobios. - Se obtiene un efluente clarificado. - Poco sensible a variaciones de carga hidráulica. - Permite una operación satisfactoria, sin mantenimiento, durante 18 a 24 meses. - Requiere poco espacio. 	<ul style="list-style-type: none"> - Pueden producirse obstrucciones. - Costos de construcción altos debido al medio filtrante. - No es utilizable para aguas residuales con altos contenidos de sólidos suspendidos. - El filtro crea un medio corrosivo. - Requiere mayores temperaturas para la eficiencia del proceso. - Producción de olores. - El arranque del proceso es lento, pudiendo demorar unos 6 meses.

Fuente: (Comisión Nacional del Agua, 2015).

En los procesos anaerobios, una gran parte de la materia orgánica se transforma en metano, gas que puede ser utilizado como combustible. Debido al bajo crecimiento celular y a la conversión de la materia orgánica en metano y dióxido de carbono, la materia sólida resultante del proceso anaerobio es razonablemente bien estabilizada y luego de su desecación puede disponerse en un relleno sanitario, utilizarse para compostaje y para el mejoramiento de suelos. Una de las desventajas de los procesos anaerobios es el alto rango de temperaturas

necesarias para alcanzar una buena eficiencia; sin embargo, esta condición es necesaria solamente cuando no se pueden conseguir tiempos de retención apropiados.

Uno de los procesos anaerobios de interés dentro de este estudio es el filtro anaerobio de flujo ascendente propuesto por Young y Mc Carty en 1969 para el tratamiento de residuos solubles. Consiste en un reactor lleno de algún medio sólido. El agua residual fluye por este filtro, entrando en contacto con el medio poroso en el cual las bacterias anaerobias crecen y se encuentran retenidas. Debido a esta circunstancia, pueden conseguirse tiempos de retención medios de las bacterias muy altos, del orden de los 100 días (Culp, 1978), con tiempos de retención hidráulica muy cortos. Por consiguiente, este filtro puede usarse para el tratamiento de aguas residuales poco concentradas a temperatura ambiente, obteniéndose remociones de la materia orgánica en el orden de hasta 75 al 85%. Reducciones de la demanda bioquímica de oxígeno -DBO- de alrededor de un 70% requieren un volumen de filtro anaerobio de 0.05 m³ por habitante y por día, con una operación satisfactoria, sin mantenimiento, durante 18 a 24 meses.

El filtro anaerobio de flujo ascendente ha sido optado como una de las alternativas para dar un tratamiento complementario al efluente de una fosa séptica, siendo éste el caso de las PTARs materia de esta tesis.

En el siguiente cuadro se resumen los parámetros de diseño de los filtros anaerobios de flujo ascendente, tomados de varias fuentes bibliográficas. Las variaciones que presentan los diferentes autores para cada uno de los parámetros se deben a la diversidad de condiciones en las que han sido desarrollados los experimentos de los cuales se obtuvieron dichos parámetros, especialmente en lo que tiene que ver con las características de las aguas residuales tratadas,

condiciones ambientales, geometría de los reactores, materiales utilizados para los medios filtrantes, tamaño del material de cada medio, etc.

Figura 3.3(a) Parámetros de diseño para filtros anaerobios

PARÁMETRO	VALOR
DQO afluente (mg/l)	1.000 - 30.000 2.500 - 24.000 10.000 - 20.000
Tiempo de retención (días)	24 - 48 24 20 - 96 variable en función del caudal diario
Carga orgánica (Kg DQO/ m ³ día)	1 - 48 1 - 6 < 12 5 - 30 9 - 15
Volumen (m ³)	En función del caudal diario y el tipo de retención hidráulica

Fuente: (GAD Municipal de Guachapala, 2010)

Figura 3.3 (b)

Diámetro del medio (cm)	2 - 17
Altura del medio (m)	1.2 3 - 12 1.80
Temperatura (°C)	32 - 37 30 - 35
Remoción DQO (%)	61 - 90 80 - 95 70 - 90
Velocidad de flujo (m/día)	< 10
Sólidos suspendidos del afluente (mg/l)	< 500 ⊙ 50.000
Edad de lodos (días)	0.5 - 5
DQO soluble/DQO insoluble	> 1
Distancia entre orificios de entrada (m)	1 - 2

Fuente: (GAD Municipal de Guachapala, 2010)

En el siguiente cuadro se resumen algunas recomendaciones tomadas de la Norma Brasileña NB-41, las cuales se consideran prácticas y provienen de experimentos exitosos desarrollados a lo largo de muchos años.

Figura 3.4 Detalles Constructivos Recomendados para el Diseño de Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente

REFERENCIA	CONDICIONES
Medio filtrante	Debe pasar el tamiz No.4 (50 a 76 mm) y tener granulometría uniforme
Profundidad de lecho	1.80 m para cualquier volumen
Diámetro o longitud mínimos	0.95 m. ó 0.85 m. respectivamente, mínimo 3 veces la profundidad útil
Volumen útil mínimo	1.250 lt.
Carga hidrostática mínima	0.10 m. entre el nivel de salida del filtro y el nivel de salida de la fosa séptica
Fondo falso	Orificios de 0.03 m. mínimo, espaciados a 0.15 m.
Diámetro de conexión entre la fosa séptica y el filtro	Mínimo 0.10 m.
Dispositivo de salida	Debe pasar por el centro del filtro y mantener una carga mínima de 0.30 m sobre el lecho filtrante

Fuente: (GAD Municipal de Guachapala, 2010)

Análisis de las alternativas

3.3.2 Fosa Séptica Doble Cámara y Filtro Bilógico (Anaeróbico)

La fosa séptica sirve como digestor de fango y almacenamiento de éste, posee otro compartimiento que actúa también como sedimentador y capacidad de almacenamiento adicional. El Filtro Biológico tiene la función de transformar las sustancias nitrogenadas nocivas, materia orgánica disuelta y suspendida y ácidos volátiles que hay presentes en las redes de alcantarillado. "Los filtros biológicos se denominan así puesto que esta acción detoxicante no la lleva a cabo ningún material diseñado por el hombre, sino la propia naturaleza a través de bacterias". (Tauro, 2013) Las aguas negras o aguas residuales circulan a través del material de relleno del filtro, sobre

el cual han crecido las bacterias, las cuales a su vez toman amoniacó o nitritos del agua para transformarlos en sustancias menos nocivas (nitritos y nitratos respectivamente). "Las bacterias encargadas de llevar a cabo esta labor son aerobias, es decir, necesitan de la presencia de oxígeno para crecer y sobrevivir, por lo que es esencial que el agua tenga unos niveles adecuados de oxígeno al pasar por el filtro biológico". (Alvarez & Medina, 2015)

- **Parámetros medios de calidad del agua residual**

Tabla 3.2 Parámetros medios de calidad del agua residual

Parámetros	Símbolo	Unidad	Valor Afluyente	Valor efluente
Carga orgánica por habitantes	COh	grDBO/(hab*día)	45	22.5
Demanda bioquímica de oxígeno	DBO	mg/lt	139	69.5
Sólidos suspendidos totales	SST	mg/lt	260	260
Coliformes fecales	CF	cf/100ml	3.5E+07	1.75E+07

Fuente:(Autor)

El cálculo del volumen de la fosa Séptica de acuerdo a la Norma Brasileña NB-41/81, volumen útil puede ser determinado utilizando la siguiente y fórmula:

- **Diseño Fosa Séptica**

En este diseño se utilizó la siguiente fórmula:

Ecuación 3.1

$$V = 1.3 * N(C * T + 100 * LF)$$

$$V = 1.3 * 1021 * (120 * 1 + 1000 * 1)$$

$$V = 292.006 \text{ lts}$$

$$V = 292.01 \text{ m}^3$$

Tabla 3.3 Datos de diseño de Fosa Séptica

Datos de diseño	Símbolos	Unidad	Valor
Número de habitantes	N	hab	1.21
Producción aguas residuales por persona	C	lt/hab*día	120
Producción agua residuales total	CT	días	122.52
Tiempo de retención adoptado	T	lt/hab*día	1
Contribución de lodos frescos	Lf	días	1
Relación largo/ancho	L/b	lt/hab*día	3
Profundidad del tanque	h	m	2.2
Altura libre	Hs	m	0.3

• Fuente: (Autor)

En la tabla 3.2 se puede observar las dimensiones mínimas que consideramos de la losa.

