



UNIVERSIDAD DEL AZUAY

FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**Diseño del sistema de alcantarillado y planta de tratamiento para
la comunidad de Cauquil**

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

Autores:

EDWIN FABIÁN NAULA NAULA

LUIS MIGUEL QUEZADA PAUTA

Director:

ING. CARLOS JAVIER FERNÁNDEZ DE CÓRDOVA WEBSTER, PHD

CUENCA, ECUADOR

2023

DEDICATORIA

Edwin Fabián Naula Naula

A mi abuelita, probablemente la persona más importante en mi vida, madre, maestra y amiga que me crió y apoyó en buenos y malos momentos. Para ella, con mucho cariño y esfuerzo le dedico este trabajo, porque nadie en mi vida puede hacer más de lo que ella ha hecho por mí. Gracias mamá por tu aliento y apoyo incondicional, por estar en mi vida y por el impacto que has tenido en mí.

A mis padres, quienes han sido una fuente de inspiración y la razón por que emprendí este viaje académico. Su inquebrantable apoyo moral y económico, que desde la distancia me ha ayudado a crecer intelectual y personalmente.

A mi hermano, mi compañero en la vida y cómplice de mis locuras, porque está orgulloso de lo que he logrado.

A mi familia, a mis amigos, por estar ahí para mí y apoyarme para hacer realidad mis sueños.

Luis Miguel Quezada Pauta

Dedico el presente trabajo de titulación a Dios, por regalarme la oportunidad de concluir mi carrera. A mis padres por sus sacrificios y consejos.

A mis hermanos por todo su apoyo y motivación en el proceso de mi formación académica. Agradezco a mi esposa, por su cariño y apoyo a lo largo del camino.

A mis compañeros, docentes y a todas aquellas personas que de una u otra manera formaron parte de esta etapa.

AGRADECIMIENTO

Un agradecimiento de corazón a la Universidad del Azuay, en especial a la Escuela de ingeniería Civil y a todos sus docentes, porque nos han compartido su conocimiento para formarnos como profesionales.

A nuestro tutor de tesis, Ing. Javier Fernández de Córdova por su ayuda y el tiempo dedicado a la dirección de este trabajo.

Al GAD municipal de Girón por la oportunidad de formar parte del proyecto en beneficio de personas en situación vulnerable.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA.....	I
AGRADECIMIENTO	II
ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	III
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
ÍNDICE DE TABLAS.....	VIII
ÍNDICE DE ANEXOS.....	IX
RESUMEN.....	X
ABSTRACT.....	XI
INTRODUCCIÓN	XII
Antecedentes.....	xii
Planteamiento del Problema	xv
Justificación	xv
OBJETIVOS.....	XVI
Objetivo general	xvi
Objetivos específicos	xvi
1. CAPITULO I: ESTUDIOS PRELIMINARES.....	1
1.1 ZONA DE ESTUDIO	1
1.1.1. Ubicación geográfica.....	1
1.1.2. Geología.....	2
1.1.3. Uso del suelo	2
1.1.4. Topografía	4
1.1.5. Hidrología.....	4
1.1.6. Riesgo Sísmico	5

1.2	POBLACIÓN	6
1.2.1.	Actividad Económica	6
1.2.2.	Educación	7
1.2.3.	Demografía	7
1.3	INFRAESTRUCTURA Y ACCESO A SERVICIOS.....	7
1.3.1.	Salud.....	7
1.3.2.	Agua Potable.....	7
1.3.3.	Saneamiento.....	8
1.3.4.	Transporte inter-parroquial.....	9
1.4	ESTADO SANITARIO ACTUAL.....	9
1.5	ENCUESTAS.....	11
2.	CAPITULO II: RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO.....	12
2.1	GENERALIDADES.....	12
2.1.1.	Definición	12
2.1.2.	Alcantarillado Convencional:	12
2.1.3.	No Convencional:	13
2.2	COMPONENTES DE UNA RED DE ALCANTARILLADO.....	16
2.2.1.	Colectores	16
2.2.2.	Tuberías	16
2.2.3.	Pozos de inspección.....	17
2.2.4.	Conexión Domiciliara.....	18
2.3	ÁREAS TRIBUTARIAS	18
2.4	POBLACIÓN DEL PROYECTO	20
2.4.1.	Población actual.....	20
2.4.2.	Tasa de crecimiento poblacional	20
2.4.3.	Población futura.....	21
2.5	PARÁMETROS DE DISEÑO	24
2.5.1.	Tipo de sistema.....	24
2.5.2.	Periodo de diseño.....	24
2.5.3.	Densidad poblacional	25
2.5.4.	Dotación de agua potable	26
2.6	CAUDALES.....	26
2.6.1.	Caudal de diseño.....	26
2.6.2.	Caudal instantáneo (Qmi).....	27
2.6.3.	Caudal Máximo Horario (QMH).....	28
2.6.4.	Caudal de infiltración	29

2.6.5.	Caudal de aguas ilícitas	30
2.6.6.	Aportes especiales	31
2.7	CONSIDERACIONES DE DISEÑO	31
2.7.1.	Tubería.....	31
2.7.2.	Pozos.....	31
2.7.3.	Diámetro	32
2.7.4.	Velocidad.....	32
2.7.5.	Pendiente	33
2.8	DISEÑO HIDRÁULICO.....	35
2.8.1.	Fundamentos hidráulicos	35
2.8.2.	Tirante de Agua	36
2.8.3.	Flujo en tuberías de sección completamente llenas.....	37
2.8.4.	Flujo en tuberías parcialmente llenas	38
2.9	METODOLOGÍA	41
2.9.1.	Levantamiento Topográfico	41
2.9.2.	Tipo de Sistema	41
2.9.3.	Área de cobertura y servicio.....	42
2.9.4.	Población Actual.....	42
2.9.5.	Tasa de Crecimiento Poblacional	42
2.9.6.	Población Futura.....	42
2.9.7.	Densidad Poblacional	43
2.9.8.	Dotación de Agua Potable	43
2.9.9.	Trazado de la red de Alcantarillado.....	44
2.9.10.	Áreas de aporte a cada colector	44
2.9.11.	Caudales.....	45
2.9.12.	Diámetro	45
2.9.13.	Comprobaciones	45
2.9.14.	Domiciliarias	46
3.	CAPITULO III: PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	46
3.1	GENERALIDADES.....	47
3.2	AGUA RESIDUAL (AR).....	47
3.2.1.	Clasificación del Agua Residual.....	47
3.2.2.	Características de aguas residuales.....	49
3.3	TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.....	52
3.3.1.	Fundamentos básicos del tratamiento de aguas residuales	53
3.3.2.	Descarga de efluentes en cuerpos de agua dulce.....	53
3.4	SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	54

3.4.1.	Tratamiento Físico	54
3.4.2.	Tratamiento Químico.....	54
3.4.3.	Tratamiento Biológico	55
3.5	TECNOLOGÍAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	57
3.5.1.	Pretratamiento.....	57
3.5.2.	Tratamiento Primario.....	67
3.5.3.	Tratamiento Secundario.....	72
3.5.4.	Eficiencia de remoción de contaminantes de la planta de tratamiento.....	74
3.6	METODOLOGÍA	75
3.6.1.	Propuesta y selección de las plantas de tratamiento	75
3.6.2.	Periodo de Diseño.....	75
3.6.3.	Ubicación de las plantas de tratamiento	76
3.6.4.	Caudales.....	76
3.6.5.	Diseño de la planta de tratamiento:	77
4.	CAPITULO IV: ESTUDIO ECONÓMICO	82
4.1	Análisis de precio unitarios	82
4.2	Presupuesto referencial	82
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	86
	Conclusiones	86
	Recomendaciones	87
	BIBLIOGRAFÍA.....	89

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1.1 Ubicación de la comunidad Cauquil, dentro de la parroquia San Gerardo.....	1
Ilustración 1.2 Geología de Girón.....	2
Ilustración 1.3 Mapa agrológico de la comunidad de Cauquil.	3
Ilustración 1.4 Mapa de pendientes de la comunidad de Cauquil.....	4
Ilustración 1.5 Microcuencas y red hidrográfica de la parroquia San Gerardo.	5
Ilustración 1.6 Zonas sísmicas del Ecuador y valor del factor Z.	6
Ilustración 1.7 Descarga de Agua residual en vías	10
Ilustración 1.8 Estancamiento de aguas residuales.	11
Ilustración 2.1 Corte típico de pozo de inspección	17
Ilustración 2.2 Detalle conexión domiciliaria.....	18
Ilustración 2.3 Áreas tributarias, Alcantarillado	19
Ilustración 2.4 Alternativas de trazado para redes de alcantarillado	19
Ilustración 2.5 Crecimiento Aritmético	22
Ilustración 2.6 Crecimiento Geométrico	23
Ilustración 2.7 Crecimiento Exponencial.....	23
Ilustración 2.8 Tensión Tractiva sección circular	35
Ilustración 2.9 Relación de diámetro y tirante de agua.....	37
Ilustración 2.10 Sección Parcialmente llena	38
Ilustración 2.11 Ábaco de relaciones entre sección parcialmente llena y sección llena.....	39
Ilustración 2.12 Relaciones hidráulicas para tuberías circulares	40
Ilustración 2.13 Topografía de la zona en estudio a escala reducida.....	41
Ilustración 3.1 Esquema de un sistema de tratamiento de aguas residuales	54
Ilustración 3.2 Flujo de energía tratamiento Aerobio	56
Ilustración 3.3 Flujo de energía tratamiento anaerobio	56
Ilustración 3.4 Formas de rejilla	61

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Fuente de agua, caudales y usuarios de San Gerardo	8
Tabla 1.2 Procedencia del agua, parroquia San Gerardo	8
Tabla 1.3 Tipos de alcantarillado, parroquia San Gerardo	9
Tabla 1.4 Tipos de descarga de aguas servidas, parroquia San Gerardo	9
Tabla 2.1 Tasa de crecimiento poblacional.....	20
Tabla 2.2 Periodo de diseño para estructuras de los sistemas.....	25
Tabla 2.3 Dotación de agua para consumo	26
Tabla 2.4 Aporte de Infiltración por longitud de tubería	30
Tabla 2.5 Diámetro recomendado de pozos de revisión	32
Tabla 2.6 Velocidades máximas a tubo lleno y coeficientes de rugosidad recomendados.....	33
Tabla 2.7 Población de diseño método geométrico	42
Tabla 2.8 Población de diseño método aritmético	43
Tabla 2.9 Población de diseño método exponencial.....	43
Tabla 2.10 Coordenadas de los pozos de revisión UTM WGS84	44
Tabla 3.1 Composición física de agua residual doméstica	48
Tabla 3.2 Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce.....	53
Tabla 3.3 Características de la rejilla	59
Tabla 3.4 Material cribado retenido según abertura de las cribas.....	60
Tabla 3.5 Coeficiente de pérdidas para rejilla	61
Tabla 3.6 Viscosidad cinemática del agua	64
Tabla 3.7 Número de Hazen	66
Tabla 3.8 Grado del desarenador	66
Tabla 3.9 Periodo de retención	69
Tabla 3.10 Contribución de Agua residual y lodos.....	71
Tabla 3.11 Requisitos de área para lechos de secado	72
Tabla 3.12 Tiempo de retención hidráulica	74
Tabla 3.13 Eficiencia de remoción de contaminantes	75
Tabla 3.14 Caudal diseño Ptar 1	76
Tabla 3.15 Caudal de diseño Ptar 2	77
Tabla 3.16 Contaminantes de agua residual doméstica de países en desarrollo.....	77
Tabla 3.17 Dimensiones del canal de desbaste	78
Tabla 3.18 Dimensiones de la Rejilla	78
Tabla 3.19 Dimensiones del Desarenador	79
Tabla 3.20 Dimensiones de la fosa séptica PTAR1	79
Tabla 3.21 Dimensiones de la fosa séptica PTAR2.....	80
Tabla 3.22 Dimensiones del filtro biológico PTAR1	80
Tabla 3.23 Dimensiones del filtro biológico PTAR2	80
Tabla 3.24 Comparación entre límite permisible y la calidad del efluente de Ptar	81
Tabla 4.1 Presupuesto Referencial Alcantarillado Sanitario	83
Tabla 4.2 Presupuesto Referencial Ptar 1	84
Tabla 4.3 Presupuesto referencial Ptar 2.....	85

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 1: Modelo análisis de encuestas realizadas a la comunidad.

ANEXO 2: Cálculos, diseño y planos de la red de alcantarillado sanitario.

ANEXO 3: Cálculos, diseño y planos de la Ptar 1.

ANEXO 4: Cálculos, diseño y planos de la Ptar 2.

ANEXO 5: Análisis Económico, Presupuesto Referencial y APUS.

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO Y PLANTA DE TRATAMIENTO PARA LA COMUNIDAD DE CAUQUIL

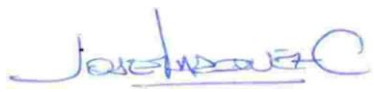
RESUMEN

La comunidad de Cauquil, perteneciente al cantón Girón, carece de infraestructura para evacuar y tratar las aguas residuales que se generan a diario, amenazando la salud de los habitantes y el medio ambiente. Como solución se ha desarrollado este proyecto para el diseño de una red de alcantarillado sanitario con dos plantas de tratamiento que brindará al menos 20 años de servicio y cumplirá con los parámetros y estándares establecidos en las normativas. Toda la documentación resultante se pone a disposición del GAD municipal de Girón para que tenga una herramienta de gestión y obtenga financiamiento para hacer realidad el proyecto.

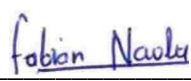
Palabras claves: Alcantarillado sanitario, Aguas residuales, Planta de tratamiento, fosa séptica, FAFA.




Ing. Javier Fernández de Córdova.
Director de Tesis.



Ing. José Fernando Vásquez Calero.
Director de Escuela.



Edwin Fabián Naula Naula.
Autor.



Luis Miguel Quezada Pauta.
Autor.

DESIGN OF THE SEWAGE SYSTEM AND TREATMENT PLANT FOR THE COMMUNITY OF CAUQUIL

ABSTRACT

The community of Cauquil, belonging to the city of Girón, lacks the infrastructure to evacuate and treat the wastewater that is generated daily, threatening the health of the inhabitants and the environment. As a solution, this project has been developed for the design of a sanitary sewerage network with two treatment systems that will provide at least 20 years of service and will comply with the parameters and standards established in the regulations. All the documentation is available to the municipality of Girón so that it can make use of this tool and obtain the financing to make the project a reality.

Keywords: Sanitary sewerage, Wastewater, Treatment system, septic tank, UASB reactor.



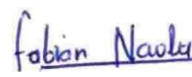
Ing. Javier Fernández de Córdova.

Thesis Director.



Ing. José Fernando Vásquez Calero.

School Director.



Edwin Fabián Naula Naula.

Author.



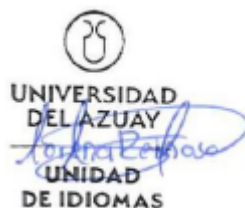
Luis Miguel Quezada Pauta.

Author.

Translated by:



Miguel Quezada



Edwin Fabián Naula Naula

Luis Miguel Quezada Pauta

Trabajo de titulación

Ing. Carlos Javier Fernández de Córdova Webster, PhD

Abril 2023

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO Y PLANTA DE TRATAMIENTO PARA LA COMUNIDAD DE CAUQUIL

INTRODUCCIÓN

Antecedentes

El hombre y el medio ambiente han establecido una relación desde la aparición del hombre, la naturaleza le proporcionó los recursos que necesitaba para sobrevivir y el ser humano ha logrado dañar estos recursos causando contaminación ambiental. La historia relata que el uso de los sistemas de saneamiento se remonta hasta los 5000 A.C. en Mesopotamia y fue en la época romana que se hicieron los más famosos sistemas de alcantarillado, aquí resalta la “cloaca máxima” y las “latrinae” (Orozco, 2017). La transmisión de enfermedades y la aparición de plagas en las ciudades dejaron clara la importancia del manejo, conducción y disposición del agua. En el año 1847, John Snow, un médico inglés que dedicó su vida a estudiar las epidemias, demostró que el agua contaminada por heces fecales era la causante de enfermedades, principalmente el cólera (We are water, 2017). Inicialmente, los primeros sistemas de alcantarillado en las ciudades aparecieron como una necesidad de evacuar aguas lluvia y evitar inundaciones. Las calles se utilizaban como destinos para las aguas residuales, creando un saneamiento deficiente; luego se da un gran paso, construyendo las alcantarillas para aguas servidas (González & Chim, s.f.).

El agua es el recurso más afectado por la contaminación y una de las mayores causas es el inadecuado manejo de las aguas residuales, lo que genera serios problemas de salud (Solano, 2011). Antes del período neolítico, los cazadores-recolectores vivían en un mundo diferente al que conocemos ahora porque todo se consideraba renovable, incluso el agua de manantiales, arroyos (García A. , 2019). El ser humano comenzó entonces a producir y vender productos en las grandes ciudades, generando grandes cantidades de residuos sólidos y líquidos que debían

ser eliminados a través del sistema de saneamiento, lo que representó el desarrollo de la civilización (Arocha, 1983).

En el trabajo de (Mora, Portuguez, & Saenz, 2005) se dice que incluso en el Antiguo Testamento de la Biblia se dan a conocer algunos episodios sobre prácticas sanitarias de los judíos y egipcios, ya que usaban el agua para la limpieza y daban medidas preventivas para la utilización de pozos. Las antiguas civilizaciones de la India y Roma conocían la importancia del tratamiento de aguas residuales, porque hay evidencia de infraestructura y prácticas sanitarias que se remontan a 4000 años, con baños públicos, alcantarillado, desagües y acueductos encontrados en estos lugares. Los pozos ciegos o pozos negros fueron la primera infraestructura de saneamiento y consistían en lugares excavados en el suelo donde se concentraba el agua negra transportada a través de las primeras tuberías de arcilla (Mora, et al., 2005).

Las ciudades se hicieron más grandes, mientras que las mejoras en el saneamiento se estancaron porque las condiciones insalubres eran más para evitar el mal olor que para llevar a cabo una buena desinfección (Álvarez, 2014). Hacia 1830, la situación en Europa era insostenible, porque, al mal olor proveniente de las aguas residuales, se sumaba varias epidemias de cólera de gran mortandad (Mumford, 1956).

Los primeros edificios con letrinas conectadas a las alcantarillas aparecieron hasta 3000 a.C en donde los ciudadanos aseaban sus letrinas con agua y eran las alcantarillas que se encargaban de recoger toda el agua residual y transportar hacia cuerpos receptores (Iagua, 2017). Con esto, el problema parecía resuelto, pero las descargas de aguas residuales comenzaron a contaminar los cursos de agua limpia. Para lidiar con este problema, se empezó a utilizar las aguas negras en la producción agrícola, por lo que luego de recogidas, las aguas residuales eran descargadas en un vertedero para seguidamente ser transportadas a los campos de cultivo (We are water, 2017).

El sistema de alcantarillado tiene su origen en Europa a finales del siglo XIX, sumado a esto los avances en la microbiología permitieron dar tratamiento a las aguas residuales. En 1914 los ingenieros Edward Arden y William Lockett descubrieron los lodos activos, un sistema de tratamiento biológico de aguas residuales para depurar la contaminación orgánica que aún se usa en la actualidad (Fernández, 2015). Con la revolución industrial surgió otro problema para el agua, la contaminación química, que se suma a las aguas negras descargadas en los cursos

de agua limpia debido a la presencia de sustancias o compuestos químicos disueltos en el agua (Velásquez, 2002).