Tabla 3.4 Datos de diseño de Fosa Septica

DIMENSIONES MINIMAS DE LA FOSA			
Ancho interno mínimo	b=	0,8m	
Profundidad útil mínima	h=	1,20m	
Relación	$2 \leq L/B \leq 4$		
El ancho interno no debe ser mayor que 2 veces la profundidad útil			
El ancho de cámara $b \leq L$			
La relación de las longitudes de la cámara			
	L1 =	$2/3 * L$	Cámara No. 1
	L2 =	$1/3 * L$	Cámara No. 2
El orificio para el paseo de las dos cámaras debe estar ubicado a $2/3 h$			
Los bordes superiores de estos oficios deben ser entre 5 y 10% de la sección transversal útil			

Fuente: (Autor)

- **Dimensiones de la fosa**

En la tabla 3.2 se pueden observar las dimensiones de la losa la cual proporciona una visión detallada y estructurada de las medidas claves que conforman la losa.

Tabla 3.5 Dimensiones de la losa

Volumen	Ancho	Largo	Profundidad	Volumen
m³	m	m	m	Real
292.01	6.7	20.1	2.2	296.27

Fuente: (Autor)

- **Longitudes de Cámara**

Ecuación 3.2

$$L1 = \frac{2}{3} * L = 13.40m$$

$$L2 = \frac{2}{3} * L = 6.70m$$

- **Orificio para el paso de las dos cámaras**

Ecuación 3.3

$$\frac{2}{3} * h = 1.40m$$

- **Área de la sección transversal al del orificio** **10.00%**

$$At = 1.474m^2$$

$$a = 0.30m$$

$$b = 4.91m$$

- **Eficiencia de remoción**

La eficiencia de remoción de DBO y CF en esta unidad se asume en un 50%

Los sólidos suspendidos prácticamente se mantienen

- **Diseño Filtro anaerobio**

Tabla 3.6 Diseño de Filtro anaerobio

Datos de diseño	Símbolo	Unidad	Valor
Numero de aportantes	N	hab	1021
Producción agua residuales por persona	Dar	lt/hab/día	120
Carga orgánica por habitante		grDBO/día	22.5
Carga orgánica volumétrica	Lv	kgDBO/m ³ *día	0.3
Ancho cámaras inicial y final	L1	m	1.5
Altura de seguridad	hs	m	0.3

Fuente: (Autor)

La carga volumétrica (Lv) está en el rango de 0.10 a 0.50 kgDBO/m³xdia

La altura del lecho varia de 0.80m a 1.20m

- **Cargas Orgánicas del Afluente**

Ecuación 3.4

$$V = \frac{L}{L_v}$$

$$V = \frac{22.97}{0.30}$$

$$V = 76.57m^3$$

V= Volumen del filtro anaeróbico m³
 L= Carga orgánica afluente kgDBO/dia
 Lv=Carga orgánica volumétrica kgDBO/m³*dia

- **Dimensiones del filtro**

Tabla 3.6 Dimensiones del filtro

Volumen necesario (m ³)	B ancho (m)	L largo (m)	H profundidad (m)	Volumen real (m ³)
76.57	6.70	17.10	0.70	80.20

Fuente: (Autor)

La altura del lecho varia de 0.80m a 1.20m

- **Pérdidas de carga en el filtro**

El material granular a emplearse será grava triturada de tamaño efectivo entre 1” a 1.50”

Ecuación de Darcy

Ecuación 3.5

$$hf = \frac{L * v}{K}$$

Velocidad de flujo horizontal

Ecuación 3.6

$$v = \frac{Q}{B * H}$$

Tabla 3.7 Perdidas de carga

Datos de diseño	Símbolo	Unidad	Valor
Caudal máximo	Q	lt/seg	1.42
Velocidad de flujo horizontal	V	m/seg	0.00030
Coeficiente de permeabilidad	K	adim	0.10
Pérdida de carga	hf	m	0.07
		cm	6.95

Fuente: Autor

Las pérdidas de energía a través del lecho son mínimas, menores a 7.50cm

- **Eficiencia de remoción**

La eficiencia de remoción de DBO, SST y CF se encuentra en 80.00%

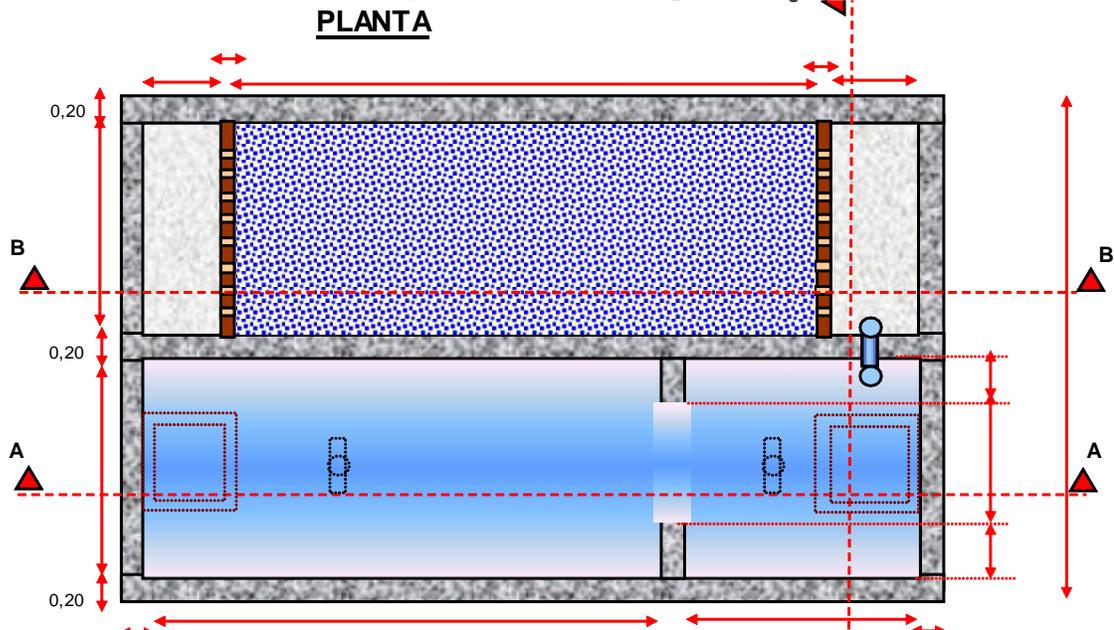
Tabla 3.8 Parámetros de la eficiencia de remoción

Parámetros	Símbolo	Unidad	Valor afluente	Valor efluente
Demanda bioquímica de oxígeno	DBO	mg/lt	69.50	13.90
Solidos suspendidos totales	SST	mg/lt	260	52
Coliformes fecales	CF	cf/100ml	1.7E+07	3.50E+06

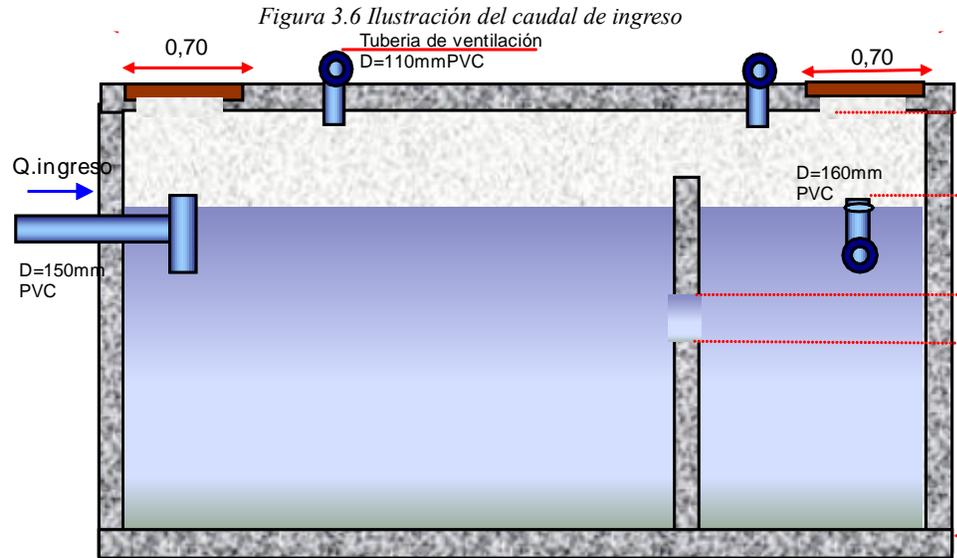
Fuente:(Autor)

- **Ilustración del Tratamiento**

Figura 3.5 Ilustración vista a planta



Fuente:(Autor)



Fuente: (Autor)

3.3.3 Humedal

Este tratamiento al igual que en el caso anterior necesita de un digester de fango que los almacene y no permita el paso de este hacia los humedales (Fosa séptica).

Los humedales naturales son grandes extensiones de terrenos encharcados de agua, como ciénagas o pantanos. Los humedales tienen la capacidad de ayudarnos con la función de un biofiltro natural, este biofiltro erradica como por ejemplo los contaminantes existentes y a la vez los sedimentos presentes en las aguas. En torno a esta idea podemos definir que un humedal artificial facilita la eliminación de todos estos contaminantes en los lugares donde no existen humedales naturales. Los humedales artificiales ya han sido probados y los cuales han presentado mucho éxito en su operación como por ejemplo para la eliminación de aguas contaminadas procedentes de hospitales y también de aguas residuales municipales, también se los ha usado para el tratamiento de aguas que genera las actividades agrícolas y las mineras. El sustrato orgánico es muy importante en un humedal ya que eso nos brinda su vegetación como son las raíces, tallos y hojas, por lo que los microorganismos son los que tienen el poder de atacar a la bacteria orgánica residual.

- **Diseño Humedal**

Los datos utilizados para el cálculo de humedales con espejo de agua (Romero Rojas, J. A. (2008). Tratamiento de aguas residuales teoría y principios de diseño.) son los siguientes:

El humedal con espejo es un pantano o ciénega en que la vegetación emergente esta inundada.

Tabla 3.9 Datos del diseño de humedal

Datos de diseño	Símbolo	Unidad	Valor
Caudal de diseño	Q	m ³ /día	212.09
Tiempo de retención	T	días	3
DBO del afluente	DBO	mg/litros	69.5
Profundidad del agua	h	m	1
Relación largo/ancho	L/B		2
Altura libre	hs	m	0.60
Talud muro del humedal	i	x:1	2
Pendiente fondo del humedal	j	%	3%

Fuente:(Autor)

Criterios de diseño para humedales con espejo de agua, se presenta los parámetros a considera en la siguiente tabla:

Tabla 3.10 Criterios de diseño para humedales

Parámetros a considerarse	Unidades	Valor
Tiempo de retención para remoción de DBO	días	2-15
Carga de DBO	kg/hab*día	<112
Profundidad del agua	m	0.10 a 0.60
Área por unidad de caudal	m ² (m ³ /día)	5-11
Relación longitud/ancho	adim	2.1 a 4:1
Control de mosquitos	años	requerido
Intervalo de cosecha	mg/lt	3-5
DBO esperada del efluente	mg/lt	<20
SST esperado del efluente	mg/lt	<20
NT esperado del efluente	mg/lt	<10
PT esperado del efluente	mg/lt	<5

Fuente: (Romero Rojas, J. A. (2008))

- **Volumen de agua**

Ecuación 3.7

$$V=Q*T$$

$$V = 212.09 * 3$$

$$V= 636.27 \text{ m}^3$$

- **Área del Humedal**

Ecuación 3.8

$$A = \frac{636.27}{1.00}$$

$$A = 636.27 \text{ m}^2$$

$$A = 0.06 \text{ Ha}$$

- **Carga de DBO**

Ecuación 3.9

$$CO = DBO * Q$$

$$CO = \frac{69.5 * 212.09}{0.06 * 1000}$$

$$CO = 245.67 \text{ kg DBOO}$$

No cumple

- **Carga Hidráulica Superficial**

Ecuación 3.10

$$CHS = \frac{Q}{A}$$

$$CHS = \frac{212.09}{636.27}$$

$$CHS = 0.33 \text{ m/día}$$

- **Area por Unidad de Caudal**

Ecuación 3.11

$$a = \frac{636.27}{212.09}$$

$$a = 3.00 \text{ m}^2 / (\text{m}^3 / \text{día})$$

Tabla 3.11 Dimensiones de Humedal

Numero	Area	Ancho	Largo	Profundidad	Área total	
	m ²				m	m
2	300	13	26	1	676	0.07

Fuente: Autor

Mecanismos de depuración

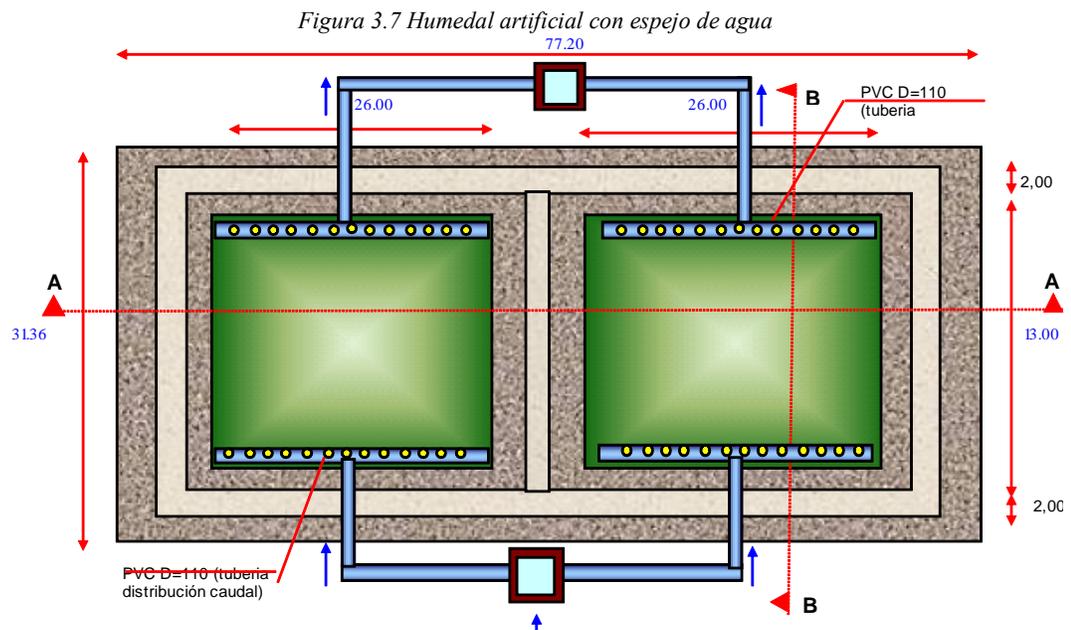
Las bases del sistema de depuración con humedales son:

- Degradación aerobia en la parte superior debido al oxígeno que toma la parte aérea del humedal, y transmiten a través de los tallos subterráneos.
- Los tallos crecen vertical y horizontalmente, abriendo en el suelo espacios, que facilitan el paso del agua residual y su contacto con suelo, raíces y tallos.