A partir de la década de los 70, comenzó una gran preocupación por la contaminación del agua. Según la UNESCO, los países en vías de desarrollo, hoy en día se estima que el 90% de las aguas residuales se vierten en cuerpos de agua limpia sin ningún tratamiento. En América Latina y el Caribe, solo el 49% de la población regional cuenta con sistemas tradicionales de alcantarillado. El 31% está conectado a un sistema de saneamiento "in situ". En México, Guatemala, Colombia y Chile, más del 70 por ciento de las áreas urbanas están conectadas a sistemas de alcantarillado. En Surinam, Paraguay y algunas islas del Caribe la disposición de un sistema de alcantarillado es menor al 20%. Las zonas rurales de la mayoría de los países de América Latina no cuentan con sistemas de saneamiento básico, con la excepción de Perú, Ecuador, Colombia, Venezuela y México (OPS, 2002). Indiscutiblemente en América Latina el acceso a un sistema de saneamiento adecuado es menos importante que el acceso al agua potable.

En la actualidad, gran parte de los sectores rurales utilizan tanques sépticos para el tratamiento de las aguas negras o aguas residuales producto de desechos humanos. Mientras que las aguas grises o las que son producto de los quehaceres domésticos tienen como destino la calle y los terrenos de cultivo, provocando la aparición de malos olores y contaminación del medio ambiente. En el Ecuador, según las últimas encuestas del INEC se ha calculado que el 85,9% de los ecuatorianos tiene acceso a un sistema de saneamiento básico. De este porcentaje, el 80,4% pertenece a la zona rural y el 19,6% restante no dispone de un sistema de alcantarillado (INEC, 2019). Consecuentemente, en estas zonas rurales donde no se dispone de instalaciones sanitarias se ha registrado más casos de enfermedades por la contaminación por aguas residuales (Moreira, Jaramillo, & Ramírez, 2020)

Actualmente, una gran parte de las zonas rurales utilizan fosas sépticas para tratar las aguas negras producto de desechos humanos, mientras que las aguas grises, o los productos de esos quehaceres domésticos, son transportados a las calles y campos, provocando malos olores y contaminación ambiental. En Ecuador, según la última encuesta del INEC, se calculó que el 85,9% de los ecuatorianos tiene acceso a un sistema de saneamiento básico. De este porcentaje, el 80,4% pertenece a zonas rurales y el 19,6% restante no cuenta con alcantarillado (INEC, 2019). Por lo tanto, hay más casos de enfermedades causadas por la contaminación de las aguas residuales en estas áreas rurales sin instalaciones de saneamiento (Moreira, et al., 2020).

Planteamiento del Problema

La comunidad Cauquil está ubicada a 9Km del cantón Girón y actualmente carece de un sistema eficiente para conducir y tratar las aguas servidas. Este problema ha generado malestar en los habitantes y una preocupación para las autoridades municipales, debido a que la falta de un sistema de alcantarillado aumenta el índice de mortalidad de la población especialmente de los niños. Pues la presencia de bacterias y hongos, entre otras causas, están presentes en las aguas servidas no tratadas.

Por tal motivo, se plantea este proyecto con el objetivo de diseñar un sistema de alcantarillado sanitario, evitando así el uso de pozos sépticos no eficientes que contaminan aguas subterráneas y liberan gases malolientes. Este proyecto se realiza fomentando una responsabilidad profesional que garantice, con un mantenimiento adecuado, su funcionamiento a lo largo de su vida útil. De esta forma, se pretende ayudar a la población de la comunidad de Cauquil a mejorar la calidad de vida actual y futura.

Justificación

En nuestro país, según un estudio realizado por SENAGUA en 2016, se revela que apenas el 64% de los hogares entre zonas urbanas y rurales tienen acceso al servicio de alcantarillado. Sin embargo, en el sector rural el 40% de los habitantes cuenta con acceso a redes de alcantarillado, frente a un 71% del área urbana.

La falta de un sistema alcantarillado en la comunidad de Cauquil, ha obligado a los habitantes a hacer uso de pozos sépticos sin considerar los lineamientos de diseño que garanticen un adecuado funcionamiento. Esto conlleva a la contaminación de los cuerpos de aguas subterráneas y superficiales, además de malos olores generados por la liberación de gases.

La OMS señala que un abastecimiento de agua seguro, adecuado y accesible, conjuntamente con un saneamiento apropiado, son un componente en la atención primaria de la salud, al favorecer un ambiente higiénico que limita a propagación de muchas enfermedades del hombre y animales. Expertos en salud afirman que la falta de este servicio, incrementa los problemas de insalubridad y por ende la proliferación de enfermedades. Entre estas se encuentran las enfermedades transmitidas por la ingesta de agua, por contacto con el agua o por vectores relacionados con el agua.

OBJETIVOS

Objetivo general

- Diseñar un sistema de alcantarillado sanitario con una planta de tratamiento de aguas residuales en la comunidad de Cauquil, para prevenir enfermedades y contaminación del medio ambiente potenciando el desarrollo de la comunidad.

Objetivos específicos

- Analizar la situación actual que presenta la comunidad por la falta del sistema de alcantarillado sanitario.
- Levantar información necesaria en campo para llevar a cabo el proyecto.
- Realizar el cálculo y diseño del sistema de alcantarillado sanitario.
- Realizar el cálculo y diseño de la plana de tratamiento de aguas residuales.
- Elaborar cantidades de obra y un presupuesto para el proyecto.

1. CAPITULO I: ESTUDIOS PRELIMINARES

1.1 ZONA DE ESTUDIO

El área de interés abarca a la comunidad de Cauquil. A continuación, se detallan algunas características relevantes de la comunidad.

1.1.1. Ubicación geográfica

La comunidad de Cauquil pertenece a la parroquia rural San Gerardo del Cantón Girón, provincia del Azuay al sur del Ecuador. Se encuentra en la Zona 6 de planificación, a 9 km de distancia del centro cantonal de Girón, con coordenadas WGS84 9649888.80 N y 701300.33 E. Posee una superficie total de 98 Ha que corresponde al 0.28% de del total de la extensión territorial del Cantón Girón. En la Ilustración 1.1 se puede observar que la comunidad de Cauquil limita: al Norte: con la comunidad de Cauquil Alto, al Sur: con la comunidad de Hierba Buena, al Este: con la Hacienda La Ponderosa, y al Oeste: con el cantón Girón.

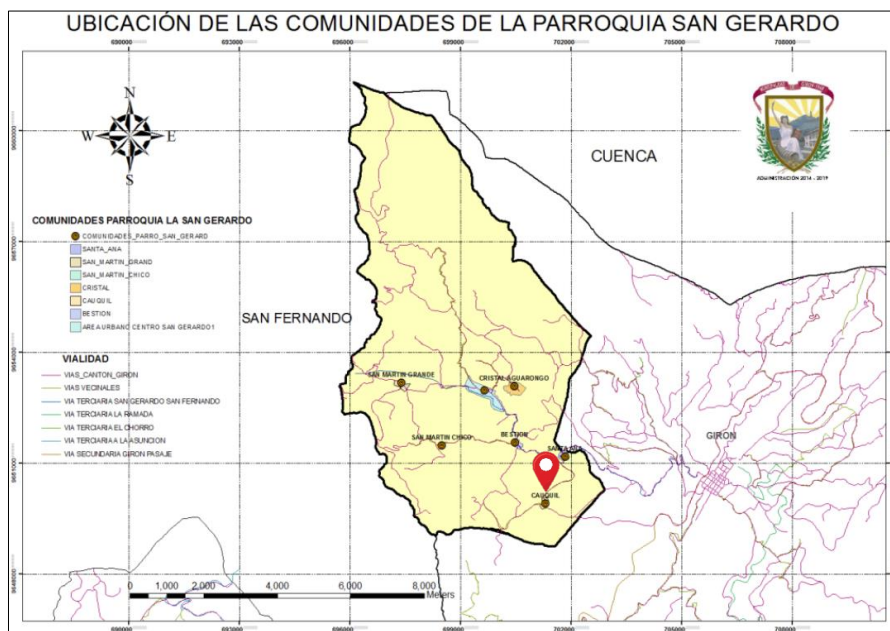


Ilustración 1.1 Ubicación de la comunidad Cauquil, dentro de la parroquia San Gerardo

Fuente: (PDOTSG, 2019)

1.1.2. Geología

Según el mapa geológico del Ecuador (Ilustración 1.2), el cantón Girón se sitúa sobre la formación Turi (PIP_T). “La Formación Turi (Pleistoceno) se compone principalmente por conglomerados, formando escarpas, y encima de estas capas guijarrosas, se nota presencia de limos y arena. La formación de Turi tiene unos 200 m. de potencia, disminuyendo hacia el norte. En cuanto a la presencia de suelo conglomerado, el cual muestra cambios en el tamaño de sus cantos, acorde al buzamiento, en la superficie se encuentra argilitas, areniscas, con contenido de bloques angulares, es de origen volcánico en los que se muestra el contenido de fenocristales de hornblenda y feldespatos en una matriz afanítica gris. Además de existir en varios lugares tobas cuarcíferas, troncos fosilíferos” (IGM, 1980).

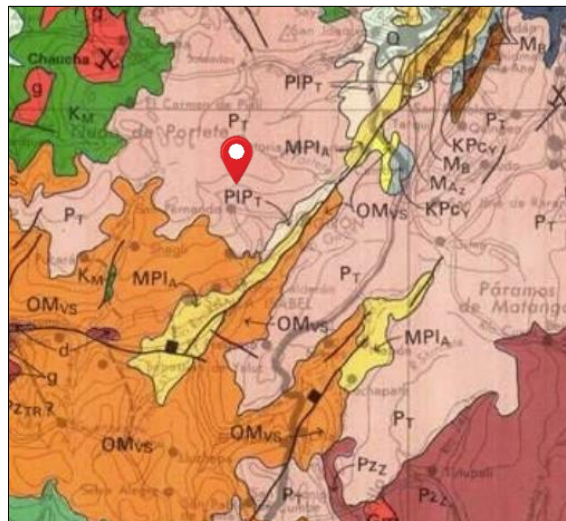


Ilustración 1.2 Geología de Girón

Fuente: IGM Mapa geológico nacional de la república del Ecuador.

La pendiente del sector fluctúa entre 25% y 40%, lo que provoca una disminución en el uso de maquinaria agrícola y un aumento en la forestación, destacándose la presencia de cultivos permanentes y pastos. El suelo presenta texturas arcillo-limosas con drenaje moderado, suelos salinos y no salinos, además de suelos tóxicos y altamente tóxicos (SENPLADES, 2011). El Plan de Ordenamiento Territorial de la parroquia San Gerardo asegura que existen 9 fallas geológicas, solo una se encuentra activa y cruza la vía principal.

1.1.3. Uso del suelo

Los suelos dominantes en la comunidad Cauquil corresponde a los iceptisoles, seguido por molisoles que demuestran un débil desarrollo del suelo, poca descomposición de la materia orgánica, acumulación de arcilla amorfa, mal drenaje, generalmente se ubican en laderas muy pronunciadas y rocas expuestas. En la capa superior, el suelo es de color más oscuro, más rico en materia orgánica, más fértil, y en regiones y valles más cálidos, están cationes alcalinos y nutrientes para plantas (PDOTSG, 2019). El uso del suelo en la comunidad de Cauquil es diverso, con suelos Tipo IV, V y VII como se aprecia en Ilustración 1.3. Principalmente son suelos limitados con métodos de manejo tecnificado, además el suelo no se puede cultivar debido a la falta de agua y humedad, por lo que generalmente es adecuado para fines de pastoreo y silvicultura, respectivamente.

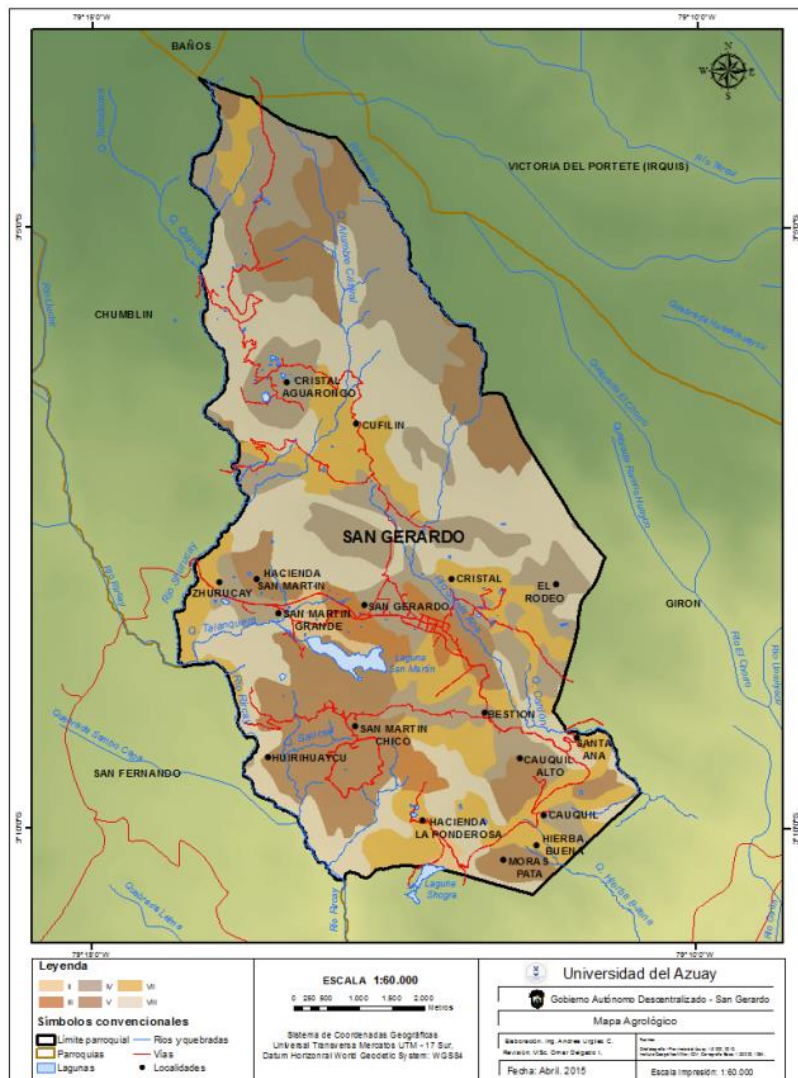


Ilustración 1.3 Mapa agrológico de la comunidad de Cauquil.

Fuente: (PDOTSG, 2019)

1.1.4. Topografía

La altura en San Gerardo oscila entre los 2075 y los 3880 msnm, con una altura promedio de 2887.6 msnm. La comunidad de Cauquil presenta un relieve que se encuentra entre los 2500 m.s.n.m a 2850 m.s.n.m. En la Ilustración 1.4 se puede observar que predominan pendientes entre el 15% y el 30%, seguido por las pendientes mayores a 50% y finalmente pendientes que oscilan los 0% y 15%, clasificando la zona como terreno ondulado a montañoso (MTOP, 2013).

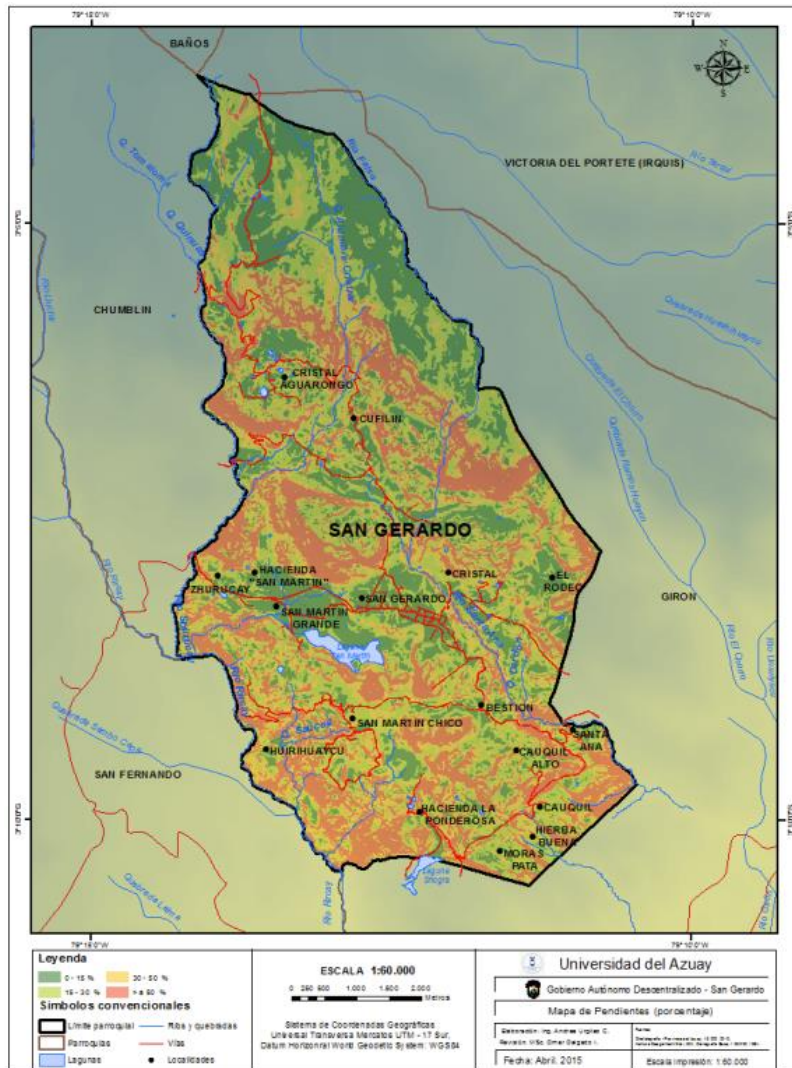


Ilustración 1.4 Mapa de pendientes de la comunidad de Cauquil.

Fuente: (PDOTSG, 2019)

1.1.5. Hidrología

comunidad de Cauquil presenta las mismas características. Es importante que, al momento de diseñar cualquier infraestructura, se tome en cuenta la influencia sísmica de la zona para definir los parámetros de diseño y construcción.

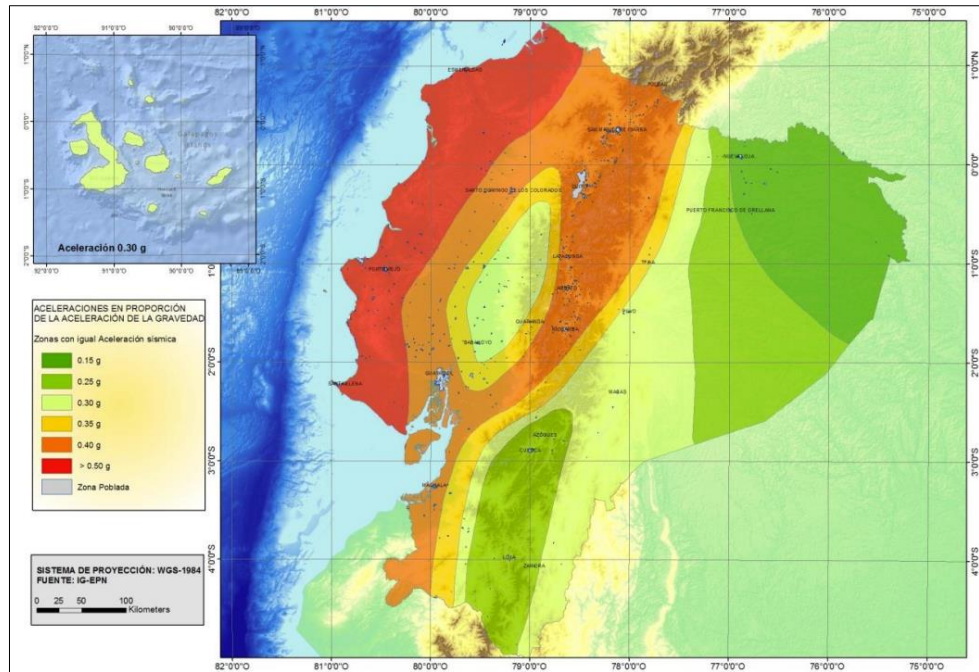


Ilustración 1.6 Zonas sísmicas del Ecuador y valor del factor Z.