- c. Los sólidos en suspensión del agua residual sufren un compost junto con hojas y talos muertos en la capa superior.

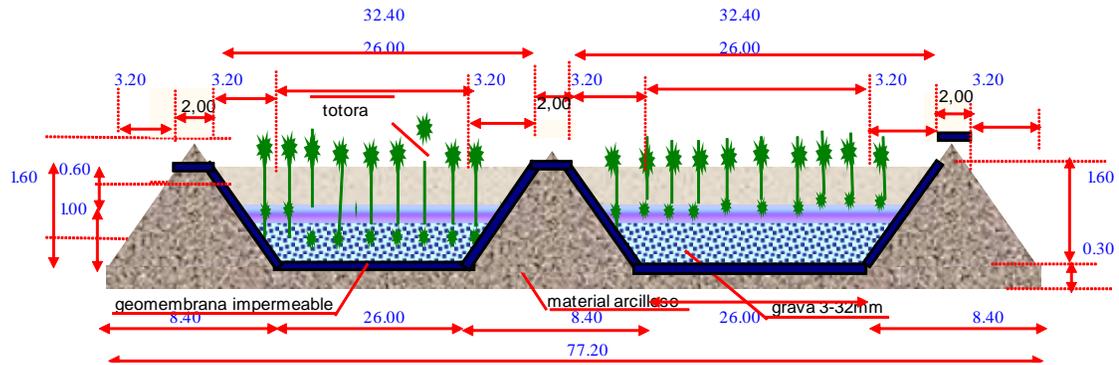
Ventajas:

- Sencillez en la construcción y explotación
- Buena respuesta a la variación de caudal y carga
- Buena integración con el medio ambiente
- Concentración de DBO5 del efluente menores a 20 mg/lit
- Eliminación de nutrientes
- **Ilustración del tratamiento**



Fuente: Autor

Figura 3.8 corte A-A Humedal artificial



Fuente: Autor

3.3.4 Laguna Anaerobia

Este tipo de tecnología de estabilización es uno de los métodos naturales más importantes para el tratamiento de aguas residuales. La principal función de una laguna de estabilización es actuar como embalses artificiales, los cuales están formados por una o más de una laguna anaeróbica sumadas a esta están también las lagunas facultativas y de maduración.

La laguna anaeróbica es la encargada de hacer el tratamiento primario, esta es creada con el afán de eliminar la materia orgánica suspendida (SST) y se encarga de una parte del DBO5 de la parte soluble.

Para la segunda parte tenemos la eliminación casi completa de los sobrantes de los remanentes de la DBO5, esta remoción se facilita mucho gracias al uso y la acción de algas y de las bacterias heterotróficas. Cuando la laguna entra en su etapa de maduración, es decir la tercera, su principal función es la extinción de los patógenos y nutrientes. Los microorganismos patógenos pueden eliminarse al precio más razonable mediante el uso de mecanismos de desinfección naturales, y las lagunas de estabilización son la mejor tecnología de tratamiento de aguas residuales. Cuando el sol incide directamente sobre una masa de agua, se calienta y la temperatura aumenta. Cuanto más calor haga afuera (dados ciertos límites), es más probable que la descomposición ocurra más rápido en las condiciones que normalmente se encuentran en los países

tropicales o subtropicales donde los estanques son efectivos porque actúan como colectores solares debido a su poca profundidad.

- **Diseño Laguna Anaerobia**

Los datos utilizados para el cálculo son los siguientes / (Estanques de Estabilización de Aguas Residuales Earnest F. Gloyna):

La reducción del DBO puede calcularse con la siguiente fórmula:

Ecuación 3.12

$$Lp = \frac{Lo}{Kn * \left(\frac{Lp}{Lo}\right)^n * R + 1}$$

Tiempo de detención a la temperatura T

Ecuación 3.13

$$R = \left(\frac{Lo}{Lp} - 1\right) * \frac{1}{Kn * \left(\frac{Lp}{Lo}\right)^n}$$

Tabla 3.12 Datos de diseño de la laguna anaeróbica

Datos de diseño	Símbolo	Unidad	Valor
Numero de aportantes	N	hab	1021
Producción de agua residual por persona	q	lit/día	120
Exponente experimental	n	adim	4.80
Coefficiente de proyecto	Kn	adim	6
DBO5 del agua afluente	Lo	mg/lt	139
DBO5 del agua efluente	Lp	mg/lt	69.50
Profundidad de la laguna	h	m	3
Altura libre	hs	m	0.50
Talud muro de la laguna	i	x:1	2
Relación largo/ancho	L/B		2

Fuente: (Estanques de Estabilización de Aguas Residuales Earnest F. Gloyna)

- Tiempo de detención**

Ecuación 3.14

$$R = \left(\frac{L_o}{L_p} - 1 \right) * \frac{1}{Kn * \left(\frac{L_p}{L_o} \right)^n}$$

$$R = \left(\frac{139}{69.5} - 1 \right) * \frac{1}{6 * \left(\frac{69.5}{139} \right)^{4.8}}$$

$$R = \frac{1}{0.215}$$

$$R = 4.64 \text{ dias}$$

A causa de la baja temperatura (semejante a 10° c) el periodo de detención se fija en:

$$R = 5 \text{ dias}$$

- **Volumen**

Ecuación 3.15

$$V = 5 * 1021 * 120$$

$$V = 612.60\text{m}^3$$

- **Profundidad**

Según la norma SSA, la profundidad de las lagunas anaeróbicas estará entre 2.50 y 6 m

- **Area del estanque**

Ecuación 3.16

$$A = \frac{\text{Volumen}}{\text{Profundidad}}$$

$$A = \frac{612.60}{3}$$

$$A = 204.20\text{m}^2$$

$$A = \mathbf{0.020Ha}$$

Las principales desventajas del tratamiento anaeróbico es la posibilidad de que se produzcan malos olores que no se pueden evitar. En consecuencia, la proximidad de zonas habitadas es un factor que debe tenerse en cuenta en el proyecto de un estanque anaeróbico

Puede producirse malos olores por distintas causas:

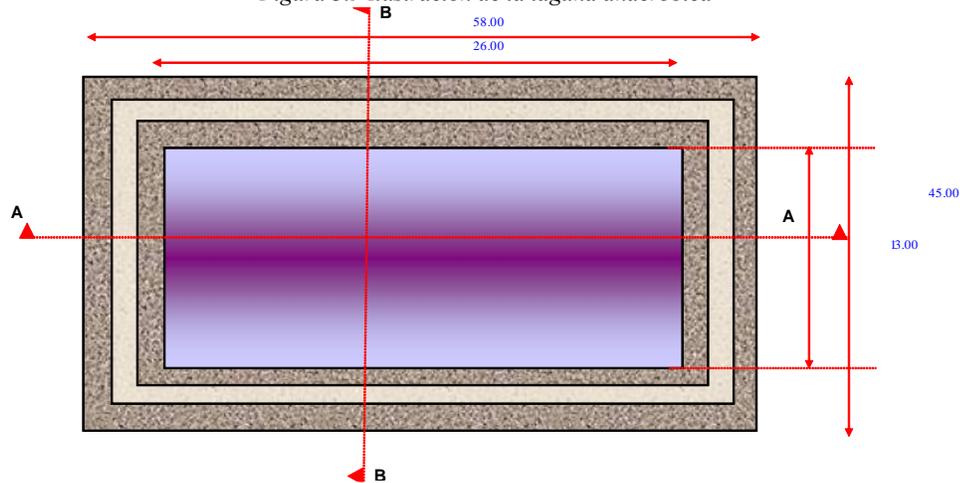
- Temperaturas extremas adicionales
- Superficies insuficientes
- Distribución desigualada de solidos sedimentables
- Profundidad de la masa liquida

La velocidad del proceso de descomposición decrece rápidamente al disminuir la temperatura y la fermentación es despreciable a temperaturas inferiores a 15°C, en cuyo caso el estanque anaeróbico actúa principalmente como un tanque de sedimentación (Oswald) y se convierte realmente en un vertedero sanitario de fangos.