Fuente: (NEC, 2014)

1.2 POBLACIÓN

1.2.1. Actividad Económica

La inmigración ha adquirido una importancia cada vez mayor en los últimos años, lo que se refleja en menores tasas de crecimiento demográfico. San Gerardo se caracteriza por ser un centro dominado por la agricultura y la ganadería. Productos como maíz, hortalizas se cultivan y cosechan para la venta en los mercados de Girón, San Fernando, Tarqui, con ganancias poco representativas (PDOT, 2019). Los propietarios ganaderos se dedican a la crianza y cuidado de ganado para aumentar la producción de leche que abastece zonas aledañas y generar ingresos económicos.

1.2.2. Educación

Cauquil cuenta con la escuela de educación básica “Gonzalo Feican Garzón”. Es una unidad educativa fiscal con régimen escolar Sierra. La modalidad de estudio es presencial y en jornada matutina. La unidad educativa está formada por 2 profesores para 35 niños debido a que los padres de familia prefieren matricular a sus hijos en escuelas que se encuentran en el centro cantonal.

1.2.3. Demografía

De acuerdo a información obtenida del Censo de población y vivienda del 2010, la población de la parroquia de San Gerardo es de 1119 habitantes, de los cuales el 45,9% son hombres y el 54,1% son mujeres. De acuerdo al número de habitantes, la comunidad con mayor población, luego de la cabecera parroquial, es Cauquil con el 20,53% de la población, correspondiente a 230 habitantes.

1.3 INFRAESTRUCTURA Y ACCESO A SERVICIOS

1.3.1. Salud

Los habitantes de la comunidad de Cauquil tienen dos opciones para acceder a los servicios de salud pública, el Hospital de Girón "Aida León de Rodríguez Lara" y el "Subcentro de Seguro Social Campesino" en la Parroquia de San Gerardo, siendo la mejor opción por su cercanía a la comunidad.

1.3.2. Agua Potable

La información obtenida del INEC 2010, luego del análisis correspondiente, muestra que el índice de cobertura del sistema de agua potable en la Parroquia San Gerardo es del 72.38%. En la zona rural, se distribuye el agua a casi todas las comunidades del Cantón.

Tienen 38 sistemas de agua que atienden a 2 o más comunidades. Estos sistemas corresponden a 5.383 usuarios y un caudal total aproximado en la fuente de 81,68 l/s, distribuido de la siguiente manera:

Tabla 1.1 Fuente de agua, caudales y usuarios de San Gerardo

N°	Nombre de la comunidad	Nombre de la Fuente	Abonados	Caudal de la fuente (l/s)
1	San Gerardo	FALSO	230	2.00
2	Santa Ana Tablón- Parcuspamba-Naranbote	Santa Ana Tablón Naranbote	94	1.50
3	Cauquil	Cristal	45	0.72
4	Cauquil+Bestión-San Martín	Cauquil-Bestión- San Martín	34	2.00
Total			403	6.22

Fuente: (PDOTSG, 2019)

La procedencia del agua para consumo humano en la parroquia San Gerardo es variada, como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 1.2 Procedencia del agua, parroquia San Gerardo

Procedencia principal del agua recibida	Casos	%
De red pública	207	72.38
De Pozo	20	6.99
De río, vertiente, acequia o canal	56	19.58
Otro (Agua lluvia/albarrada)	3	1.05
Total	286	100

Fuente: (PDOTSG, 2019)

El 72,38% del agua potable para consumo de la población de San Gerardo proviene de la red pública, mientras que alrededor del 20% sigue utilizando agua de las vertientes o acequias existentes, lo que representa un problema de salud para la población comunitaria abastecida por esta vía.

1.3.3. Saneamiento

De la información proporcionada por personal de la Junta parroquial de San Gerardo se conoce que el problema que se presenta en toda la parroquia son los escasos sistemas de alcantarillado de los que dispone las comunidades rurales, por cuanto al 2015 la cabecera parroquial cuenta con un sistema de alcantarillado recién construido.

Es de considerar además que, si algunas comunidades poseen sistemas de alcantarillado, carecen del tratamiento de las aguas residuales, causando graves impactos en la salud de la población por las descargas directas de las aguas servidas a los cuerpos hídricos de la zona.

Tabla 1.3 Tipos de alcantarillado, parroquia San Gerardo

Parroquia	Sistema	Tipo de alcantarillado	Sistema de tratamiento	Funcionamiento
San Gerardo centro	San Gerardo	Combinado	Si dispone	Permanente

Fuente: (PDOTSG, 2019)

Los tipos de descargas de aguas servidas en la parroquia San Gerardo, de acuerdo al Censo – 2010 son:

Tabla 1.4 Tipos de descarga de aguas servidas, parroquia San Gerardo

Tipo de servicio higiénico o escusado	Casos	%
Conectado a red pública de alcantarillado	42	14.69
Conectado a pozo séptico	147	51.4
Conectado a pozo ciego	30	10.49
Con descarga directa al mar, río, lago o quebrada	3	1.05
Letrina	17	5.94
No tiene	47	16.43
Total	286	100

Fuente: (PDOTSG, 2019)

1.3.4. Transporte inter-parroquial

La cooperativa de buses Girón brinda transporte, desde el centro cantonal hasta Cauquil y viceversa, con turnos desde las 07h00 hasta las 16h00 de domingo a viernes.

1.4 ESTADO SANITARIO ACTUAL

La descarga de aguas residuales en los cauces de ríos y quebradas en las comunidades rurales es un problema ambiental que debe ser atendido. La comunidad no dispone de un sistema de alcantarillado para disposición de las aguas residuales. La mayoría de la población posee pozos

sépticos, descarga directa a los cauces de agua y un porcentaje mínimo realiza la descarga de las aguas residuales en huertas a pocos metros de sus viviendas, donde se encuentran sus cultivos y ganado. El 51,40% dispone de pozo séptico, 16,43% no tiene un sistema adecuado de disposición.

La contaminación producida por la falta de un adecuado sistema de alcantarillado afecta tanto a los habitantes de la comunidad como a las poblaciones vecinas, ya que sus productos son comercializados en pueblos aledaños. La Ilustración 1.7 muestra el principal problema por las condiciones insalubres provocado por las aguas residuales.



Ilustración 1.7 Descarga de Agua residual en vías

Fuente: Los Autores

Producto de este problema sumado a las vías en mal estado y mala disposición de basura se generan estancamientos en las vías como se observa en Ilustración 1.8, siendo un foco de enfermedades e infecciones para todas las personas.



Ilustración 1.8 Estancamiento de aguas residuales.

Fuente: Los autores.

1.5 ENCUESTAS

Con el fin de conocer la situación actual de la comunidad se realizaron encuestas al 92% de los hogares que corresponde a 34 casas, el 8% no fue posible encontrarlos en sus casas debido a que salen muy temprano a trabajar y regresan en la noche.

Con base en los resultados de las encuestas realizadas, se puede argumentar que la mayoría de la población cuenta con servicios básicos de agua potable y manejo de residuos, pero un selecto grupo no tiene acceso a estos servicios debido a que la ubicación de la vivienda lo dificulta. En cuanto al tratamiento de aguas residuales, la mayoría cuenta con sistemas de pozos sépticos, muchas de las cuales han colapsado por el uso prolongado, provocando que gran parte de la población padezca enfermedades gastrointestinales y respiratorias generando frecuentes visitas a los centros de salud y gastos que superan los cien dólares por año.

Después de socializar con los habitantes sobre el proyecto, fue muy bien recibido y aceptado por toda la comunidad porque son conscientes del problema de la contaminación del agua y están comprometidos a ayudar y cooperar en este proyecto.

En el ANEXO 1, se puede ver el modelo de la encuesta realizada a las personas encargadas de los hogares y el análisis de la información recolectada.

2. CAPITULO II: RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO

2.1 GENERALIDADES

2.1.1. Definición

Se conoce como alcantarillado al conjunto de conductos y obras civiles de servicio público, destinados a transportar y recolectar aguas de uso doméstico, industrial, residual y pluviales desde su origen hasta un lugar en donde se vierte o se tratan (CPE INEN 5 Parte 9-1, 1992). La ausencia de estas redes de recolección de aguas residuales, pondrían en riesgo la salud de las personas debido a las enfermedades que derivan de las aguas contaminadas.

2.1.2. Alcantarillado Convencional:

El sistema de alcantarillado convencional es muy utilizado por la flexibilidad en el funcionamiento del sistema. Su gran diámetro ayuda a compensar los errores generados por la incertidumbre en los parámetros de diseño que definen los caudales, la densidad de población futura, el mantenimiento insuficiente o nulo (González E. , 2014).

De acuerdo a (López A. , 2003) los sistemas de alcantarillados convencionales se clasifican así, según el tipo de agua que conduzcan:

- Alcantarillado Separado: Un sistema de alcantarillado separado descarga las aguas residuales (Alcantarillado sanitario) y aguas lluvias (Alcantarillado Pluvial) de manera independiente.
- Alcantarillado Combinado: Recolecta y conduce tanto aguas residuales como aguas lluvia

El método de construcción de alcantarillado convencional es uno de los métodos más usados para la recolección y transporte de aguas servidas, las redes colectoras de este sistema por lo general se construyen en el centro de las vías, calles y avenidas, considerando y aprovechando sus pendientes, permitiendo que se produzca el transporte de sedimentos y aguas servidas por gravedad, hasta la o las plantas de tratamiento diseñadas. En este sistema de alcantarillado se considera las conexiones domiciliarias conectadas directamente con la red de desagüe de las viviendas del sector, transportando las aguas servidas desde estas a las alcantarillas más cercanas (OPS/CEPIS, 2005).

Los pozos de inspección son fundamentales en la red de alcantarillado, porque, su función es garantizar acceso a una persona para dar mantenimiento a los colectores y evitar el taponamiento. Se ubican en la intersección de los colectores, en donde sea necesario dar una nueva dirección al flujo y para controlar los cambios bruscos de la pendiente del terreno (OPS/CEPIS, 2005).

Desventajas de aplicación del sistema convencional en sectores rurales:

- Las excavaciones para la red de alcantarillado convencional por lo general son muy profundas, debido a la presencia de pendientes pronunciadas en la sierra, lo cual incrementa los costos de corte de terreno, además de traslado de material.
- Los pozos de inspección por lo general necesitan ser profundos, a partir de 1.20 m por debajo del nivel del terreno, por lo que la utilización de encofrados, excavación y en algunas ocasiones sistemas de bombeo para bajar la presencia de nivel freático.
- Por lo general, brindar servicio de alcantarillado a viviendas en terrenos en declive de la vía es considerable.

(OPS/CEPIS, 2005)

2.1.3. No Convencional:

Los sistemas de alcantarillado no convencionales surgieron por la necesidad de saneamiento básico de aguas residuales por parte de poblaciones de escasos recursos económicos, son sistemas poco flexibles ya que requieren un mejor control y definición de parámetros de diseño, especialmente caudales, mantenimiento intensivo y en gran escala, aceptación de las personas para controlar las limitaciones del sistema (González E. , 2014).

2.1.3.1. Alcantarillados simplificados

Este tipo de alcantarillado es de origen brasileño en el año 1970, siendo una opción frente al alcantarillado convencional, comenzó a desarrollarse debido a los altos costos de construcción y a las normas estrictas de construcción para el sistema convencional, por lo tanto, se desarrolló para brindar servicio a las comunidades de ingresos relativamente bajos (OPS/CEPIS, 2005). La principal diferencia con el sistema de alcantarillado convencional es el uso de materiales y accesorios, por lo general más pequeños, cabe analizar también el rango de excavación para

estas tuberías, además de que se diseñan tomando en consideración los mismos criterios hidráulicos (Bakalian, et al., 1994).

En el documento “*Guías para el diseño de Tecnologías de alcantarillado*” presentado por la OPS en 2005 se da a conocer las principales ventajas que tiene el sistema de alcantarillado simplificado (RAS) entre las cuales se tiene:

- Costos de construcción menores al de un sistema convencional, debido a la menor profundidad de excavación para colectores y dispositivos de inspección.
- Los colectores, en este sistema de alcantarillado, se ubican en las veredas, en los linderos de las viviendas, por lo que los rangos de excavación en profundidad y anchura son disminuidos, en algunos casos se proyecta para ambos lados de la calle.
- Al momento de construir los pozos de inspección, estos por lo general se convierten en cajas de paso en las terminales de limpieza, que son más simples y económicos constructivamente.
- El tamaño de las tuberías a utilizarse es mínimo, además del recubrimiento de los colectores, se podrían emplear diámetros de hasta 100 mm, aunque en la norma brasileña de alcantarillado se especifica que debería emplearse mínimo de 150 mm, se recomienda una excavación mínima de 0.65 m, en el caso de que los colectores se tiendan sobre las veredas.
- Con el sistema de alcantarillado simplificado, los métodos de cálculo y control de las condiciones de auto limpieza son más precisos, se sustituyó en este método el criterio de las velocidades en base al total o parcial de las secciones mojadas, por un concepto más elaborado reconocido como fuerza de arrastre.
- Las aguas residuales de este sistema deben conectarse a un sistema convencional, para su debido transporte hacia la planta de tratamiento residual, este sistema se recomienda emplear en poblaciones en las que su densidad poblacional sea mayor a 150 hab/ha, además de un consumo de agua de 60 l/hab/día, por lo menos.
- El sistema simplificado, reduce los costos de construcción en un 20-30 % comparado con un sistema convencional.

(OPS/CEPIS, 2005)

2.1.3.2. Alcantarillado de diámetro pequeño

Este tipo de alcantarillado se enfoca en recibir la descarga de aguas servidas únicamente domésticas para su respectivo tratamiento. En los tanques interceptores, se separa; la grasa, arena y sólidos que podrían obstruir los canales de alcantarillado, puede diseñarse con un gradiente hidráulico por encima del trazo de la tubería. De esta forma se genera que tramos pueden trabajar como un canal y otros como una tubería a presión (OPS/CEPIS, 2005).

Entre las ventajas más importantes de este sistema se encuentra:

- Los sistemas de alcantarillado de diámetros pequeños se pueden usar sin temor a que existan colapsos, debido a que el consumo de agua en las viviendas es bajo y solo requieren secciones largas y planas con pocas conexiones.
- Evita las excavaciones, por lo general se acoplan a la topografía del terreno, además de evitar obstrucciones en su camino, reduciendo los costos de construcción por las excavaciones reducidas.
- Los pozos de inspección podrán ser reemplazados con puntos más simples de limpieza y con costos menores, debido a la diferencia de caudales entre los del sistema convencional y los del sistema de pequeño diámetro.
- Las plantas de tratamiento de aguas residuales para estos sistemas de alcantarillado, podrían o no contar con tamizadores, removedores de arena, sedimentación primaria, debido a que todos estos procesos se realizan en los tanques interceptores.
- Los costos de construcción se reducen hasta una tercera parte de un sistema de alcantarillado simplificado y en una quinta parte de un sistema convencional.
(OPS/CEPIS, 2005)

Las desventajas más importantes de este sistema de alcantarillado son:

- Mantenimiento adecuado para evacuar sólidos depositados en cada interceptor
- Conexiones ilegales, que permiten entrada de sólidos más grandes para los cuales la tubería existente no está diseñada, y crean problemas importantes en operación del sistema.
- Las conexiones comerciales o de comercio, como un restaurante, deberán contar con trampas de grasas, o de areniscas o sólidos sedimentables.
- Los olores de los tanques sépticos que escapa al aire libre, además de los sistemas de ventilación de las viviendas, nada que no se pueda resolver con un diseño apropiado de ingeniería (OPS/CEPIS, 2005).

2.2 COMPONENTES DE UNA RED DE ALCANTARILLADO

Consiste en una serie de tuberías de circulación de aguas residuales, el flujo hacia el sistema es gradual, y se acumula a lo largo de las tuberías, lo que resulta en un aumento del diámetro de la red de tuberías. El sistema de alcantarillado sanitario consta de los siguientes componentes: Albañal, Atarjea, Colector, Interceptor, Emisor, Planta de tratamiento, Cuerpo receptor, Estructuras complementarias.

2.2.1. Colectores

Consiste en un conjunto de tuberías que se desarrolla por las vías públicas, caminos, calles y pasajes, y que colectan las aguas servidas de las viviendas y la conducen a una planta de tratamiento de aguas servidas. Se diseñan exclusivamente como flujo gravitacional en tubería parcialmente llena y pueden ser:

- Laterales o Iniciales: Reciben solo desagües de casas y no de otras alcantarillas.
- Secundarios: Reciben aguas servidas de dos o más laterales.
- Colectores Secundarios: Reciben aguas servidas de dos o más secundarios.
- Colector Principal: Tubería que recibe las aguas servidas de dos o más colectores secundarios.
- Emisario Final: Es la tubería que transporta el agua servida desde una localidad hasta un cuerpo receptor de agua.
- Interceptor: Es un colector que conduce aguas servidas desde un alcantarillado hacia una planta de tratamiento.

(CPE INEN 5 Parte 9-1, 1992).

2.2.2. Tuberías

La tubería de alcantarillado se compone de tubos y conexiones acoplados mediante un sistema de unión hermético, el cual permite la conducción de las aguas residuales. El material que se elija para construir el alcantarillado es muy importante porque de esto depende las características de resistencia, durabilidad, capacidad de conducción, economía, flexibilidad en el diseño, entre otras (Conagua, 2009).

En los sistemas de alcantarillado sanitario a presión se pueden utilizar diversos tipos de tuberías para conducción de agua potable, siempre y cuando reúnan las características para conducir aguas residuales. Los materiales más empleados en las alcantarillas son el fibrocemento, fundición dúctil, hormigón armado, hormigón pretensado, PVC y gres (OPS/CEPIS, 2005). Es necesario un diámetro mínimo debido a que, hay veces en las que se introducen objetos en las alcantarillas y podría afectar el funcionamiento del sistema de alcantarillado (Conagua, 2009).

2.2.3. Pozos de inspección

Son unidades de inspección y mantenimiento que cuenta con una abertura en la parte superior como se observa en Ilustración 2.1 y permite la unión de dos o más colectores (OPS/CEPIS, 2005). Estas unidades corresponden a la infraestructura de alcantarillado, ubicados a cierta distancia, los cuales permiten el fácil acceso hacia los colectores para tareas de inspección y limpieza, además son elementos indispensables en cambios de pendiente, diámetro, material, dirección o en la intercepción de los colectores (ANDA, 2009).

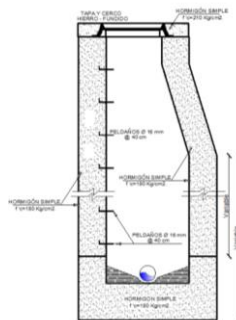


Ilustración 2.1 Corte típico de pozo de inspección

Fuente: (Amancha, 2015)

El pozo puede construirse en obra de mampostería u hormigón, o puede ser prefabricado con diferentes dimensiones y formas. El pozo de inspección se forma de los siguientes elementos.

- **Tapa de acceso:** Es un elemento que tiene forma circular y diámetro mínimo de 60cm que permite el acceso a una persona para realizar labores de limpieza y mantenimiento de los colectores. Además, cuenta con varios orificios para garantizar una adecuada ventilación al sistema y puede ser construido con hierro fundido u hormigón (López A., 2003).

- **Cañuela:** Es un canal semicircular de hormigón que se localiza en la base del cilindro, y se encarga de realizar la transición del flujo entre el colector entrante y saliente (López A. , 2003)
- **Cilindro:** Es el cuerpo principal del pozo de una altura variable según la profundidad de las tuberías a las que se une. Las paredes tienen un espesor de 20cm y diámetro mínimo de 90 cm (López A. , 2003).
- **Reducción cónica:** Elemento ubicado entre la tapa y el cilindro, que permite la conexión estructural de estos elementos de diámetro diferente (López A. , 2003).

2.2.4. Conexión Domiciliara

Se trata de una tubería o colector que interviene con la recolección de aguas residuales, directamente desde el hogar o edificación (Ilustración 2.2), y lo transporta hasta la red colectora, mediante una caja de registro (pozos Til) con dimensiones de 60x60cm y 80cm de altura, construida en hormigón o ladrillo (CPE INEN 5 Parte 9-1, 1992). El número de conexiones domiciliarias en el proyecto se determinará en función del número de lotes, identificados en la planimetría.

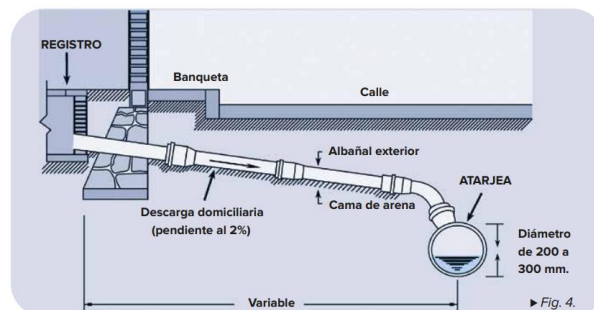


Ilustración 2.2 Detalle conexión domiciliar

Fuente: (GTO, s.f.)

2.3 ÁREAS TRIBUTARIAS

Se entiende como el área tributaria a la superficie que aporta caudal sanitario al colector entre pozos. Esta área de aporte depende si la red de alcantarillado es abierta para zona rural o cerrada para zona urbana, y el sentido de flujo en la dirección de la pendiente del terreno. Para la delimitación de áreas se considerará el trazado del colector, y su impacto presente y futuro (Moya, 2018).

Para zonificar y detallar las áreas de aportación que comprende el sistema de alcantarillado, se deberá tener en cuenta la topografía del terreno, los aspectos urbanísticos del sector, además de considerar los usos del suelo e incluyendo también las zonas de futuro desarrollo poblacional (CPE INEN 5 Parte 9-1, 1992). El área de aporte total que ingresa a cada colector se obtiene dibujando líneas diagonales o bisectrices en las manzanas de población incluyendo las áreas recreativas como se muestra en la Ilustración 2.3.

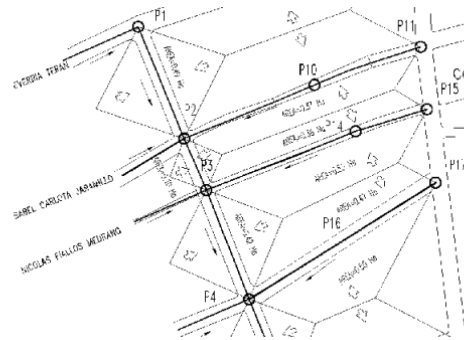


Ilustración 2.3 Áreas tributarias, Alcantarillado

Fuente: Autores

Cabe señalar que no siempre es posible dar con estos trazados porque depende de las características de las calles y la topografía del terreno. Para casos como este la Ilustración 2.4 indican alternativas de trazado geométrico de los colectores principales del sistema de alcantarillado de acuerdo con las características topográficas del terreno.

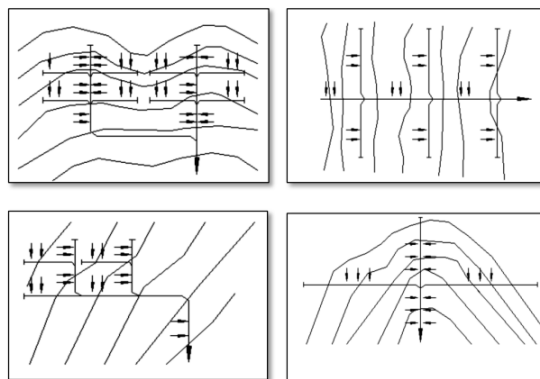


Ilustración 2.4 Alternativas de trazado para redes de alcantarillado

Fuente: (Norma Boliviana NB, 2001)

2.4 POBLACIÓN DEL PROYECTO

La población servida es un parámetro importante en el diseño de un sistema de alcantarillado ya que la longitud del alcantarillado es proporcional a la población beneficiada. La población diseñada para el sistema de alcantarillado no es la población actual, sino la población de diseño que se basa en los cambios dinámicos de la población a lo largo del tiempo (Torres, 2008).

2.4.1. Población actual

La población actual es un parámetro esencial para el diseño de alcantarillado y plantas tratamiento de aguas residuales porque determina el caudal de aguas residuales producidas por el sector (Torres, 2008). Además, sirve para proyectar la población futura del sector según el periodo de diseño.

La población servida se puede estimar como el producto de la densidad de población por el área total servida por el colector, y también se puede estimar a partir del número de viviendas y el número de habitantes por vivienda (López A. , 2003).

2.4.2. Tasa de crecimiento poblacional

Según la norma (CPE INEN 5 Parte 9-1, 1992), para el cálculo de la tasa de crecimiento poblacional, deberá analizarse la información censal disponible para la localidad. Si esta información no existe, es conveniente basar el análisis en la información que se tenga disponible. La tasa de crecimiento que se registra en la información disponible de los censos, tiene una tendencia variable, ya sea creciente o decreciente, dependiendo principalmente de la natalidad, mortalidad, emigración e inmigración (Moya, 2018). Para realizar proyectos de infraestructura no se debe extrapolar valores con una tasa de crecimiento negativo, La norma INEN sugiere usar los valores de la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Tasa de crecimiento poblacional

Región Geográfica	r(%)
Sierra	1
Costa, Oriente y Galápagos	1.5

Fuente: (CPE INEN 5 Parte 9.2, 1997)

2.4.3. Población futura

Las aguas residuales sanitarias de las comunidades dependen de la población y del aporte per cápita. El crecimiento o la distribución de la población de una comunidad puede verse afectado por las oportunidades de empleo, la distancia que deben recorrer los trabajadores, los factores socioeconómicos y la zonificación (Pérez, 2013). La explosión demográfica es uno de los principales problemas de la sociedad, por ende, la dotación de servicios básicos a la población siempre tendrá cierta dificultad. Por esta razón con el paso del tiempo se han perfeccionado los métodos de estimación de la población futura para la buena planificación de proyectos que incluyen abastecimiento de agua potable y redes de alcantarillado (Amancha, 2015).

La norma (CPE INEN 5 Parte 9-1, 1992) en el literal 4.2.3, establece que para calcular la población futura es necesario hacer una proyección, usando al menos tres métodos conocidos (aritmético, geométrica, crecimiento diferencial, comparativo, etc.), que permitan establecer comparaciones para guiar los estándares del diseñador. En última instancia, las futuras poblaciones serán seleccionadas teniendo en cuenta los aspectos económicos, geopolíticos y sociales que afectan los movimientos demográficos.

Los métodos de estimación de población futura comúnmente utilizados en ingeniería sanitaria se pueden dividir en métodos analíticos y gráficos. Los métodos más comunes son:

2.4.3.1. Método Aritmético

El método aritmético es netamente teórico y presenta un comportamiento lineal (Ilustración 2.5), son pocos los casos en los que una población se ajuste a este tipo de crecimiento. Con este método, basta con conocer el número de habitantes en dos periodos distintos. Este método se recomienda para periodos cortos de tiempo, preferiblemente menores a cinco años.

$$P_d = P_a + r \cdot t \quad \text{Ecuación 2.1}$$

Donde:

Pd: Población de diseño [hab]

Pa: Población actual [hab]

r: Tasa de crecimiento [hab/año]

t: Periodo de diseño [años]

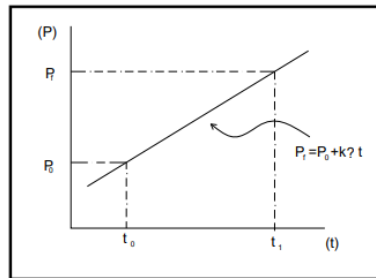


Ilustración 2.5 Crecimiento Aritmético

Fuente: (ANDA, 2009)

2.4.3.2. Método Geométrico

Este método supone que la variación de la población crece cada año a una determinada tasa, es decir, que a iguales períodos de tiempo existe el mismo porcentaje de incremento de la población, puesto a que el crecimiento de la población es proporcional al tamaño de esta (Ilustración 2.6). Este método de proyección es útil en poblaciones que muestran una importante actividad económica, ya que genera un apreciable desarrollo, por lo cual es recomendado aplicarlo en poblaciones que se encuentren en pleno desarrollo y por periodos cortos en el futuro. Su fórmula viene dada por la siguiente expresión:

$$P_d = P_a(1 + r)^n \quad \text{Ecuación 2.2}$$

Donde:

Pd: Población de diseño [hab]

Pa: Población actual [hab]

r: Tasa de crecimiento [hab/año]

n: Periodo de diseño [años]

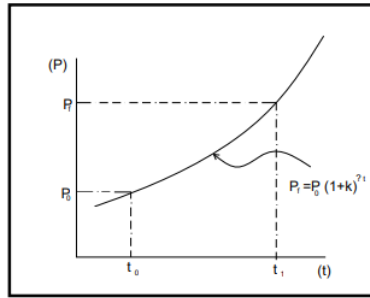


Ilustración 2.6 Crecimiento Geométrico

Fuente: (ANDA, 2009)

2.4.3.3. Método Exponencial

A diferencia del modelo geométrico, el exponencial asume que el crecimiento ocurre de forma continua y no por unidad de tiempo. En el método exponencial el crecimiento de la población es el mismo independientemente del tamaño de la población, es decir, cuanto mayor es la población, más rápido es el crecimiento (Ilustración 2.7).

$$P_d = P_a(e)^{rn} \quad \text{Ecuación 2.3}$$

Donde:

P_d : Población de diseño [hab]

P_a : Población actual [hab]

r : Tasa de crecimiento [hab/año]

n : Periodo de diseño [años]

e : 2,7182818

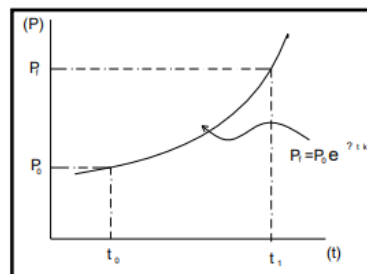


Ilustración 2.7 Crecimiento Exponencial

Fuente: (ANDA, 2009)

2.5 PARÁMETROS DE DISEÑO

En las comunidades del sector rural la demanda de servicios básicos es mayor a los recursos financieros; por lo que, es necesario optimizar los criterios y parámetros de diseño para reducir el costo de la inversión y operación, pero sin involucrar la calidad del servicio.

2.5.1. Tipo de sistema

El tipo de desarrollo urbano adoptado por el proyecto define el tipo de sistema de saneamiento requerido, que atenderá la evacuación de las aguas residuales generadas por la población de estudio. Este tipo de sistema facilita el tratamiento eficaz de los caudales de agua sanitaria antes del vertido final, permitiendo que el tipo de tratamiento propuesto funcione correctamente para evitar la contaminación de los cauces naturales en el futuro (Amancha, 2015). Para el diseño y elaboración del sistema de alcantarillado es necesario realizar estudios previos, que nos permitan describir el lugar desde el punto de vista físico, socioeconómico, cultural, también se considera la situación del sistema de alcantarillado existente, plan de ordenamiento territorial, etc.

Las normas INEN recomiendan que para la selección de un sistema de alcantarillado se debe considerar un análisis técnico-económico para brindar los mejores beneficios la ciudad, pueblo o comunidad. Además, es necesario considerar las cuencas contribuyentes, áreas tributarias, precipitación del área, geología de la zona, las características del cuerpo receptor, zonas industriales, reutilización del agua residual previamente tratada. Con la finalidad de seleccionar el sistema de tratamiento de aguas residuales se analizarán todos y cada uno de los aspectos necesarios (CPE INEN 5 Parte 9-1, 1992).

2.5.2. Periodo de diseño

El periodo de diseño es el tiempo que transcurre desde que el sistema entra en funcionamiento hasta que se superan las condiciones especificadas en el proyecto debido a capacidad insuficiente o interrupción del sistema (Fair, Geyer, & Okun, 1987). Durante el periodo de diseño, el alcantarillado desarrolla su máxima capacidad operativa y los componentes alcanzan su vida útil (Moya, 2018). Este parámetro nos ayuda a sintetizar y elegir el tamaño del proyecto, según la población futura. Si se efectúa el proyecto con un periodo corto, se requerirá una

inversión menor, pero luego será perjudicial debido a que existirá inversiones sucesivas por el crecimiento de la población, en cambio, cuando el periodo de diseño sea más extendido, la inversión inicial será más alta, y no se necesitara inversiones nuevas en largo tiempo (OPS/CEPIS, 2005).

Para diseñar un sistema de alcantarillado sanitario, se debe tener en cuenta la vida útil de sus componentes; saber hasta qué punto pueden el sistema adaptarse a las demandas futuras de la comunidad; que partes del sistema se debe construir de inmediato y que partes de debe tener en cuenta para construir en el futuro (INNA, 2005). Para lograr un sistema económico se necesita establecer un periodo de diseño para cada componente.

Tabla 2.2 Periodo de diseño para estructuras de los sistemas

Tipo de estructura	Características especiales	Periodo de diseño/años
Colectores principales	Difíciles y costosos de agrandar	10 a 50
Emisarios de descarga		
Tuberías secundarias hasta Ø de 375 mm		25 o más
Plantas de tratamiento de aguas servidas	Pueden desarrollarse por etapas. Deben Considerarse las tasas de interés por los fondos a invertir	10 a 25
Edificios y estructuras de concreto		50
Equipos de bombeo:		15 a 25
a- De gran tamaño		10 a 15
b- Normales		

Fuente: (INNA, 2005)

Cabe destacar que cuando se adopta periodos de diseño prolongados, las velocidades dentro de las tuberías del sistema de alcantarillado no serán las adecuadas, debido al bajo caudal que circularía, por lo que el desempeño del sistema será menor al esperado. En el medio rural se recomienda considerar periodos cortos de diseño, del orden de 20 años, y así considerar etapas de construcción, reducir al mínimo los errores en las estimaciones de crecimiento poblacional y consumo de agua.

2.5.3. Densidad poblacional

La densidad de población se define como el número de personas que hacen vida en una determinada extensión de terreno. La densidad de la población se expresa en hab/ Ha (CPE INEN 5 Parte 9-1, 1992).

$$D_p = \frac{P_d}{A} \quad \text{Ecuación 2.4}$$

Donde:

D_p: Densidad poblacional [hab/Ha]

P_d: Población de diseño [hab]

A: Área de Servicio [Ha]

2.5.4. Dotación de agua potable

Para una población determinada, la dotación de agua potable es función principalmente de: Clima, condiciones meteorológicas, condiciones socioeconómicas, nivel de vida, productividad, drenaje del suelo, calidad de agua, fuentes de acopio cercanas, entre otros (Torres, 2008).

La empresa pública ETAPA EP definió las dotaciones mínimas de acuerdo al tipo de población que se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 2.3 Dotación de agua para consumo

Zona de servicio	Dotación neta l/hab-día	% pérdidas	dotación bruta l/hab-día
Urbano consolidado y zonas especiales	247.5	25	330
Centros parroquiales (*)	150	25	200
Rural (*)	113	25	150

Fuente: Etapa Ep

2.6 CAUDALES

2.6.1. Caudal de diseño

Es el caudal total que va circular por la red de alcantarillado de inicio a fin del proyecto, se calcula considerando el periodo de diseño y se obtiene de la suma de los siguientes caudales sanitario, infiltración, aguas ilícitas y aportes especiales (Amancha, 2015).

$$Qd = Q_{MH} + Q_{inf} + Q_{ili} + Q_e \quad \text{Ecuación 2.5}$$

Donde:

Qd: Caudal de diseño [l/s]

QMH: Caudal máximo horario [l/s]

Qinf: Caudal de infiltración [l/s]

Qind: Caudal de aguas ilícitas [l/s]

Qesp: Caudal de aportes especiales [l/s]

Es recomendable considerar un caudal mínimo en el diseño de redes de alcantarillado sanitario, en especial en los tramos iniciales de la red (OPS/CEPIS, 2005). Por lo tanto, en tramos en donde el caudal de diseño es menor al caudal de descarga de un inodoro usamos el valor propuesto por (ETAPA) 2.2 l/s que corresponde el caudal de descarga de un inodoro sanitario.

2.6.2. Caudal instantáneo (Qmi)

La cantidad de agua desechada desde las viviendas hacia el colector principal se lo conoce como caudal domiciliario y tiene relación con el caudal de agua potable. El agua que es usada para, lavado de vehículos, aseo del hogar, jardines, o riego, no ingresa al sistema de alcantarillado, por lo que el caudal de suministro de agua potable se ve afectado por un coeficiente de minoración de (0.65-0.85). El caudal domiciliario es calculado mediante la siguiente ecuación.

$$Q_{mi} = \frac{Dot.R.Hab}{86400} \quad \text{Ecuación 2.6}$$

Donde:

Qmi: Caudal instantáneo [l/s]

Dot: Dotación de agua potable [l/hab-día]

R: Factor de retorno

2.6.2.1. Factor de Retorno

Es considerado a partir del volumen de agua del sistema de abastecimiento de agua potable y la relación existente con el volumen de agua que regresa hasta el sistema de alcantarillado. El factor de retorno se refiere a que no toda el agua potable que consume la población se devuelve al sistema de alcantarillado porque se utiliza para múltiples fines como higiene personal, riego, cocina, etc. Con base en estudios estadísticos, se puede suponer que el porcentaje de agua potable devuelta al alcantarillado varía entre 65% y 85%. Etapa Recomienda usar un factor de 0.8 (López A. , 2003).

2.6.3. Caudal Máximo Horario (QMH)

El caudal de aguas residuales domésticas varía mucho a lo largo del día, por lo que es necesario determinar el caudal máximo instantáneo para evitar errores en el proyecto de alcantarillado. Este caudal, también conocido como caudal máximo horario, depende de varios factores fundamentales como son: el consumo, el tamaño y la estructura de la red (CPE INEN 5 Parte 9-1, 1992)

El caudal máximo instantáneo resulta del producto del caudal instantáneo (Q_i) por un factor de mayoración (M).

$$Q_{MH} = Q_{mi} * M \quad \text{Ecuación 2.7}$$

Donde:

Q_{mi} : Caudal instantáneo [l/s]

M : Factor de mayoración

2.6.3.1. Factor de Mayoración y simultaneidad (k)

El caudal de aguas residuales se mayor con esta constante, pues considera la simultaneidad de la generación de caudales en la hora de máxima demanda. Cuando las poblaciones son numerosas el factor de mayoración es de 2.5, como Cauquil tiene una población menor a 1000 habitantes este factor se determina por varios métodos.

La Ecuación 2.7 determina el factor de mayoración mediante la ecuación de Harmon, este coeficiente presenta una relación inversa con el tamaño de la población (Fair, Geyer, & Okun, 1987).

Ecuación de Harmon

$$M = \frac{18 + \sqrt{p}}{4 + \sqrt{p}} \quad \text{Ecuación 2.8}$$

$$p = \frac{\text{Poblacion Futura}}{1000} \quad \text{Ecuación 2.9}$$

Donde:

M: Coeficiente de simultaneidad

p: Población en miles

Ecuación propuesta por EMMAP-Q

$$M = \frac{2.228}{Q_{mi}^{0.73325}} \quad \text{Ecuación 2.10}$$

Donde:

M: Coeficiente de simultaneidad

Q_{mi}: Caudal instantáneo [l/s]

Condiciones:

Se considera M=4 para caudales menor a 4 l/s

Rango de límites: $1.5 \leq M \leq 4$ l/s

2.6.4. Caudal de infiltración

El caudal de infiltración se define como un caudal que, de manera inevitable, filtra los conductos de la red de alcantarillado, está directamente ligado a la altura del nivel freático, la permeabilidad del terreno, del tipo de tubería además de la profundidad de la misma.