Van Eck, ha observado que no se producen ninguna reducción de la DBO en los estanques anaeróbicos durante los meses de invierno con temperaturas inferiores a 10°C, mientras que las reducciones llegan al 40-60% a 20°C y pasan del 80% a temperaturas de 25°C o mayores.

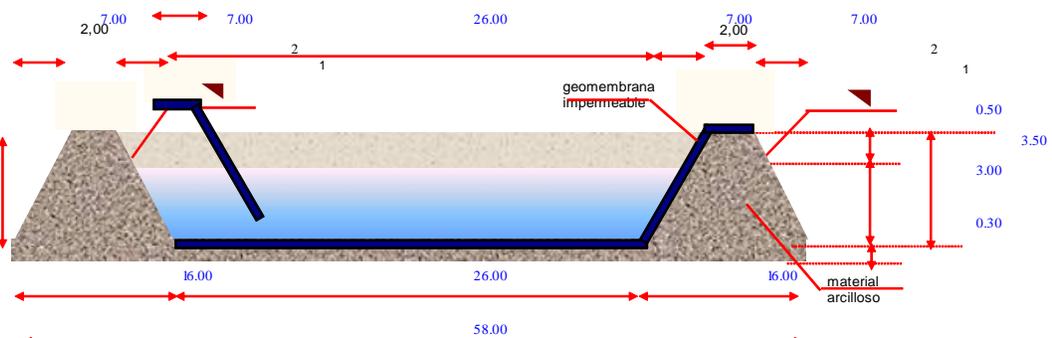
• **Ilustración del Tratamiento**

Figura 3.9 Ilustración de la laguna anaeróbica



Fuente: (Autor)

Figura 3.10 Corte A-A Laguna anaeróbica



Fuente: (Autor)

3.3.5 Tanque Imhoff

Un tanque Imhoff es un tanque de dos pisos donde la sedimentación tiene lugar en el compartimento superior y la digestión en el compartimento inferior. Los sólidos que se sedimentan fluyen del compartimento superior al inferior, donde se digieren a temperatura ambiente. La espuma se acumula en los compartimentos de sedimentación y también en los respiraderos de gas colocados junto a ellos, y el gas generado durante el proceso de digestión escapa a través de estos respiraderos.

- **Diseño Tanque Imhoff**

Los datos utilizados para el cálculo son los siguientes / (Tratamiento de Aguas Residuales, Rivas Mijares):

- **Dimensionamiento Tanque Imhoff**

Volumen del tanque Imhoff

Ecuación 3.17

$$V = V1 + V2 + V3 + V4 + V5$$

V = Volumen del tanque (lts)

V1 = Volumen de la cámara de sedimentación

V2 = Volumen de almacenamiento de lodo digerido

V3 = Volumen de lodo en digestión

V4 = Volumen de la zona neutra

V5 = Volumen de la zona de espuma

- **Volumen del compartimento de sedimentación**

Valor requerido:

$$V1 = 0.042 * N * C * T$$

Tabla 3.13 Datos de diseño del tanque Imhoff

Datos de diseño	Símbolo	Unidad	Valor
Número de usuarios	N	hab	1021
Contribución de aguas residuales	C	lts/hab*día	120
Periodo de retención	T	horas	1
Carga hidráulica	Cs	lts/m2*día	24000
Caudal medio	Q	lts/seg	1.42
Relación largo/ancho	L/b	adim	2.50

Fuente: (Tratamiento de Aguas Residuales, Rivas Mijares)

La norma USA, recomienda que la tasa de desbordamiento superficial sea de alrededor de 24000 lts/m2 (24 m3/m2*día) carga hidráulica.

$$V1 = 0.042 * 1021 * 120 * 1$$

$$V1 = 5146 \text{ lts}$$

$$V1 = 5.10 \text{ m}^3 \text{ volumen requerido}$$

- **Área superficial**

$$As = \frac{Q}{Cs}$$

$$As = \frac{1.42 * 86400}{24000}$$

$$As = 5.11 \text{ m}^2$$

$$As = L * b$$

$$As = 2.5 * b * b$$

$$b = 1.50m$$

$$L = 3.80m$$

- **Área de la cámara de ventilación**

El área de la cámara de ventilación varía entre 15% a 25 % del área total superficial de la unidad

Adoptamos 20% del área total

Ecuación 3.20

$$\frac{(A_s + A_v)}{A_v} = \frac{100}{20}$$

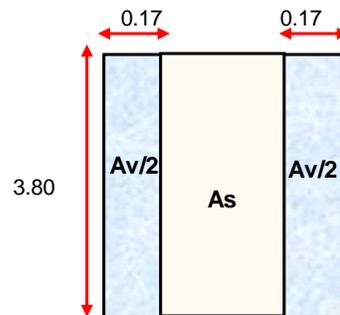
$$\frac{A_v}{5.11 + A_v} = 0.2$$

$$A_v = 1.28m^2$$

Esta área debe ser repartida a lo largo de los 3.8m de largo del tanque por lo que el ancho de cada uno de los canales de ventilación será:

$$\frac{1.28/3.8}{2} = 0.17m$$

Figura 3.11 Area del tanque



Fuente: (Autor)

- **Ancho total del tanque**

Ecuación 3.21

$$b = 1.5 + 2 * 0.17$$

$$b = 1.84m$$

- **Volumen de cámara de sedimentación (V1)**

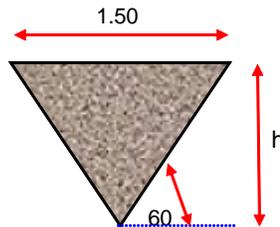
Un triángulo base de 1.5m cuyas paredes tienen una inclinación de 60 grados con la horizontal.