Generalmente se produce en las juntas deficientes y deterioros en las paredes de la tubería (López A. , 2003). Basado en valores del plan maestro de agua potable y alcantarillado de la ciudad de Cuenca, se considera un valor de 1 l/s/km.

Tabla 2.4 Aporte de Infiltración por longitud de tubería

Condiciones	Infiltración (l/s/km)		
	Alta	Media	Baja
Tuberías existentes	4	3	2
Tuberías nuevas con unión de:			
Cemento	3	2	1
Caucho	1.5	1	0.5

Fuente: (López A. , 2003)

Para determinar el caudal de infiltración se usa la siguiente expresión:

$$Q_{inf} = \frac{f \cdot L}{1000} \quad \text{Ecuación 2.11}$$

Donde:

Q_{inf} : Caudal de infiltración [l/s]

f: 1 l/s/km

L: Longitud [m]

2.6.5. Caudal de aguas ilícitas

Este caudal se produce por la descarga de aguas lluvia que es evacuado en la red de alcantarillado sanitario, principalmente descargados por las bajantes de aguas lluvia instaladas en las viviendas.

El sistema de alcantarillado sanitario no debe admitir entrada de agua lluvia por medio de conexiones clandestinas (CPE INEN 5 Parte 9-1, 1992). Pero la norma colombiana recomienda usar 2 l/s/ha, por otro lado, ETAPA EP recomienda usar un valor de 80 l/s/día.

$$Q_{iii} = \frac{80}{86400} * P f \quad \text{Ecuación 2.12}$$

Donde:

Q_m : Caudal de aguas ilícitas [l/s]

Pf: Población futura [hab]

2.6.6. Aportes especiales

Estos son considerados, debido al aporte de: fabricas, industrias, centros comerciales, instituciones públicas, hoteles, otros (Rosales, Rovira, & Campos, 2018). En la comunidad de Cauquil no existe ninguno de estos aportes adicionales para la red de alcantarillado, además que según el Plan de Ordenamiento Territorial no se estipula que estos aportes serán considerables en un futuro.

2.7 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

2.7.1. Tubería

Según la normativa (CPE INEN 5 Parte 9-1, 1992), se debe considerar:

- Cuando existe una red de agua potable las tuberías deben pasar por debajo, dejando una altura libre mínima de 0.3m cuando las tuberías sean paralelas y 0.20m cuando se crucen.
- Las tuberías se deben colocar a una profundidad capaz de recolectar las aguas residuales de ambos lados de la calzada
- Se considerará un relleno mínimo de 1.2 m de altura sobre la clave del tubo para garantizar soporte al tránsito vehicular.
- Se sugiere una profundidad máxima permisible de 5m o una profundidad que no cause dificultades de construcción (OPS/CEPIS, 2005).

2.7.2. Pozos

Los pozos de revisión se colocarán al inicio de los tramos de cabecera, en los cambios de pendiente, dirección y sección, por razones de mantenimiento. El Código Ecuatoriano de la Construcción (CPE INEN 5 Parte 9-1, 1992) presenta las siguientes pautas en los sistemas de alcantarillado:

- Los pozos de revisión se situarán en todos los cambios de pendientes, cambios de dirección.
- La máxima distancia considerada entre pozos es de 100 m.
- Los pozos de revisión en los sistemas de alcantarillado sanitario deben colocarse de tal manera que se evite el paso de aguas lluvias hacia ellos.
- La profundidad mínima de los pozos cabezales o de inicio en las zonas con presencia de asentamientos o conformación de vías urbanas será de 1.50 m, mientras que, en las zonas no intervenidas y/o de expansión futura será mayor a 2.0 m, en todo caso, se considerará los puntos más bajos del sector que deberán ser aportados.
- Los pozos de revisión serán de hormigón simple, y la tapa de hierro fundido de diámetro igual a 60 cm.
- El diámetro del pozo de revisión estará en función del espesor de la máxima tubería conectada al mismo, como se observa en la Tabla 2.5

Tabla 2.5 Diámetro recomendado de pozos de revisión

Diámetro de la tubería	Diámetro de pozo
mm	m
Menor o igual 550	0.9
Mayor a 550	Diseño especial

Fuente: (CPE INEN 5 Parte 9-1, 1992)

2.7.3. Diámetro

2.7.3.1. Diámetro mínimo

De acuerdo con normas y criterios para diseño de alcantarillado sanitario el diámetro mínimo que garantiza una conducción de las aguas residuales por gravedad es 200mm y 110mm para conexiones domiciliarias con una pendiente mínima de 1%. Sin embargo, estos valores pueden estar sujetas a cambios de acuerdo a bases establecidas por cada municipio.

2.7.4. Velocidad

2.7.4.1. Velocidad mínima

Si las aguas residuales fluyen a baja velocidad durante mucho tiempo, los sólidos transportados se depositarán en las tuberías. Por lo tanto, se debe garantizar una velocidad

suficiente para eliminar los sólidos sedimentados durante los períodos de flujo bajo (EMMAP, 2009). Según la norma (CPE INEN 5 Parte 9-1, 1992), la velocidad mínima debe ser 0.6 m/s y en sus tramos iniciales no debe ser menor a 0.4 m/s.

2.7.4.2. Velocidad máxima

El valor máximo permisible de la velocidad media en las tuberías que trabajan por gravedad depende de la susceptibilidad al desgaste del material. Estos valores deben justificarse adecuadamente según las propiedades del material, las propiedades abrasivas de las aguas residuales, la turbulencia del flujo de agua y el empotramiento de las tuberías (EMMAP, 2009).

Tabla 2.6 Velocidades máximas a tubo lleno y coeficientes de rugosidad recomendados

Material	velocidad máxima m/s	Coef. rugosidad
Hormigón simple:		
Con uniones de mortero	4	0.013
Con uniones de neopreno para nivel freático alto	3.5 - 4	0.013
Asbesto cemento	4.5 - 5	0.011
Plástico	4.5	0.011

Fuente: (CPE INEN 5 Parte 9-1, 1992)

Las propiedades del material son importantes para justificar la velocidad máxima, por lo que (EMP, 2009) recomienda una velocidad máxima de 10 m/s para PVC y 5 m/s para otros tipos de material.

2.7.5. Pendiente

La variación de cotas de altura relacionada con la distancia horizontal, se conoce como pendiente en una red de alcantarillado, la pendiente debe acomodarse a la topografía existente del terreno, evitando los costos excesivos de corte que se producen por la profundidad de excavaciones. La pendiente mínima debe garantizar velocidades óptimas de transporte de sólidos, y la máxima evitar el desgaste de las tuberías por la velocidad excesiva.

$$S = \frac{\Delta_y}{\Delta_x} * 100 \quad \text{Ecuación 2.13}$$

Donde:

S: Pendiente del Terreno [m/m]

Δ_x : Distancia Horizontal [m]

Δ_y : distancia vertical [m]

2.7.5.1. Pendiente Mínima

La importancia de la pendiente mínima en un sistema de alcantarillado es considerada una de las más relevantes en el diseño, debido a las condiciones de autolimpieza que se dan en la tubería, por el arrastre de sólidos presentes, aplicando el método de tensión tractiva (OPS/CEPIS, 2005).

$$S_{min} = \frac{\sigma_T}{g \cdot g \cdot R} \quad \text{Ecuación 2.14}$$

Donde:

S_{min} : Pendiente mínima de la tubería [m/m]

σ_T : Tensión Tractiva mínima

R: Radio hidráulico [m]

g: Aceleración debida a la gravedad [m/s²]

2.7.5.2. Tensión tractiva

La tensión tractiva mínima en cada tramo será igual a un pascal, que se calcula para el caudal al inicio del proyecto. Aunque se toma como valor general para un diseño adecuado, una pendiente mínima de 0.6 % (Metcalf&Eddy, 1995). La tensión tractiva (T) a la fuerza tangencial producida por unidad de área mojada que ejerce el flujo sobre la tubería de un colector como se observa en Ilustración 2.8.

$$\sigma_T = p * g * R * S \quad \text{Ecuación 2.15}$$

Donde:

S: Pendiente mínima de la tubería

σ_T : Tensión Tractiva

R : Radio hidráulico

g : Aceleración debida a la gravedad

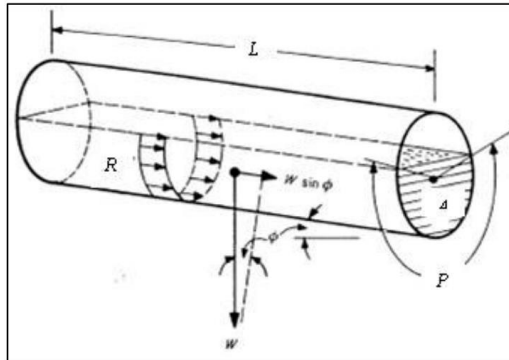


Ilustración 2.8 Tensión Tractiva sección circular

Fuente: (OPS/CEPIS, 2005)

2.7.5.3. Pendiente Máxima

Esta se relaciona directamente con la velocidad máxima admisible en la red de alcantarillado, siendo que a velocidades mayores a 0.6 m/s, en la tubería de alcantarillado se presenta mayor atracción tractiva que genera inconvenientes y golpeteo en las juntas de la tubería de alcantarillado (Metcalf&Eddy, 1995),

2.8 DISEÑO HIDRÁULICO

Los sistemas de alcantarillados son diseñados para operar en condiciones de flujo libre no permanente. Sin embargo, para simplificar los cálculos se considera que el flujo es permanente y uniforme, de esta manera se puede aplicar las ecuaciones de Manning (Torres, 2008).

2.8.1. Fundamentos hidráulicos

2.8.1.1. Coeficiente de rugosidad

El factor de rugosidad n , es un parámetro que determina qué tan resistentes son las paredes y el fondo del canal al flujo de fluidos; mientras más rugosas son las paredes del canal, más difícil la circulación del agua a través de ella (Hernández, 2016). Este coeficiente incide en la determinación del diámetro de la tubería, por lo tanto, un valor muy bajo resulta en una

tubería con capacidad insuficiente de conducir el caudal, mientras que un valor muy alto sobredimensionará el diseño, haciéndolo económicamente muy costoso (Amancha, 2015).

En la consideración de un coeficiente de rugosidad, empleado en la ecuación de Manning y Kutter-Ganguillet, se puede considerar los valores recomendados por la norma CPE INEN propuestos en la Tabla 2.6.

2.8.1.2. Ecuación de Manning para flujo en canales abiertos y tuberías

La ecuación de Manning es la evolución de la fórmula de Chézy para el cálculo de velocidad del agua en canales abiertos y tuberías. Robert Manning en 1889 determinó que la velocidad del agua depende de varios factores como la pendiente, rugosidad de las paredes y el radio hidráulico. Robert Manning (Fischenich, 2000).

$$V = \frac{R^{\frac{2}{3}} * S^{1/2}}{n} \quad \text{Ecuación 2.16}$$

Donde:

A: Área transversal [m^2]

R: Radio Hidráulico [m]

S: Pendiente Longitudinal [m/m]

n: Coeficiente de rugosidad de Manning

2.8.2. Tirante de Agua

Se conoce también como calado y es la altura máxima que alcanza el agua dentro de la tubería como se observa en la Ilustración 2.9 y debe ser mayor al 20% y menor al 80% del diámetro interno de la tubería para asegurar el funcionamiento como un canal abierto y garantizar arrastre de sedimentos. La parte libre de la tubería es utilizada para ventilación, movimiento de gases y flujos excepcionales (OPS/CEPIS, 2005).

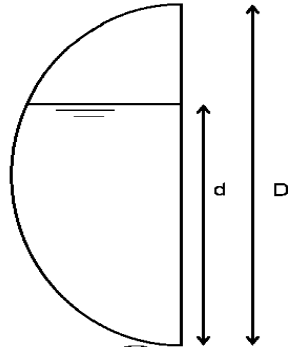


Ilustración 2.9 Relación de diámetro y tirante de agua

Fuente: Los Autores

Se considera como capacidad máxima de la tubería, cuando la relación entre el tirante de agua y el diámetro oscila en un valor de 0.8.

$$0.2.D < \frac{y}{D} < 0.8.D \quad \text{Ecuación 2.17}$$

Donde:

y: Tirante de agua en la tubería [m]

D: Diámetro de la tubería [m]

2.8.3. Flujo en tuberías de sección completamente llenas

2.8.3.1. Radio Hidráulico

Al momento de analizar el radio Hidráulico, este dependerá directamente del diámetro del conducto, cuando este trabaja a sección llena.

$$R = \frac{D}{4} \quad \text{Ecuación 2.18}$$

Donde:

R: Radio Hidráulico [m]

D: Diámetro interno de la tubería [m]

2.8.3.2. Velocidad:

La velocidad se obtiene aplicando la ecuación de manning Ecuación 2.16

2.8.3.3.Caudal:

$$Q = A * V \quad \text{Ecuación 2.19}$$

Empleando la (ecuación de manning) y considerando toda el área transversal de la tubería se obtiene:

$$Q = \frac{A * D^{2/3} * S^{1/2}}{n} \quad \text{Ecuación 2.20}$$

$$A = \frac{D^2}{4} \quad \text{Ecuación 2.21}$$

En donde:

Q : Caudal [m³/s]

A : Área transversal tubería [m²]

D : Diámetro interno tubería [m]

S : Pendiente [m/m]

n : Coeficiente de rugosidad de manning

2.8.4. Flujo en tuberías parcialmente llenas

En general, las alcantarillas están diseñadas para funcionar al 100% de su capacidad solo en condiciones extremas. Es por esta razón que es necesario estimar la velocidad y el caudal cuando la tubería este parcialmente llena. La Ilustración 2.10 representa una sección con una superficie de agua libre y un contacto con el aire (Metcalf&Eddy, 1995).

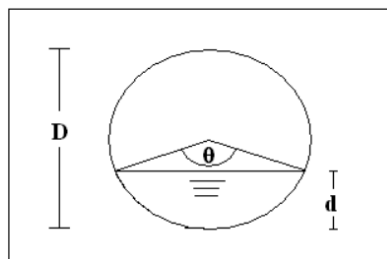


Ilustración 2.10 Sección Parcialmente llena

Fuente: (OPS/CEPIS, 2005)

2.8.4.1. Relaciones Hidráulicas

Es indispensable para el diseño de un sistema de alcantarillado, determinar y analizar el caudal, velocidad, tirante máximo, radio hidráulico. Se debe usar las propiedades hidráulicas de tuberías circulares parcialmente llenas. Para simplificar los cálculos, muchos autores han desarrollado ábacos (Ilustración 2.11) y tablas (Ilustración 2.12) con las características de flujo que parten desde la relación calado-diámetro.

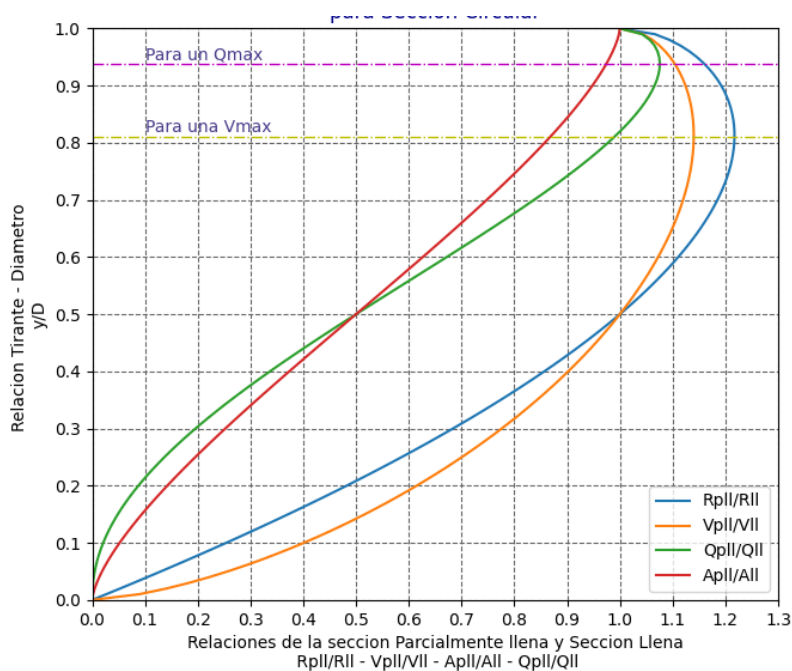


Ilustración 2.11 Ábaco de relaciones entre sección parcialmente llena y sección llena

Fuente: (Blaz, 2021)

La velocidad y el caudal de una sección parcialmente llena se determina de acuerdo a las relaciones hidráulicas q/Q , v/V y y/D expresadas en los ábacos y tablas mostradas en la Ilustración 2.11 e Ilustración 2.12.

2.8.4.1.1. Relación q/Q

Es la relación que resulta entre el caudal de diseño de cada tramo de la red de alcantarillado y el caudal de la tubería al 100% de su capacidad que se obtiene a partir de la ecuación manning Ecuación 2.16. Esta relación sirve para determinar y/D y v/V .

2.8.4.1.2. Relación y/D

La relación de la altura del agua o tirante con el diámetro de la tubería empleada corresponde a la siguiente ecuación.

$$\frac{y}{D} = -3.686 \cdot \left(\frac{q}{Q}\right)^6 + 14.0631 \cdot \left(\frac{q}{Q}\right)^5 - 20.8398 \cdot \left(\frac{q}{Q}\right)^4 + 15.584 \cdot \left(\frac{q}{Q}\right)^3 - 6.4 \cdot \left(\frac{q}{Q}\right)^2 + 2.1009 \cdot \left(\frac{q}{Q}\right) + 0.0871$$

Ecuación 2.21

2.8.4.1.3. Relación v/V

Es la relación que resulta de la división de la velocidad de diseño y velocidad a sección llena y se obtiene una vez determinado q/Q y según la tabla de la Ilustración 2.12.

La Ecuación 2.20 ayuda a determinar a relación v/V:

$$\frac{v}{V} = -8.2002 \cdot \left(\frac{q}{Q}\right)^6 + 29.827 \cdot \left(\frac{q}{Q}\right)^5 - 43.494 \cdot \left(\frac{q}{Q}\right)^4 + 32.383 \cdot \left(\frac{q}{Q}\right)^3 - 13.221 \cdot \left(\frac{q}{Q}\right)^2 + 3.4484 \cdot \left(\frac{q}{Q}\right) + 0.29.67$$

Ecuación 2.20

RELACIONES HIDRAULICAS PARA CONDUCTOS CIRCULARES (N/N ₀ VARIABLE)													
Q/Q ₀	V/V ₀	d/Ø	R/R ₀	H/Ø	Q/Q ₀	V/V ₀	d/Ø	R/R ₀	H/Ø	Q/Q ₀	V/V ₀	d/Ø	
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.34	0.755	0.452	0.938	0.348	0.68	0.936	0.678	
0.01	0.292	0.092	0.239	0.041	0.35	0.760	0.460	0.950	0.354	0.69	0.941	0.686	
0.02	0.362	0.124	0.315	0.067	0.36	0.768	0.468	0.962	0.361	0.70	0.945	0.692	
0.03	0.400	0.148	0.370	0.086	0.37	0.776	0.476	0.974	0.368	0.71	0.951	0.699	
0.04	0.427	0.165	0.410	0.102	0.38	0.781	0.482	0.983	0.374	0.72	0.955	0.705	
0.05	0.453	0.182	0.449	0.116	0.39	0.787	0.488	0.992	0.381	0.73	0.958	0.710	
0.06	0.473	0.196	0.481	0.128	0.40	0.796	0.498	1.007	0.388	0.74	0.961	0.719	
0.07	0.492	0.210	0.510	0.140	0.41	0.802	0.504	1.014	0.395	0.75	0.965	0.724	
0.08	0.505	0.220	0.530	0.151	0.42	0.806	0.510	1.021	0.402	0.76	0.969	0.732	
0.09	0.520	0.232	0.554	0.161	0.43	0.810	0.516	1.028	0.408	0.77	0.972	0.738	
0.10	0.540	0.248	0.586	0.170	0.44	0.816	0.523	1.035	0.415	0.78	0.975	0.743	
0.11	0.553	0.258	0.606	0.179	0.45	0.822	0.530	1.043	0.422	0.79	0.980	0.750	
0.12	0.570	0.270	0.630	0.188	0.46	0.830	0.538	1.050	0.429	0.80	0.984	0.756	
0.13	0.580	0.280	0.650	0.197	0.47	0.834	0.542	1.056	0.436	0.81	0.987	0.763	
0.14	0.590	0.289	0.668	0.205	0.48	0.840	0.550	1.065	0.443	0.82	0.990	0.770	
0.15	0.600	0.298	0.686	0.213	0.49	0.845	0.557	1.073	0.450	0.83	0.993	0.778	
0.16	0.613	0.306	0.704	0.221	0.50	0.850	0.563	1.079	0.458	0.84	0.997	0.785	
0.17	0.624	0.315	0.716	0.229	0.51	0.855	0.570	1.087	0.465	0.85	1.001	0.791	
0.18	0.634	0.323	0.729	0.236	0.52	0.860	0.576	1.094	0.472	0.86	1.005	0.798	
0.19	0.645	0.334	0.748	0.244	0.53	0.865	0.582	1.100	0.479	0.87	1.007	0.804	
0.20	0.656	0.346	0.766	0.251	0.54	0.870	0.588	1.107	0.487	0.88	1.011	0.813	
0.21	0.665	0.353	0.780	0.258	0.55	0.875	0.594	1.113	0.494	0.89	1.015	0.820	
0.22	0.672	0.362	0.795	0.266	0.56	0.880	0.601	1.121	0.502	0.90	1.018	0.826	
0.23	0.680	0.370	0.809	0.273	0.57	0.885	0.608	1.125	0.510	0.91	1.021	0.835	
0.24	0.687	0.379	0.824	0.280	0.58	0.890	0.615	1.129	0.518	0.92	1.024	0.843	
0.25	0.695	0.386	0.836	0.287	0.59	0.895	0.620	1.132	0.526	0.93	1.027	0.852	
0.26	0.700	0.393	0.848	0.294	0.60	0.900	0.626	1.136	0.534	0.94	1.030	0.860	
0.27	0.706	0.400	0.860	0.300	0.61	0.903	0.632	1.139	0.542	0.95	1.033	0.868	
0.28	0.713	0.409	0.874	0.307	0.62	0.908	0.639	1.143	0.550	0.96	1.036	0.876	
0.29	0.720	0.417	0.886	0.314	0.63	0.913	0.645	1.147	0.559	0.97	1.038	0.884	
0.30	0.729	0.424	0.896	0.321	0.64	0.918	0.651	1.151	0.568	0.98	1.039	0.892	
0.31	0.732	0.431	0.907	0.328	0.65	0.922	0.658	1.155	0.576	0.99	1.040	0.900	
0.32	0.740	0.439	0.919	0.334	0.66	0.927	0.666	1.160	0.585	1.00	1.041	0.914	
0.33	0.750	0.447	0.931	0.341	0.67	0.931	0.672	1.163	0.595	1.01	1.042	0.920	

Ilustración 2.12 Relaciones hidráulicas para tuberías circulares

Fuente: (López, s.f.)

2.9 METODOLOGÍA

2.9.1. Levantamiento Topográfico

Con el uso de la estación total, se obtuvieron las coordenadas del posible trazado de la red de alcantarillado, las viviendas, puntos de control, puntos con elevaciones separados de la vía, la ubicación de las dos plantas de tratamiento de la comunidad de Cauquil debido a su topografía. Además de la colocación de Hitos, para el replanteo necesario en caso de la ejecución de la obra hidráulica mencionada, el levantamiento se encuentra Georreferenciado que se aprecia en Ilustración 2.13, además se consideraron los tramos de trazado de la red de Alcantarillado convencional a instaurarse en la comunidad de Cauquil.

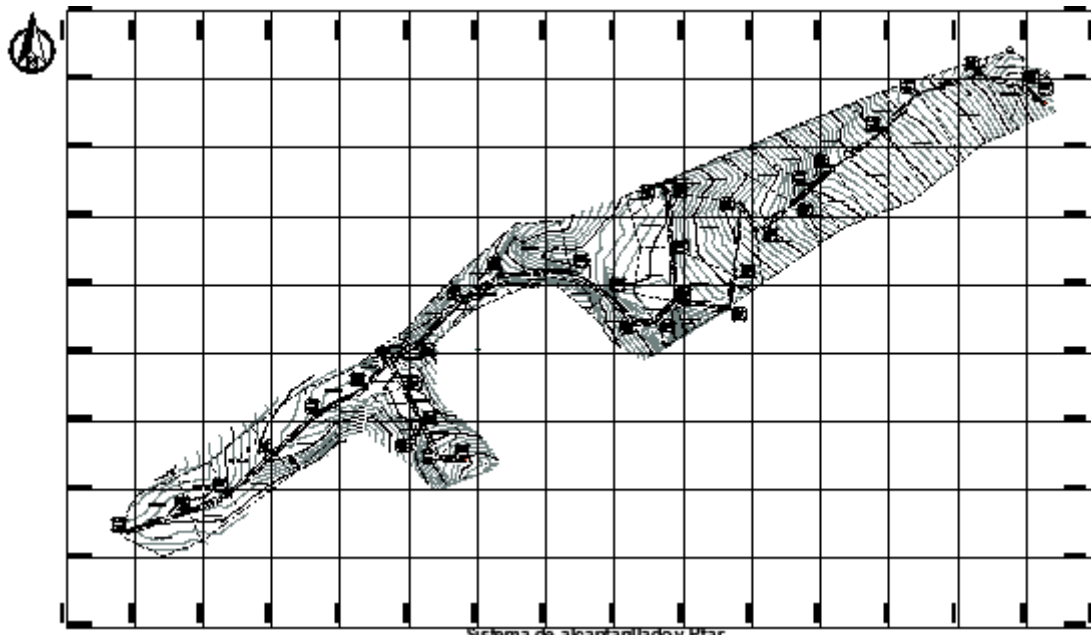


Ilustración 2.13 Topografía de la zona en estudio a escala reducida

Fuente: Los Autores

2.9.2. Tipo de Sistema

Tomando en cuenta la tasa de crecimiento poblacional de la comunidad de Cauquil, la topografía, la densidad poblacional y el consumo de agua, no se adopta el sistema de alcantarillado simplificado, tampoco el sistema de diámetros pequeños, debido a que en la socialización y las encuestas analizadas, se encuentra que la gente del sector por lo general en el día sale al campo a laborar, y regresan en la tarde pasadas las 6 pm, por lo que el mantenimiento de este sistema no sería atendido y provocando el colapso, además se cuenta

con el apoyo de la ilustre municipalidad de Girón, y que La comunidad de Cauquil es territorio de expansión se prevé, adoptar el diseño de sistema de alcantarillado convencional.

2.9.3. Área de cobertura y servicio

Mediante un levantamiento topográfico y la respectiva creación de la superficie de terreno, se definió la superficie a intervenir y servir, se abarcó la mayor superficie de terreno posible de acuerdo al análisis de las pendientes de terreno, definiendo un área total de 21.13 hectáreas.

2.9.4. Población Actual

En la comunidad de Cauquil mediante los resultados obtenidos de la encuesta realizada a las familias, se determinó que existen alrededor de 32 familias con un promedio de 4 personas por cada familia. Resultado alrededor de 120 personas que viven actualmente en la comunidad.

2.9.5. Tasa de Crecimiento Poblacional

Considerando la población actual de 120 y una tasa de crecimiento poblacional para la región sierra de acuerdo a la Tabla 2.1 se tiene:

$$r=1\%$$

2.9.6. Población Futura

Se analizará la población futura acorde a las encuestas realizadas en la zona, obteniendo una población de saturación, acorde al número de viviendas que existente actualmente y a la tasa de crecimiento poblacional elegida. Aplicando los 3 métodos se escoge el mayor número de la población o se hace un promedio.

2.9.6.1. Geométrico

Aplicando la Ecuación 2.1

Tabla 2.7 Población de diseño método geométrico

Pa =	120	hab
r =	1.00%	
n =	20	años
Pd =	146	hab

Fuente: Los Autores

2.9.6.2. Aritmético

Aplicando la Ecuación 2.2

Tabla 2.8 Población de diseño método aritmético

Pa =	120	hab
r =	1.00%	
n =	20	años
Pd=	144	hab

Fuente: Los Autores

2.9.6.3. Exponencial

Aplicando la Ecuación 2.3

Tabla 2.9 Población de diseño método exponencial

Pa =	120	hab
r =	1.00%	
n =	20	años
Pd =	147	hab

Fuente: Los Autores

De los resultados obtenidos se escogió el valor más alto, por ende, la población de diseño se determinó por el método exponencial que es igual a 147 habitantes para 2042.

2.9.7. Densidad Poblacional

Para la obtención de la densidad poblacional se analizó las encuestas realizadas a los habitantes, y mediante visitas de campo a la comunidad se pudo apreciar algunas zonas que representan gran relevancia por el uso futuro del suelo, y de acuerdo a las encuestas realizadas se obtuvo la población actual y empleando las ecuaciones para proyectar la población se obtuvo la población de diseño. Para obtener la densidad se divide la población de diseño para el área de la zona de estudio dándonos así una media de 7 hab/Ha, el valor se ajusta a las realidades del futuro de Cauquil ya que se ubica en la periferia de la parroquia de San Gerardo.

2.9.8. Dotación de Agua Potable

De acuerdo a la Tabla 2.3 y considerando un clima frío para la comunidad se adopta una dotación media futura de 150 l/hab/día.

2.9.9. Trazado de la red de Alcantarillado

Los colectores del sistema de alcantarillado y pozos considerado en este trabajo se diseñaron acorde al trazado de la vía principal de la comunidad de Cauquil y por los caminos vecinales intentando no atravesar los terrenos. Se aplicaron las consideraciones y criterios de diseño presentados en la sección 2.7.2. y se colocaron los pozos en las siguientes coordenadas como se muestra en la Tabla 2.10.

Tabla 2.10 Coordenadas de los pozos de revisión UTM WGS84

POZO	NORTE	ESTE	POZO	NORTE	ESTE
1	9649539.6830m	700487.6782m	18	9649847.2176m	701258.3951m
2	9649569.2095m	700580.4998m	19	9649876.9929m	701287.3380m
3	9649593.8994m	700638.1467m	20	9650045.3941m	701260.1130m
4	9649653.8863m	700703.9392m	21	9650038.2848m	701275.7532m
5	9649713.8732m	700769.7317m	22	9649954.5651m	701284.9440m
6	9649750.2529m	700836.5309m	23	9649867.0470m	701366.6549m
7	9649789.9921m	700871.8805m	24	9649921.7030m	701375.1490m
8	9649750.7006m	700893.8954m	25	9650018.9540m	701382.4654m
9	9649702.1628m	700917.1780m	26	9649979.3342m	701406.9651m
10	9649663.6020m	700904.4950m	27	9650018.1006m	701459.3747m
11	9649648.0888m	700944.3648m	28	9650041.5460m	701485.3615m
12	9649809.4411m	700909.4901m	29	9650070.8005m	701517.7871m
13	9649879.4454m	700979.9132m	30	9650126.9530m	701593.2968m
14	9649915.9782m	701036.6534m	31	9650180.7393m	701641.8071m
15	9649919.1864m	701135.5216m	32	9650208.2789m	701732.0022m
16	9649887.1290m	701188.0195m	33	9650188.9868m	701795.9494m
17	9649843.1495m	701232.1170m			

Fuente: Los Autores

2.9.10. Áreas de aporte a cada colector

De acuerdo a la definición del trazado de colectores y la ubicación de los pozos de inspección planteados en el ANEXO 2 pagina 2, se trazó las áreas de aporte para cada colector, la topografía del terreno presenta mucha irregularidad debido a que este es un sector rural que carece de un plan de ordenamiento territorial y similares para facilitar trazo de bisectrices que

determinan el área de aporte. Por lo tanto, se trazó áreas proporcionales para cada colector de acuerdo a la topografía del lugar.

2.9.11. Caudales

Una vez ubicado los pozos en la topografía, obtenemos las distancias entre los mismo para determinar las longitudes de la tubería. A partir de allí se procede a determinar el caudal de diseño para cada uno de los tramos de la red de alcantarillado.

Caudal instantáneo: Se aplicó la Ecuación 2.6 con un factor de retorno asumido de 0.8 que es el valor recomendado en las normas de diseño. También se calculó la población servida para cada tramo de la red multiplicando el área de aporte por la densidad poblacional que se obtuvo en la sección 2.9.7.

Caudal máximo horario: Una vez obtenido el caudal instantáneo se aplica la Ecuación 2.7. Como son caudales muy pequeños que no superan las condiciones propuestas por EMMAP-Q se asume un factor de mayoración igual a 4 para todos los tramos ya que aplicando la ecuación de Harmon se obtiene resultados próximos a 4 para todos los tramos.

Para los caudales de infiltración y de aguas ilícitas se aplicaron las Ecuaciones 2.8 y 2.9 respectivamente y no se consideró en el diseño un caudal de aportes especiales, ya que la comunidad actualmente no cuenta con ninguna zona comercial.

Finalmente se obtiene el caudal de diseño que corresponde a la Ecuación 2.5 que es la sumatoria de todos los caudales que se consideraron. Cabe recalcar que la mayor parte de la red se consideró un caudal mínimo de 2.2 l/s como especifica la empresa ETAPA, a excepción de los últimos tramos en donde supera el valor de caudal mínimo propuesto.

2.9.12. Diámetro

La red de alcantarillado en su mayoría va a trabajar con el caudal mínimo, por lo que, los diámetros van a ser los mínimos especificados en las consideraciones y criterios de diseño presentes en la sección 2.7.3.1. EL 100% de la red de alcantarillado va estar formado por pozos de revisión de 90cm de diámetro y tuberías de 200 mm debido a que no se superan los parámetros mínimos especificados.

2.9.13. Comprobaciones

Se debe realizar las comprobaciones para cumplir con los parámetros máximos que se exigen en las normas. Se realiza comprobaciones de velocidad y pendientes máximas, en caso de no cumplir con los parámetros se debe realizar acciones que ayuden a controlar estos parámetros, aumentando la profundidad de pozos o colocando más unidades.

Para las comprobaciones se consideró que la relación tirante/diámetro que no supere el 80%. La velocidad máxima es un parámetro que depende de las propiedades mecánicas del material por lo que diferentes autores recomiendan valores desde los 4.5 hasta los 10 m/s para tuberías PVC.

El diseño se realizó en el software Civil 3D y, con la hoja de cálculo en Excel se fue comprobando manualmente que cada tramo cumpla con las normas y criterios propuestos. Disponible en ANEXO 2, página 1.

2.9.14. Domiciliarias

Como obras complementarias se colocaron las domiciliarias en los lotes de las personas que van hacer uso de la red de alcantarillado. Cada domiciliaria dispone de una caja de revisión de 60X60 y 1 m de profundidad conectadas a la red mediante tuberías de 160 mm con accesorios de instalación como las sillas tee y codos de 45 grados. Disponible en ANEXO 2, página 6.

Se consideró una distancia máxima de 5m desde la tubería del colector principal hasta el lote en donde se construirá la caja de revisión. El usuario beneficiario deberá ser responsable de conectar las tuberías que recolecta las aguas residuales en su domicilio y la caja de revisión que se une con el colector principal.

3. CAPITULO III: PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

3.1 GENERALIDADES

Las aguas residuales producto de los muchos usos que se le dan, no pueden ser vertidos en un afluente sin previo tratamiento, debido a que están contaminadas y pueden afectar al ecosistema de los alrededores.

3.2 AGUA RESIDUAL (AR)

El agua residual se define como agua cuyas propiedades físicas, químicas y biológicas han cambiado debido a la introducción de contaminantes sólidos y biológicos de los desechos domésticos, municipales e industriales (Sanamdikar & Harne, 2012). Estas aguas contaminadas son recolectados y transportados a través de un sistema de alcantarillado (Romero, 1999).

3.2.1. Clasificación del Agua Residual

La cantidad y tipo de residuos que produce un hogar está influenciado por el comportamiento, estilo y nivel de vida de sus habitantes, por lo que la mayoría de los residuos generados por las actividades diarias terminan como aguas residuales (López, Buitrón, García, & Cervantes, 2017). El autor Jairo Romero en su libro clasifica el agua residual de la siguiente manera:

3.2.1.1. Agua residual doméstica (ARD)

Son las aguas provenientes de las viviendas o residencias, edificios comerciales e institucionales y se clasifican en:

Aguas negras: Son aguas residuales ricos en sólidos suspendidos, nitrógeno y coliformes fecales ya que provienen de inodoros y está compuesta por orina y heces humanas (Romero, 1999).

Aguas grises: Son aguas residuales producto de actividades de limpieza y aseo como duchas, tina, lavamanos, lavadoras. Son aguas que aportan DBO, sólidos suspendidos, fósforo, grasas, etc (Romero, 1999).

Los principales contaminantes que contiene el agua residual y que pueden estar disueltos o suspendidos, se agrupan en:

- Los contaminantes del agua residual pueden estar disueltos o suspendidos, se agrupan en:

- Materia orgánica con grado variable de biodegradabilidad.
 - Compuestos nitrogenados de origen orgánico
 - Compuestos nitrogenados de origen mineral
 - Compuestos fosforados de origen mineral.
 - Microorganismos compuestos por organismos saprófitos y patógenos.
- (Prieto & Velásquez, 2018)

En la Tabla 3.1 se muestra la composición típica del agua residual doméstica.

Tabla 3.1 Composición física de agua residual doméstica

Constituyente	Concentración			
	Unidad	Fuerte	Medio	Débil
Sólidos totales	mg/l	1200	720	350
Sólidos disueltos totales	mg/l	850	500	250
Sólidos suspendidos	mg/l	350	220	105
Sólidos sedimentables	mg/l	20	10	5
DBO	mg/l	400	220	110
Carbono orgánico total	mg/l	290	160	80
DQO	mg/l	1000	500	250
Nitrógeno Total	mg/l	85	40	20
Amoniaco libre	mg/l	50	25	12
Nitritos	mg/l	0	0	0
Nitratos	mg/l	0	0	0
Fosforo total	mg/l	15	8	4
Cloruros	mg/l	100	50	30
Alcalinidad	mg/l	200	100	50
Aceites y grasas	mg/l	150	100	50
Sulfatos	mg/l	34	22	12
Coliformes totales	NMP/100 ml	$10^7 - 10^9$	$10^7 - 10^8$	$10^6 - 10^7$

Fuente: (Metcalf&Eddy, 1995)

3.2.1.2. Agua residual municipal:

Son aguas residuales transportados por un alcantarillado de una ciudad o población y tratados en una planta de tratamiento municipal (Romero, 1999). Pueden estar mezclados con aguas pluviales e industriales previamente tratados para ser transportado por un alcantarillado combinado (Prieto & Velásquez, 2018).