Ecuación 3.22

$$\tan 60^\circ = \frac{h}{1.5/2}$$

$$h = 1.30m$$

Figura 3.12 Volumen de la cámara de sedimentación



Fuente: (Autor)

- **Volumen total**

Ecuación 3.23

$$V1 = \frac{1.5 * 1.3 * 3.8}{2}$$

$$V1 = 3.71m^3$$

Volumen que el requerido considerar otras dimensiones en cámara sedimentación

- **Dimensiones modificadas**

Tabla 3.14 Dimensiones modificadas

Datos de diseño	Símbolo	Unidad	Valor
Ancho cámara sedimentación	b	m	1.70
Largo cámara sedimentación	L	m	4.25

Fuente: (Autor)

Ecuación 3.24

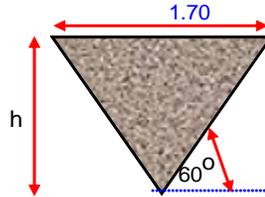
$$\tan 60^\circ = \frac{h}{1.7/2}$$

$$h = 1.50m$$

- **Volumen total**

$$V1 = 10.84\text{m}^3$$

Figura 3.13 Volumen corregido cámara de sedimentación



Fuente: (Autor)

Se aceptan las dimensiones, el volumen es mayor que el requerido 5.15m³

- Dimensiones adoptadas**

Tabla 3.15 Dimensiones adoptadas

Datos de diseño	Símbolo	Unidad	Valor
Ancho cámara de sedimentación	b	m	1.70
Largo cámara de sedimentación	L	m	4.25
Altura cámara de sedimentación	h	m	1.50
Ancho de la cámara de ventilación	bs	m	0.20
Ancho total del tanque	B	m	2.10

Fuente: (Autor)

- Volumen de la cámara de digestión**

Ecuación 3.25

$$Vd = R2 * N * Lf * Td$$

Tabla 3.16 Datos de diseño para el volumen de la cámara de digestión

Datos de diseño	Símbolo	Unidad	Valor
Número de usuarios	N	hab	1021
Contribución de lodos frescos	Lf	lt/hab*día	1
Periodo de digestión del lodo	Td	días	50
Coefficiente de reducción	R2	adim	0.50

Fuente: Autor

$$Vd = 0.5 * 1021 * 1 * 50$$

$$Vd = 25525 \text{ lts}$$

$$Vd = 25.53 \text{ m}^3$$

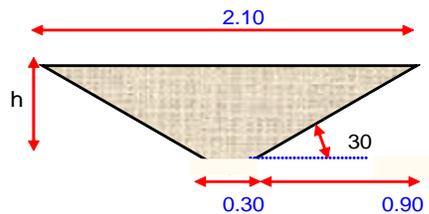
- **Volumen de almacenamiento de lodo digerido (V2)**
- **Dimensiones de la pirámide truncada**

Ecuación 3.26

$$\tan 30^\circ = \frac{h}{0.9}$$

$$h = 0.60 \text{ m}$$

Figura 3.14 Dimensiones de la pirámide truncada



Fuente: Autor

- **Volumen de cada una de las pirámides truncadas**

Ecuación 3.27

$$Vp = \frac{h}{3} * [A1 + A2 + (A1 * A2)^{1/2}]$$

$$A1 = 0.3 * 0.3 = 0.09 \text{ m}^2$$

$$A2 = 2.1 * 2.125 = 4.46 \text{ m}^2$$

$$Vp = \frac{0.6 * [0.09 + 4.46 + (0.09 * 4.46)^{0.5}]}{3}$$

$$Vp = 1.04 \text{ m}^3$$

- **Volumen total**

Ecuación 3.28

$$V2 = 1.04 * 2 = 2.08 \text{ m}^3$$

- **Volumen de lodo en digestión (V3)**

Ecuación 3.29

$$V3 = Vd - V2$$

$$V3 = 25.53 - 2.08$$

$$\mathbf{V3 = 23.45m^3}$$

- **Altura de la pared**

Ecuación 3.30

$$V3 = L * B * h$$

$$V3 = 4.25 * 2.1 * h$$

$$h = 2.70m$$

- **Volumen de la zona neutra (V4)**

Es una zona de seguridad ubicada entre las zonas de sedimentación y digestión, la profundidad varia entre 30 y 50 cm.

Ecuación 3.31

$$V4 = hs * S$$

$$\text{Altura de la zona neutra (hs)} = 0.40m$$

$$V4 = 0.4 * 2.1 * 4.25$$

$$\mathbf{V4 = 3.57m^3}$$

- **Volumen de la zona de espuma (V5)**

Ecuación 3.32

$$V5 = hd * S - V1$$

$$V5 = 1.5 * 2.1 * 4.25 - 10.84$$

$$\mathbf{V5 = 2.55m^3}$$

- **Volumen libre (V6)**

Ecuación 3.33

$$\text{Altura de la zona libre (hl)} = 0.30m$$

$$V6 = 0.3 * 2.1 * 4.25$$

$$\mathbf{V6 = 2.68m^3}$$

- **Volumen total**

Ecuación 3.34

$$V = V1 + V2 + V3 + V4 + V5 + V6$$

$$V = 3.71 + 2.08 + 23.45 + 3.57 + 2.55 + 2.68$$

$$V = 38.04\text{m}^3$$

- **Area total**

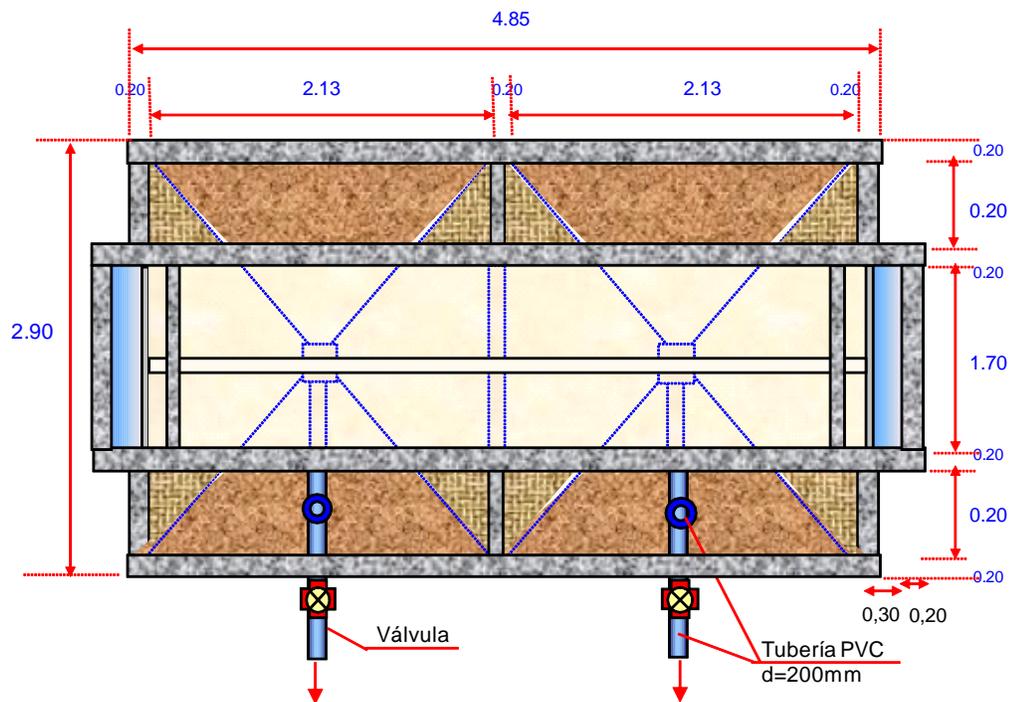
Ecuación 3.35

$$A = 4.85 * 2.9$$

$$A = 14.07\text{m}^2$$

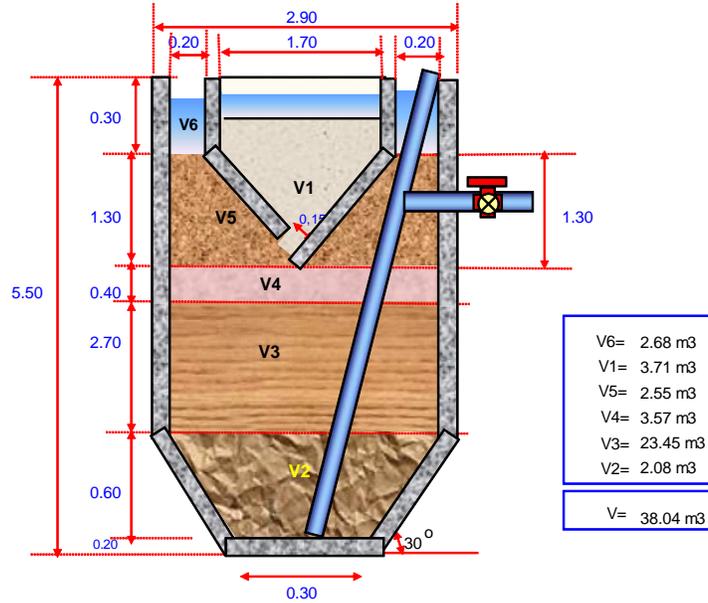
- **Ilustración del tratamiento**

Figura 3.15 Planta tanque IMHOFF



Fuente: Autor

Figura 3.16 Perfil del tanque



Fuente: Autor

Mediante los diseños se ha obtenido la geometría del tanque Imhoff, esta tecnología de tratamiento se descarta debido a que la profundidad de excavación asciende a 5.50 m ua que estudios anteriores nos indican la presencia alta de humedad en el lugar, por lo que no sería una alternativa óptima de tratamiento de aguas residuales para el sector de Monjas.

CAPITULO 4: RECOPIACION DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES

4.1 Catastro de pozos

El trabajo consistía en destapar todos los pozos de alcantarillado existentes en el Cantón Guachapala,(Ver anexo 3) con el objeto de realizar una exhaustiva y detallada exploración de cada pozo, determinando los siguientes parámetros:

- Características del pozo (circular o rectangular)
- Material del pozo (mampostería u hormigón simple)
- Estado del pozo (paredes, piso, tapa)
- Coordenadas del pozo (X, Y, Z)
- Altura del pozo
- Altura de la tubería de entrada
- Altura de la tubería de salida
- Cota de entrada
- Cota de salida
- Diámetro de la tubería de entrada
- Diámetro de la tubería de salida
- Estado de la tubería (entrada, salida)
- Fotos y gráficos

Al terminar el cateo y realizar un análisis de resultados, se obtuvieron los siguientes datos:

Tabla 4.1 Estado de las tuberías

ESTADO FISICO DE TUBERÍAS	Porcentaje	10661.29
<u>BUENO</u>	74.55%	7947.73
<u>OBSOLETO</u>	20.69%	2206.02
<u>NO FUNCIONA HIDRÁULICAMENTE</u>	4.76%	507.55
	100.00%	10661.29

Fuente: Autor

4.2 Redes de alcantarillado

La infraestructura de alcantarillado es una pieza fundamental en la gestión urbana, asegurando la adecuada disposición de aguas residuales y contribuyendo significativamente a la salud pública y al medio ambiente. En 2010, se diseñó una red de alcantarillado proyectada para soportar un crecimiento poblacional del 1.7% anual. Sin embargo, en años posteriores, este índice de crecimiento se ajustó a un 0.97%, reflejando un cambio en las dinámicas demográficas de la zona. En 2024, se llevó a cabo una actualización de la red, con proyecciones que abarcan los próximos 20 años. Este ensayo explora la evolución y adecuación de esta red de alcantarillado, abordando los retos enfrentados y las soluciones implementadas.

4.3 Diseño Inicial y Proyecciones Demográficas

El diseño original de la red de alcantarillado en 2010 consideraba un crecimiento poblacional del 1.7% anual, una cifra basada en las tendencias demográficas y urbanísticas

de aquel momento. Esta previsión buscaba asegurar que la infraestructura pudiera manejar el aumento proyectado en la demanda de servicios de alcantarillado, evitando así problemas de capacidad insuficiente.

No obstante, en años posteriores, se observó un descenso en el crecimiento poblacional al 0.97% anual. Este cambio demográfico implicó una menor presión sobre la infraestructura de alcantarillado de lo inicialmente previsto. A pesar de esta diferencia, la red seguía cumpliendo con su función, aunque la planificación inicial resultó ser más conservadora de lo necesario.

4.4 Actualización de la Red en 2024

En 2024, se realizó una actualización de la red de alcantarillado para adaptarla a las necesidades actuales y futuras, proyectando su operatividad eficiente por los próximos 20 años. La evaluación de la red mostró que, a pesar de la diferencia en las tasas de crecimiento poblacional, la infraestructura diseñada en 2010 aún era adecuada. Esto se debe a que la capacidad instalada, basada en una proyección más alta, permitió acomodar el crecimiento real con margen suficiente. (Ver anexo 4)

Los principales trabajos de actualización se centraron en abordar el deterioro natural de las tuberías, una consecuencia inevitable del paso del tiempo y el uso continuo. La modernización incluyó la reparación y reemplazo de segmentos de tuberías dañadas, la implementación de materiales más duraderos y la mejora de la capacidad de bombeo y tratamiento de aguas residuales.

4.5 Problemas Encontrados y Soluciones que se podrían implementar

Durante la revisión y actualización de la red, se identificaron varios problemas derivados principalmente del deterioro de las tuberías. Las principales cuestiones incluyeron:

- Fugas y roturas: Las tuberías más antiguas presentaban desgaste, causando fugas y ocasionales roturas que requerían reparaciones urgentes.
- Obstrucciones y acumulaciones: Sedimentos y residuos sólidos acumulados a lo largo de los años obstruían parcialmente el flujo, reduciendo la eficiencia del sistema.
- Corrosión y erosión: La exposición continua a aguas residuales y sustancias químicas había causado corrosión en segmentos de metal y erosión en materiales más porosos.

4.6 Estrategia de solución para estos problemas:

- Reemplazo de tuberías dañadas: Se sustituirán las secciones más afectadas por materiales de última generación, resistentes a la corrosión y con una vida útil prolongada.
- Limpieza y mantenimiento preventivo: Se intensificarán las labores de limpieza periódica para evitar acumulaciones de sedimentos y obstrucciones.
- Revestimientos protectores: En algunas tuberías se aplicarán revestimientos internos que protegen contra la corrosión y mejoran la durabilidad.

Conclusión

La actualización de la red de alcantarillado diseñada en 2010 y revisada en 2024 demuestra que una planificación adecuada y conservadora puede proporcionar un margen de seguridad significativo frente a cambios demográficos inesperados. A pesar de los desafíos presentados por el deterioro natural de las tuberías, las medidas implementadas aseguran que la red pueda seguir operando eficientemente en las próximas dos décadas. Este caso subraya la importancia de la planificación a largo plazo y la necesidad de un mantenimiento continuo para enfrentar los retos de infraestructura urbana.

Evaluación de los tratamientos de las aguas residuales

Tabla 4.2 Comparación de Alternativas

ALTERNATIVAS	ALTERNATIVA No.1	ALTERNATIVA No.2	ALTERNATIVA No.3
TRATAMIENTOS	Fosa Séptica – Filtro Biológico	Fosa Séptica – Humedales	Laguna Anaerobia
Superficie Necesaria	100	0	0
Simplicidad en la construcción	50	50	50
Costo de Mantenimiento	60	60	100
Impacto Ambiental	60	100	60
Aspecto Social	60	0	0

Fuente: Autor

Tras un análisis exhaustivo de diversas tecnologías de tratamiento de aguas residuales, se ha determinado que la mejor opción para el cantón Guachapala es un sistema compuesto por un tratamiento primario y uno secundario. El tratamiento primario consistirá en una fosa séptica de doble cámara, encargada de la remoción de sólidos sedimentables. A continuación, se empleará un tratamiento secundario con un filtro biológico anaerobio, destinado a la eliminación de carga orgánica suspendida y disuelta. Esta combinación ha sido seleccionada específicamente para el sector de Monjas, considerando las características físicas de los terrenos disponibles para la instalación de estos sistemas.