3.2.1.3. Agua residual industrial

Son las aguas residuales que proviene de la industria de manufactura por actividad comercial o industrial, que no sean aguas residuales domesticas ni aguas de escorrentía pluvial (Fuentes, 2012). También se incluye a las provenientes de la actividad minera, agrícola, energética, agroindustrial, entre otras (Prieto & Velásquez, 2018).

Los residuos que se producen por las industrias generalmente dan un aspecto indeseable y pueden ser:

- Materia orgánica biodegradable
- Materia en suspensión
- Compuestos orgánicos
- Sustancias toxicas y metales pesados
- Agentes reductores inorgánicos

(Prieto & Velásquez, 2018)

3.2.2. Características de aguas residuales

Las características de las aguas residuales son de gran importancia porque es necesario conocer la concentración y el tipo de los agentes contaminantes para elegir un sistema de tratamiento.

3.2.2.1. Características Físicas

3.2.2.1.1. Sólidos totales

Es un parámetro fundamenta para dimensionar y controlar las plantas de tratamiento y está constituido por materia flotante, sedimentable, coloidal y en suspensión (Merchán & Sánchez, 2017).

3.2.2.1.2. Olor

El olor característico de las aguas residuales es causado por los gases producidos por la descomposición anaerobia de la materia orgánica o sustancias añadidas a las aguas residuales (García, et al., 2006).

3.2.2.1.3. Temperatura

Es un parámetro que fluctúa entre 15° y 20°C, varía dependiendo del lugar, hora y época del año (García, et al., 2006). El aumento de la temperatura acelera la descomposición orgánica, reduce la densidad, la viscosidad, tensión superficial y viceversa. Estos cambios afectan a la velocidad de sedimentación de partículas y transferencia de oxígeno en tratamiento biológico (Prieto & Velásquez, 2018).

3.2.2.1.4. Color

La coloración del aguas residual determina la edad de la misma, a medida que pasa el tiempo el cambia va tomando color gris o negro conocido como estado séptico (Calle & Vásquez, 2022).

3.2.2.2. Características Químicas

3.2.2.2.1. Materia orgánica

De las aguas residuales aproximadamente el 70% de los sólidos en suspensión y el 40% de los sólidos filtrables provienen de materia orgánica de origen vegetal, animal (Merchán & Sánchez, 2017), aunque en los últimos tiempos las aguas residuales contienen materia orgánica sintética, que son más difíciles de eliminar (García, et al., 2006). La materia orgánica se compone principalmente de proteínas, carbohidratos y grasas animales. La materia orgánica se mide en términos de DQO y materia orgánica biodegradable y DBO (Aguilar, 2019).

3.2.2.2.2. Demanda bioquímica de oxígeno (DBO)

Es la cantidad de oxígeno disuelto en agua utilizada por los microorganismos durante la oxidación bioquímica de la materia orgánica bajo condiciones aerobias (Tirado, 2016). Para determinar el DBO se necesita realizar ensayos con disoluciones en serie, lo que requiere mucho tiempo y es tedioso, pero es necesario para el control de efluentes. El ensayo estándar es de 5 días a temperatura de 20°C (DBO₅).

3.2.2.2.3. Demanda Química de Oxígeno (DQO)

La DQO es un parámetro analítico que mide la cantidad de materia orgánica no biodegradable. Se obtiene al oxidar aguas residuales en una solución ácida de permanganato o dicromato de potasio, este proceso oxida todos los compuestos orgánicos en dióxido de carbono y agua (Tirado, 2016). A diferencia de DBO₅ los ensayos de DQO no toman mucho tiempo, los resultados se obtienen en unas cuantas horas, pero no brinda suficiente información del agua residual ni la velocidad del proceso (Tirado, 2016). Por todo ello, se desarrolló un método más rápido que determina la cantidad de oxígeno necesaria para oxidar la materia orgánica mediante reactivos químicos (Fuentes, 2012). Por lo general, la DQO es más alta que la DBO porque se pueden oxidar más compuestos químicamente que biológicamente (Merchán & Sánchez, 2017).

3.2.2.2.4. Materia inorgánica

Los compuestos inorgánicos incluyen todos los sólidos de origen mineral como: arcillas, lodos, sales minerales, arenas y gravas, sulfatos, carbonatos, etc.

- Potencial hidrogeno (pH): Nos indica el grado de acidez o alcalinidad del agua.
 - Azufre: Se produce durante la síntesis de proteínas, al unirse con hidrogeno producen ácido sulfhídrico que es el principal causante de los olores y corrosión.
 - Nitrógeno y Fosforo: Indispensables para crecimiento biológico.
 - Alcalinidad: Capacidad de una solución para neutralizar un acido
 - Compuestos tóxico orgánicos
 - Compuestos tóxicos inorgánicos
- (García, et al., 2006)

3.2.2.2.5. Compuestos gaseosos

Algunos de estos gases están presentes en el medio ambiente, mientras que otros se producen por la descomposición de la materia orgánica.

- Oxígeno disuelto: es esencial para la respiración de los organismos aeróbicos presentes en las aguas residuales.
- Ácido sulfhídrico: es un gas formado por la descomposición de ciertas sustancias orgánicas e inorgánicas que contienen azufre y produce mal olor.

- Anhídrido carbónico: producto de las fermentaciones de compuestos orgánicos de aguas residuales.
 - Metano: se forma en la descomposición anaerobia de la materia orgánica
 - Otros gases: principalmente gases que producen mal olor
- (García, et al., 2006)

3.2.2.3. Características Biológicas

Son proporcionados por una amplia variedad de organismos con alta capacidad metabólica y un gran potencial para descomponer y degradar materia orgánica e inorgánica. Los principales organismos presentes en las aguas residuales urbanas son: algas, mohos, bacterias, virus, flagelados, ciliados, rotíferos, nematodos, anélidos, larvas (García, et al., 2006).

3.2.2.3.1. Organismos patógenos

Constituidos principalmente por bacterias, protozoarios, helmintos y virus. Su origen se encuentra en las heces fecales de seres humanos que portan algún tipo de enfermedad gastrointestinal (Merchán & Sánchez, 2017).

3.2.2.3.2. Organismo Coliformes

Los organismos coliformes incluyen una gran variedad de bacterias que se encuentran en el medio ambiente debido a desechos humanos y animales. Se conocen también como organismos indicadores porque su presencia indica que existe una vía de contaminación entre una fuente de bacteriana y el agua (Tosic, et al., 2012).

3.3 TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Las aguas residuales recolectadas en las comunidades deben, como último recurso, ser dirigidas a los cuerpos de receptores de agua. La medida en que los contaminantes contenidos en las aguas residuales deben eliminarse para proteger el medio ambiente es un tema complejo, y requiere un análisis de las condiciones locales, aplicar conocimiento científico y experiencia en ingeniería, para cumplir con la calidad del agua exigida por la norma o el tipo de reutilización a la que se destinará (Metcalf&Eddy, 1995).

El tratamiento de aguas residuales incluye un conjunto de procesos destinados a eliminar los contaminantes físicos, químicos y biológicos presentes en las aguas residuales. El objetivo es producir agua tratada reutilizable y residuos sólidos o lodos (Aldás, 2011).

3.3.1. Fundamentos básicos del tratamiento de aguas residuales

Las aguas residuales se recolectan y transportan desde el punto de generación hasta la planta de tratamiento mediante una red de tuberías. El tratamiento de aguas residuales se basa en una serie de operaciones físicas, biológicas y químicas que eliminan la máxima cantidad de contaminantes antes de su reutilización o vertido final (Fuentes, 2012).

La corriente con aguas residuales pasa por un proceso de tratamiento y se convierte en dos efluentes de agua tratada y lodos. Si las aguas tratadas alcanzan el nivel de tratamiento, pueden ser reutilizados o vertidos en un cauce cercano, en cuanto a los lodos, su uso agrícola y la incineración deben considerarse como otros posibles destinos (Fuentes, 2012).

3.3.2. Descarga de efluentes en cuerpos de agua dulce

Es necesario conocer los límites permisibles de las diferentes sustancias presentes en el agua residual para controlar la calidad de agua que se vierte en los ríos, quebradas, cauces de agua, etc. Por tal motivo el decreto ejecutivo 3516 establece parámetros que se deben tener presente para descargar un efluente en cuerpos de agua. En la Tabla 3.2 se resume los parámetros más importantes que se debe considerar.

Tabla 3.2 Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce

Parámetro	Expresado como	unidad	Lim. Permissible
Nitrógeno	N	mg/l	50
Sólidos suspendidos	SS	mg/l	80
Coliformes fecales	NMP	NMP/100 ml	Remoción >99.9%
Demanda bioquímica de oxígeno	DBO5	mg/l	50
Demanda química de oxígeno	DQO	mg/l	100
Materia flotante	Visibles	-	Ausencia
Potencial hidrógeno	pH	mg/l	45055
Fosforo total	P	mg/l	10

Fuente: (TULSMA, 2017)

3.4 SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Con el fin de prevenir enfermedades y contaminación del medio ambiente derivadas de aguas residuales, se implementan sistemas de tratamiento que, bajo ciertas condiciones controladas, aceleran el proceso natural. El objetivo principal de un sistema de tratamiento de agua residual es remover el material contaminante orgánico e inorgánico, tratamiento de materia orgánica biodegradable, remoción de patógenos y nutrientes como nitrógeno y fosforo (Metcalf&Eddy, 1995). El tratamiento de agua residual se logra mediante operaciones físicas, procesos químicos y biológicos dependiendo de las características y la calidad deseada del agua a tratar (Noyola, et al., 2013). La Ilustración 3.1 expone el esquema conceptual de un sistema de tratamiento.

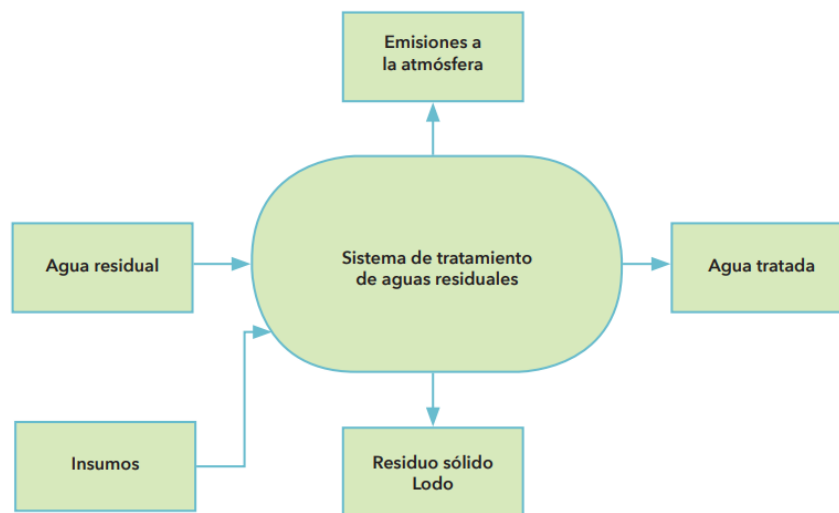


Ilustración 3.1 Esquema de un sistema de tratamiento de aguas residuales

Fuente: (Noyola, et al., 2013)

3.4.1. Tratamiento Físico

El tratamiento físico comienza por tratar las aguas residuales y prepararlas para su depuración en las siguientes etapas. Las aguas residuales llegan hasta una estructura de cribado que filtra las impurezas gruesas y, posteriormente, se eliminan grasas y arena. Esta etapa del tratamiento de aguas residuales es mecánica y elimina del 20 al 30% de la materia sólida a través de operaciones físicas como tamizado, trituración, igualación de flujo, sedimentación, etc (Sanamdikar & Harne, 2012).

3.4.2. Tratamiento Químico

Este tratamiento elimina los contaminantes de las aguas residuales mediante la adición de reactivos químicos o propiedades químicas de varios compuestos (Sanamdikar & Harne, 2012). Los procesos químicos se utilizan para la purificación del agua junto con operaciones físicas y procesos biológicos.

3.4.3. Tratamiento Biológico

El tratamiento biológico se utiliza para eliminar la materia orgánica biodegradable de las aguas residuales aprovechando la capacidad de los microorganismos para asimilar la materia orgánica y los nutrientes disueltos en el agua (Prieto & Velásquez, 2018). Estas sustancias se convierten en gases que pueden escapar a la atmósfera y en tejidos celulares biológicos. La remoción de materia orgánica, la coagulación de sólidos coloidales no sedimentados y la estabilización de materia orgánica se realiza gracias a la presencia de microorganismos, principalmente de bacterias (Buitrón, et al., 2018).

Para diseñar un sistema de tratamiento de aguas residuales hay que tener en cuenta lo siguiente:

- Los requerimientos nutricionales de los microorganismos
- Metabolismo microbiano
- Relación entre crecimiento microbiano y utilización del sustrato
- y los factores ambientales que afectan el crecimiento microbiano.

3.4.3.1. Tratamiento Biológico Aerobio

En este tipo de tratamiento se llevan a cabo procesos catabólicos oxidados. Dado que este proceso requiere la presencia de oxidantes orgánicos, que normalmente no están presentes en las aguas residuales, se requiere una introducción artificial (Rodríguez, s.f.). La característica de un proceso aerobio es que la descomposición de la materia orgánica tendrá lugar en un cuerpo de agua que contiene oxígeno disuelto. En este proceso, con la participación de bacterias aerobias o facultativas, se crean compuestos inorgánicos como nutrientes para las algas, lo que a su vez genera más oxígeno y promueve la actividad de las bacterias aeróbicas (OPS/CEPIS, 2005).

Como se observa en Ilustración 3.2, del tratamiento aeróbico, el 65% de la energía producida por el metabolismo microbiano se convierte en lodo a través de la síntesis, el 35% se disipa por liberación de energía con procesos importantes y estos lodos deben ser estabilizados antes de su disposición final, esto implica costos adicionales. El método más conveniente para

introducir oxidantes es usar aireación mecánica para disolver el oxígeno de la atmósfera (Noyola, et al., 2013).

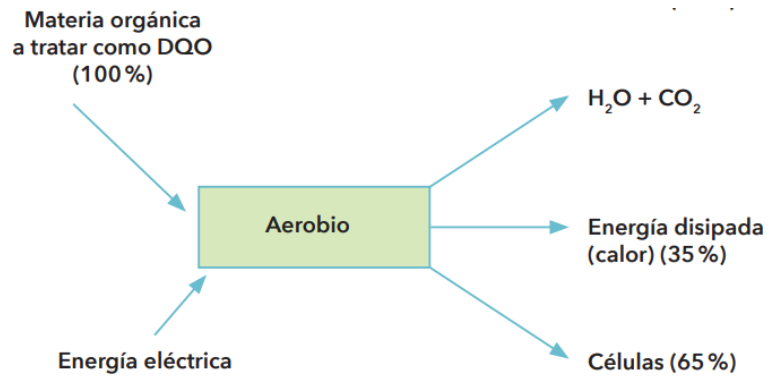


Ilustración 3.2 Flujo de energía tratamiento Aerobio

Fuente: (Noyola, et al., 2013)

3.4.3.2. Tratamiento Biológico Anaerobio

La digestión anaerobia es un proceso de transformación más que un proceso de destrucción de la materia orgánica en metano, dióxido de carbono e hidrógeno en ausencia de oxígeno debido a la acción combinada de diferentes bacterias (Mandigan, J.M, & Parker, 1997). Como se muestra en la Ilustración 3.3, la formación de metano y dióxido de carbono corresponde a la etapa final de una serie de reacciones para la degradación completa de los compuestos orgánicos (Prieto & Velásquez, 2018).

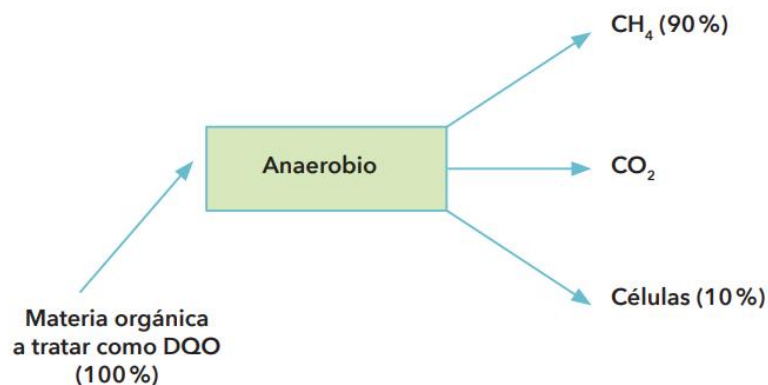


Ilustración 3.3 Flujo de energía tratamiento anaerobio

Fuente: (Noyola, et al., 2013)

Debido a la ausencia de oxidación, la DQO teórica del metano corresponde a la mayoría de la DQO de materia orgánica digerida (90 a 97%), con una mínima fracción de DQO convertida

en lodo (3 a 10%). En las reacciones bioquímicas que tienen lugar en la digestión anaeróbica, solo se libera una pequeña parte de la energía libre, mientras que la mayor parte de la energía permanece en forma de energía química en el metano producido (Jenny, s.f.).

3.4.3.3. Tratamiento Biológico Natural

Los sistemas de tratamiento natural funcionan a través de interacciones químico-biológicas entre suelos, plantas y microorganismos, así como de procesos físico-químicos como la precipitación y la adsorción (Singh, et al., 2015). Los procesos involucrados en los sistemas de tratamiento natural incluyen muchos procesos usados en plantas de tratamiento tales como: sedimentación, filtración, transferencia de gas, adsorción, intercambio iónico, precipitación química, oxidación y reducción química, transformación y descomposición biológica (Metcalf&Eddy, 1995).

3.5 TECNOLOGÍAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Existe gran variedad de tratamientos para aguas residuales de pequeñas poblaciones. Tanto para la etapa de pretratamiento, como tratamiento primario y secundario, se debe seguir una serie de pautas y consideraciones de diseño para elegir estratégicamente la mejor tecnología, que se adapte a las características socioeconómicas de la comunidad (Ortega, et al., 2014).

3.5.1. Pretratamiento

En una planta de tratamiento, las aguas residuales se descargan en una obra de llegada en donde, mediante serie de operaciones físicas y mecánicas se elimina a mayor cantidad de componentes sólidos que, por su naturaleza o tamaño, podrían alterar el funcionamiento de la planta en etapas posteriores (Ortega, et al., 2014). El tratamiento se realiza a través de tamices o rejillas, desarenadores, flotadores o desengrasadores, en donde se eliminan componentes de tamaño mediano a grande como ramitas, piedras, animales muertos, plásticos o componentes problemáticos como arena, grasa y aceite (Noyola, et al., 2013). Es importante realizar un diseño adecuado para evitar desperfectos que puedan repercutir en el funcionamiento a futuro. Estas operaciones dependen de la calidad de agua del afluente, tipo de tratamiento secundario que se va dar, tamaño de la población (Ortega, et al., 2014).

3.5.1.1. Canal de desbaste

Cuando el agua residual llega a la planta de tratamiento, lo primero que encuentra es el canal de desbaste (**Error! No se encuentra el origen de la referencia.**), donde los sólidos gruesos son separados por rejillas, mientras que también se produce la remoción de arena. También cuenta con un aliviadero lateral que conduce el agua hacia un canal bypass cuando la lámina de agua sobrepasa cierta altura, y evita la sobrecarga de caudal en la planta de tratamiento, por ende, inundaciones causadas por obstrucción de las rejillas (García & Corzo, 2008).