Aunque esta tecnología se adapta bien al espacio físico de las propiedades donde se implementarán los tratamientos, es importante señalar que, desde una perspectiva ambiental, no representa la opción más óptima en términos de eficiencia en la remoción de coliformes y sólidos suspendidos. Los parámetros de remoción en estos aspectos no alcanzan los niveles deseados, lo que indica la necesidad de considerar posibles mejoras o complementos en el futuro para cumplir con los estándares ambientales más estrictos.

Esta elección se basa en una evaluación balanceada entre la viabilidad técnica, las limitaciones espaciales y los resultados esperados en la calidad del agua tratada, reflejando un compromiso entre las necesidades inmediatas y las aspiraciones a largo plazo de sostenibilidad ambiental. (Ver anexo 5)

CONCLUSIONES

En el presente trabajo se valoró y se diagnosticó la red de alcantarillado del centro cantonal de Guachapala, la misma que tiene una longitud de 13,4 kilómetros y se identificaron los tramos ubicados principalmente en las calles 4 de Marzo, 9 de Octubre, 24 de Mayo, Luis Álvarez, G. Castillo, Harry Álvarez, Ana Luisa Machado los mismo que se pueden ver en el capítulo 1.

En el capítulo 1 se muestra el levantamiento de toda la información, principalmente información topográfica donde se muestra toda la estructura de la red de alcantarillados la cual cuenta con 319 pozos de revisión como se los puede observar en los anexos 1 y 2.

El capítulo 2 se identifican los tramos de alcantarillado que se deberían ser sustituidos los cuales corresponden al 25,45% del total de la red de alcantarillado, para los cuales se deberían realizar un calculo posterior para poder ser sustituidos.

En el capítulo 3 se elaboró la valoración y el rediseño de las unidad de la planta de tratamiento en el sector monjas tomando en consideración la población y condiciones actuales, cabe recalcar que la primera planta de tratamiento del cantón esta ubicada en el sector de Gullancay y se valoro hacer una nueva en el sector Monjas, la cual tiene diferentes alternativas pero siéndonos más útiles un tratamiento primario consistirá en una fosa séptica de doble cámara, encargada de la remoción de sólidos sedimentables. A continuación, se empleará un tratamiento secundario con un filtro biológico anaerobio como se habla en el capítulo 4.

El presente documento funciona como memoria técnica de todos los cálculos realizados, ya que se han citado las normas, formulas utilizadas y en los anexos respectivos se muestran los cálculos y planos.

RECOMENDACIONES

Después de las visitas de campo se recomienda realizar un trabajo similar a este, pero para el sistema de agua potable. Se recomienda también llevar a diseño definitivo los tramos que se identificaron cambiarse para evitar posibles saturaciones de aguas lluvias

Se recomienda en evaluaciones posteriores al sistema de alcantarillado del centro parroquial tomar en cuenta todos los criterios establecidos en este trabajo para que se evite duplicar esfuerzos.

BIBLIOGRAFIA

Alvarez, J., & Medina, D. (2015). *Hidroponía Autosustentable*. Mexico.

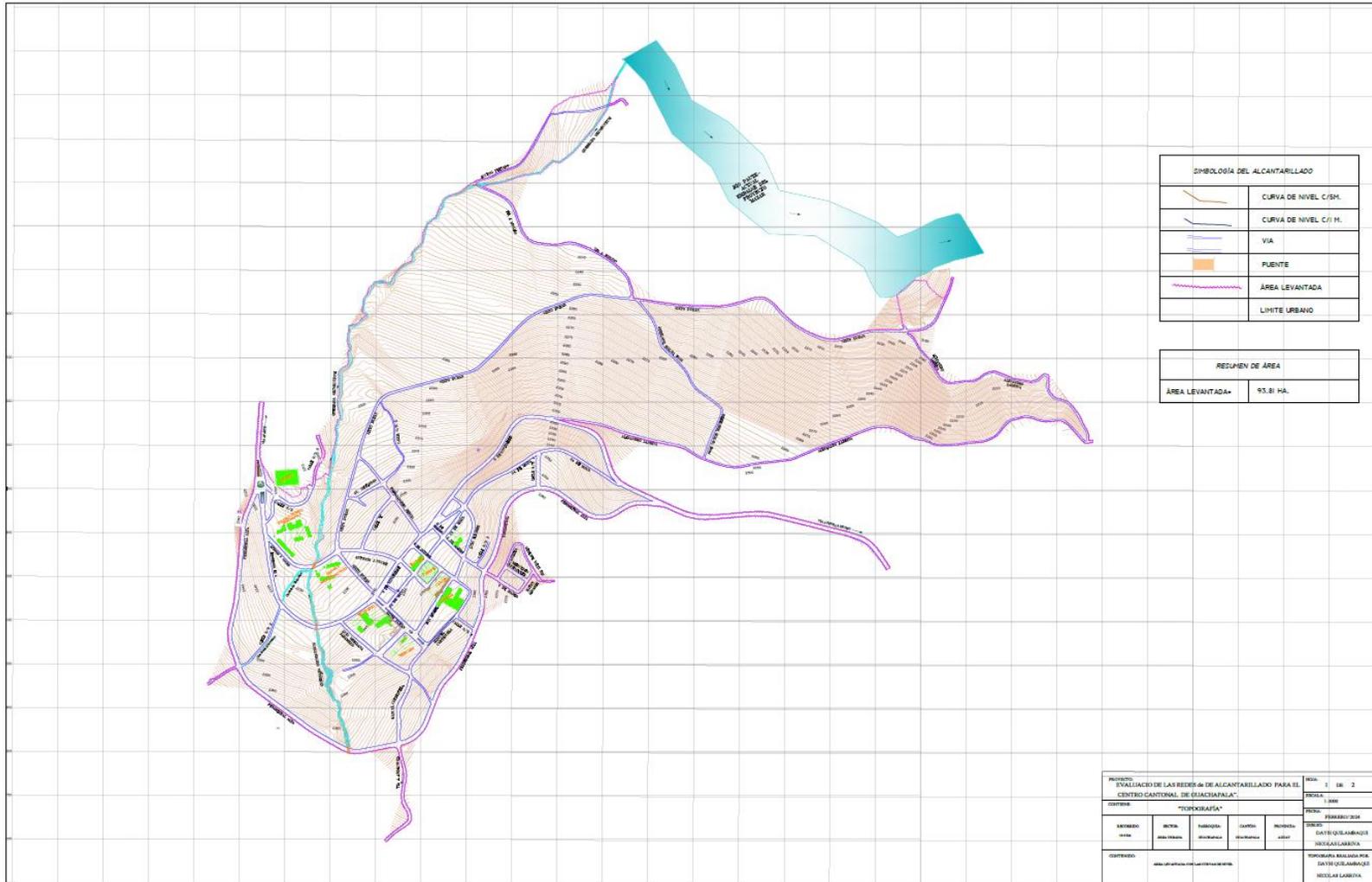
IBTech. (2017). *IBTech*. Obtenido de <https://ibtech.com.mx/tecnologias/residuos-solidos-y-lodos.php>

SENAGUA, & NORMA CO 10.7 - 602. (s.f.). *NORMA DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, DISPOSICIÓN DE EXCRETAS Y RESIDUOS LÍQUIDOS EN EL ÁREA RURAL*.

Tauro, A. (Marzo de 2013). Sucesion y dimensiones ecologicas en bosques tropicales secundarios. Mexico.

ANEXOS

Anexo 1 Topografía y curvas de nivel



Anexo 2 Topografía del Alcantarillado actual