3.5.1.1.1. Consideraciones y criterios de diseño

- Tiempo de retención hidráulica 5 a 10 segundos
- Altura libre del canal entre 30 -50 cm

3.5.1.1.2. Dimensionamiento del Canal de desbaste

$$L_c = TRH \cdot V \quad \text{Ecuación 3.1}$$

Donde:

L_c : longitud del canal [m]

TRH: tiempo de retención hidráulica [s]

V: velocidad de aproximación del agua [m/s]

3.5.1.2. Rejilla

El pretratamiento con rejillas es uno de los procesos más antiguos. En las plantas de tratamiento de aguas residuales, las rejillas remueven los contaminantes gruesos procedentes de la corriente para proteger de posibles daños la operación y al equipo de las unidades siguientes (Conagua, 2015b). La norma CPE INEN 1992 menciona que el propósito de la rejilla es proteger los componentes de la PTAR de sólidos gruesos y material fibroso. Este tipo de tratamiento es fundamental para evitar la formación de embalses, por lo que deben ser utilizados en todas las plantas de tratamiento.

Para facilitar la eliminación de residuos y reducir la posibilidad de obstrucción, la rejilla de limpieza manual tiene una inclinación de 45° a 60°. Si no se limpia con frecuencia, se debe

considerar que la acumulación de sólidos puede causar oscilaciones repentinas en el flujo y reducir la eficiencia de la rejilla (Conagua, 2015b). Las cribas se clasifican según el método de limpieza y el tamaño de abertura tal como se observa en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3 Características de la rejilla

Características	Limpieza manual	Limpieza mecánica
Ancho de barras	0.5-1.5 cm	0.5-1.5 cm
Profundidad de barras	3.0-7.5 cm	2.5-7.5 cm
Abertura o espaciamento	2.5-5 cm	1.5-7.5 cm
Inclinación	30°-45°	0°-30°
Velocidad de acercamiento	0.3-0.6 m/s	0.6-1 m/s
Perdida de energía permisible	15 cm	15 cm

Fuente: (Romero, 1999)

3.5.1.2.1. Consideraciones de diseño

- Se deben diseñar rejillas de limpieza manual y debe garantizar seguridad y facilidad de operación. Para estos se debe tomar en cuenta lo siguiente: Una plataforma de operación y drenaje del material cribado con barandas de seguridad; Iluminación para operación durante la noche.
- Almacenamiento temporal del material cribado durante por lo menos dos días.
- Disposición final del material cribado que debe ser enterrado y cubierto con una capa de tierra de por lo menos 0,2 m.
- Las compuertas y/o vertederos que sean necesarios para poner fuera de funcionamiento la unidad.
- Se utilizará varilla de sección rectangular de 5 mm a 15 mm de espesor por 30 mm a 75 mm. El tamaño a elegir depende de la longitud de la varilla y del mecanismo de limpieza.
- El espaciamento entre barras varía entre 25 mm y 50 mm. Para los centros urbanos se recomienda usar espaciamentos no mayores a 25mm porque tiran diferentes desechos al alcantarillado.
- La velocidad a través de las barras limpias debe mantenerse entre 0,4 m/s y 0,75 m/s. y la velocidad antes de la rejilla entre 0,3 m/s y 0,6 m/s. Se sugiere usar 0.45 m/s
- Se determina el perfil hidráulico mediante cálculos de pérdida de carga a través de las cribas considerando el caudal y un 50% del área transversal bloqueada.

- Los ángulos de inclinación de las barras están entre 44 y 60 grados con respecto a la horizontal.
- Las rejillas se deben instalar con guías metálicas laterales en U y deben asentarse sobre un perfil en L para facilitar el mantenimiento.
- Para determinar la cantidad de material retenido en las cribas estarán de acuerdo con la siguiente tabla:

Tabla 3.4 Material cribado retenido según abertura de las cribas

Abertura mm	Cantidad l/m3
20	0.038
25	0.023
335	0.012
40	0.009

Fuente: (CPE INEN 5 Parte 9-1, 1992)

3.5.1.2.2. Dimensionamiento de la rejilla

La rejilla se coloca para evitar el paso de basura o residuos arrastrados aguas arriba ya que provocan pérdida de carga. Esta pérdida de carga se obtiene mediante la ecuación de Kirchner.

$$Ht = \beta \cdot \left(\frac{e}{a}\right)^{\frac{4}{3}} \cdot hv \cdot \sin\theta \quad \text{Ecuación 3.2}$$

Donde:

Ht: Pérdida de carga [m]

β : Coeficiente de pérdidas para rejillas

e: espesor de la barra [mm]

a: separación entre barras [mm]

hv: Energía de Velocidad de flujo [m]

θ : ángulo de inclinación de las barras

$$hv = \frac{vr^2}{2g} \quad \text{Ecuación 3.3}$$

Donde:

v_r : Velocidad en las barras [m/s]

g : gravedad [m/s^2]

El factor de forma B depende de las características de las barras y se obtiene de la Tabla 3.5 en conjunto con la Ilustración 3.4.

Tabla 3.5 Coeficiente de pérdidas para rejilla

	Forma	β
Sección transversal	A	2.42
	B	1.83
	C	1.67
	D	1.035
	E	0.92
	F	0.76
	G	1.79

Fuente: (RAS, 2000)

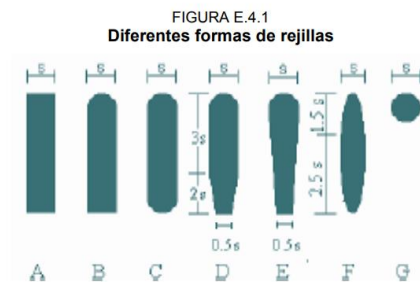


Ilustración 3.4 Formas de rejilla

Fuente: (RAS, 2000)

Para determinar en número de barras:

$$N = \frac{B + e}{e + a} \quad \text{Ecuación 3.4}$$

Donde:

N : número de barras

B = ancho del canal [m]

e : espesor de la barra [m]

a : separación entre barras [m]

Con el número de barras necesarias se procede a calcular el Ancho útil considerando el criterio que establece Metcalf&Eddy, en donde usaremos solo el 50% del ancho ya que se considera que la mitad está obstruida.

$$Bu = (B - e \cdot N) * 50\% \quad \text{Ecuación 3.5}$$

Donde:

Bu: Ancho útil

La altura de la lámina de agua estará dada por la siguiente ecuación:

$$h = \frac{Q}{vr \cdot Bu} \quad \text{Ecuación 3.6}$$

Donde:

vr: Velocidad de aproximación [m/s]

Por último calculamos la cantidad de material cribado, el material cribado se obtiene de la Tabla 3.4.

$$\text{Solidos producidos} = \text{material cribado} \cdot Q \quad \text{Ecuación 3.7}$$

3.5.1.3.Desarenador

Una parte importante en el tratamiento de aguas residuales es el desarenado porque evita la deposición de arena en tuberías y canales y la abrasión innecesaria que desgasta los componentes. Los desarenadores de tratamiento de aguas residuales se utilizan para eliminar arena, grava, partículas u otra materia sólida que se asienta más rápido que la materia orgánica degradable (Romero, 1999). En un desarenador de flujo horizontal, el agua circula horizontalmente en él, y la velocidad está controlada por el tamaño del desarenador. Debe diseñarse como un canal alargado o cuadrado para garantizar la eliminación de partículas iguales o mayores a 0,2 mm (CPE INEN 5 Parte 9-1, 1992). Para una buena operación del sistema se requiere un control del afluente y un vertedero de control en el extremo (Conagua, 2015b).

La extracción de arena puede ser manual o mecánica. Generalmente, en las comunidades rurales con pequeñas poblaciones, se utilizan desarenadores de limpieza manual con dos canales paralelos, mientras uno se limpia, el otro sigue funcionando (Ortega, et al., 2014).

3.5.1.3.1. Consideraciones y criterios de diseño

- Los desarenadores se diseñan para remover partículas de diámetro mínimo 0,2 mm, por lo que se controla la velocidad de flujo alrededor de 0.3 m/s con tolerancia de 20%.
- La relación entre el largo y la altura de la lámina de agua debe ser como mínimo 25.
- Se controla la velocidad implementando un vertedero de salida (sutro)
- Se deben diseñar 2 unidades de operación alterna.
(CPE INEN 5 Parte 9-1, 1992)
- Periodo de diseño económico 20 años
- El periodo de operación es de 24 horas por día.
- Para controlar la velocidad en la entrada, debe existir transición del canal o tubería de llegada
- La transición debe tener un ángulo de divergencia suave no mayor de 12 – 30 grados.
(OPS/CEPIS, 2005)
- La limpia debe ser entre 4 o 5 días
- Carga superficial máxima que debe soportar es 70 m³/m² hora
- La relación larga/ancho debe ser entre 1.5 a 3
- Tiempo de retención hidráulica 45-90 segundos
(García & Corzo, 2008)

3.5.1.3.2. Dimensionamiento del desarenador

El diseño del desarenador parte de la velocidad de sedimentación que depende de la característica de la arena como diámetro y la densidad. Para ello se parte aplicando la ley de Stokes mediante la ecuación:

$$V_s = \frac{1}{18} \cdot g \cdot \left(\frac{\rho_s - 1}{\eta} \right) \cdot d^2 \quad \text{Ecuación 3.8}$$

Donde:

V_s: Velocidad de sedimentación [cm/s]

g : gravedad [m/s²]

ρ_s : densidad de la arena [2.65 g/cm³]

η : viscosidad cinemática del agua [cm²/s]

d : diámetro de la partícula de arena [0.02 cm]

Es necesario considerar la viscosidad del agua, para ello se debe tener en cuenta la temperatura del clima, porque a menor temperatura la viscosidad aumenta afectando la velocidad de sedimentación. Para obtener la viscosidad cinemática se puede referir a la Tabla 3.6 con la temperatura de la zona.

Tabla 3.6 Viscosidad cinemática del agua

Temperatura	Viscosidad Cinemática	Temperatura	Viscosidad Cinemática
0	1.7923	20	1.0105
1	1.7321	21	0.9863
2	1.6741	22	0.9629
3	1.6193	23	0.9403
4	1.5676	24	0.9186
5	1.5188	25	0.8975
6	1.4726	26	0.8774
7	1.4188	27	0.8581
8	1.3874	28	0.8394
9	1.3479	29	0.8214
10	1.3101	30	0.8039
11	1.274	31	0.787
12	1.2396	32	0.7708
13	1.2068	33	0.7551
14	1.1756	34	0.7398
15	1.1457	35	0.7251
16	1.1168	36	0.7109
17	1.0888	37	0.6971
18	1.0618	38	0.6839
19	1.0356	39	0.6711

Fuente: (OPS/CEPIS, 2005)

Para garantizar el flujo en régimen laminar se debe comprobar que se cumpla la ley de Stokes en donde el número de Reynolds sea menor a 0.5 mediante la siguiente ecuación:

$$R = \frac{V_s \cdot d}{\eta} \quad \text{Ecuación 3.9}$$

Donde:

R: Numero de Reynolds

Vs: Velocidad de sedimentación [cm/s]

d: Diámetro de la partícula de arena [cm]

n: viscosidad cinemática del agua [cm²/s]

Si no cumple la condición de la ley de Stokes se debe hacer un reajuste de la velocidad de sedimentación de la partícula en régimen de transición aplicando la ecuación:

$$V_s = \sqrt{\frac{4}{3} \cdot \frac{g}{C_D} \cdot (\rho_s - 1) \cdot d} \quad \text{Ecuación 3.10}$$

$$C_D = \frac{24}{R} + \frac{3}{\sqrt{R}} + 0.34 \quad \text{Ecuación 3.11}$$

Donde:

R: Numero de Reynolds

CD: Coeficiente de arrastre

d: Diámetro de la partícula de arena [cm]

ρ_s : densidad de la arena [2.65 g/cm]

Finalmente determinamos la velocidad de desplazamiento que resuspende el material.

$$V_d = \sqrt{\frac{8k}{f} \cdot g \cdot (\rho_s - 1) \cdot d} \quad \text{Ecuación 3.12}$$

Donde:

Vd: velocidad de desplazamiento (cm/s)

d: Diámetro de la partícula de arena [cm]

ρ_s : Densidad de la arena [2.65 g/cm]

Para la sedimentación de arenas, el valor de k es 0.04 y para sedimentación por acción de la gravedad el factor f es igual a 0.03 (López R. , 1995)

Se debe cumplir que la velocidad de desplazamiento debe ser mayor a la velocidad horizontal para que no exista resuspensión.

Una vez determinado la velocidad de sedimentación procedemos a encontrar el factor de seguridad o conocido también como número de Hazen que depende del porcentaje de remoción de la Tabla 3.7 y grado del sedimentador Tabla 3.8.

$$\frac{\theta}{t} = \# \text{Hazen} \quad \text{Ecuación 3.12}$$

Donde:

θ : Factor de seguridad

t: tiempo de sedimentación [s]

Tabla 3.7 Número de Hazen

	Remoción %							
	87.5	80	75	70	65	60	55	50
n=1	7	4	3	2.3	1.8	1.5	1.3	1
n=2	2.75		1.66					0.76
n=3	2.37		1.52					0.73
Max Teórico	0.88		0.75					0.5

Fuente: (López R. , 1995)

En donde n es la eficiencia de la pantalla deflectora

Tabla 3.8 Grado del desarenador

n=1	Sin o con deflectores deficientes
n=2	Deflectores regulares
n=3 a 4	Deflectores buenos
n= 5 a 8	Deflectores muy buenos
n ∞	Caso teórico

Fuente: (López R. , 1995)

Con las dimensiones del desarenador se obtiene la carga hidráulica superficial mediante la siguiente ecuación:

$$Cs = \frac{Q}{L \cdot B} \quad \text{Ecuación 3.13}$$

Donde:

Cs: Carga hidráulica superficial [m³/m².h]

Q: Caudal [m³/h]

B: Ancho del canal [m]

L: Longitud de desarenado [m]

Las dimensiones del desarenador se calculan adoptando criterios anteriormente mencionados y debemos controlar los límites máximos permisibles.

3.5.2. Tratamiento Primario

Este es un proceso importante en el sistema de tratamiento ya que reduce un cierto porcentaje de la materia orgánica presente en las aguas residuales y evita que los humedales se obstruyan. A menudo se utiliza un tanque séptico para comunidades menores a 200 habitantes o un tanque Imhoff para 200 a 500 habitantes (García & Corzo, 2008).

3.5.2.1. Fosa Séptica

Una fosa séptica es una cámara, generalmente subterránea, construida para contener aguas residuales durante un período de tiempo y permitir que los sólidos se decanten. La grasa, el aceite y otras sustancias menos densas que flotan en el agua se convierten en una capa de espuma y se vuelven bastante rígidas (OPS/CEPIS, 2005). Se puede pensar en un tanque séptico como una versión reducida de un digestor tradicional. Su uso se limita al tratamiento de aguas residuales de casas, escuelas, etc., generalmente en áreas rurales o urbanas sin sistemas de drenaje (Noyola, et al., 2013)

Las fosas sépticas permiten tratamiento de aguas residuales, reduciendo su contenido en sólidos en suspensión sedimentables y flotantes. Este dispositivo requiere suficiente cantidad de caudal

para transportar los desechos hasta el tanque; el agua pasa por 2 capas formadas por espuma en la parte superior y lodo en la parte inferior (OPS/CEPIS, 2005).

Ventajas:

- Las principales ventajas son:
- Bajos costes de operación y mantenimiento.
- Fácil y rápida instalación con unidades prefabricadas
- Permiten disminuir la intensidad de la carga máxima contaminante.
- Facilitan la gestión de lodos
- Impacto visual nulo porque generalmente son sistemas subterráneos
- No genera ruidos
- No precisan consumo energético

Desventajas

- Solo alcanza hasta nivel de tratamiento primario
- Efluentes sépticos.
- Malos olores
- (Ortega, et al., 2014)

3.5.2.1.1. Partes de la fosa séptica

Las fosas sépticas más comunes suelen tener 2 o más cámaras conectadas en serie y separada por una pantalla y accesorios en forma de “T”, cuyo propósito es evitar la resuspensión de sólidos sedimentados (García & Corzo, 2008). Además, este sistema proporciona los mejores resultados ya que consigue una alta tasa de sedimentación y una buena biodigestión (Cáceres, 2018).

- Pantalla que optimiza el rendimiento, retiene las natas y bloque el paso de los lodos
- La fosa séptica de doble cámara tiene 2 tapas de acceso para mantenimiento
- La tubería de ingreso dispone de una “T” de PVC para direccionar el agua hacia abajo
- La tubería de salida, también dispone de una “T” de PVC para evitar que las natas salgan de la cámara.
- Tubería de ventilación de gases

3.5.2.1.2. Consideraciones y criterios de diseño

Para comprender el funcionamiento de la fosa séptica es necesario conocer los siguientes parámetros que son importante a la hora de realizar el diseño.

- **Retención:** Dependiendo del caudal, las aguas residuales deben ser retenidas en el tanque séptico por un periodo de tiempo. La norma CPE INEN 1992 recomienda, tomar en cuenta el caudal medio y considerar un periodo de retención de 1.5 a 2 horas.

Tabla 3.9 Periodo de retención

Contribución l/día		Periodo de retención	
		Horas	Días
de 1 a	6000	24	1.000
6000	7000	21	0.875
7000	8000	19	0.792
8000	9000	18	0.750
9000	10000	17	0.708
10000	11000	16	0.667
11000	12000	15	0.625
12000	13000	14	0.583
13000	14000	13	0.542
Valores superiores a	14000	12	0.500

Fuente: (NBR 7229, 1992)

- **La Sedimentación:** Fenómeno físico en donde las partículas que tienen mayor peso específico que el agua, se sedimenten en el fondo de la cámara (Cáceres, 2018).
- **La Digestión Anaeróbica:** Este es un proceso biológico por el cual las bacterias anaerobias consumen la materia orgánica contenida en las aguas residuales sin presencia de oxígeno (Cáceres, 2018)
- Profundidad de sedimentación igual o mayor a 0.3m
- Longitud mínima desde la parte inferior de los dispositivos (tee) hasta la capa de natas no debe ser mayor a 0.1m
- Relación L/B debe ser igual o mayor a 2

- Espacio libre entre capa de natas y parte inferior de la losa techo no excede los 0.3m
- Ancho mínimo $B=0.8$
- Altura mínima $H=1.20m$
- Diámetro tubería de entrada 110mm y salida 75mm
- La tubería de salida se coloca 5 cm por debajo de la tubería de entrada
- Máximo 5 cm de espacio libre entre la parte superior de los dispositivos (tee) y la losa techo
- La pendiente superficial del fondo del tanque séptico es de 2%
- Tapas de revisión de cámaras 60x60 cm
- El orificio de paso entre las cámaras debe ser colocado a $2/3 H$.
- El área de la sección transversal del orificio debe estar entre 5% y 10% de la sección transversal útil
- El orificio de paso entre cámaras no debe ser menor que el 5% ni mayor al 10 % de la superficie de la pantalla
- El Volumen de la primera cámara debe ser $2/3$ del volumen total de la fosa séptica (OPS/CEPIS, 2005:NBR 7229, 1997) y (NBR 7229, 1992)

3.5.2.1.3. Dimensionamiento fosa séptica

Para dimensionar la fosa séptica partimos determinando el volumen útil aplicando la ecuación que propone la norma brasileña NBR para dimensionamiento de fosas sépticas.

$$V = 1.3 \cdot N \cdot (C \cdot T + 100 \cdot lf) \quad \text{Ecuación 3.14}$$

Donde:

V: Volumen útil [m^3]

N: Población servida [hab]

C: Contribución de Aguas residuales [l/día] Tabla 3.10

T: Periodo de Retención [día] Tabla 3.9

lf: Contribución de lodo [l/día] Tabla 3.10

Tabla 3.10 Contribución de Agua residual y lodos

Predio	Contribución l/día		
	unidad	A. residual (C)	Lodos (lf)
1 OCUPANTE PERMANENTE			
Residencia Alta	persona	160	1
Residencia Medio	persona	130	1
Residencia Baja	persona	100	1
Hoteles sin cocina, sin lavandería	persona	100	1
Alojamiento provisorio	persona	80	1
2 OUPANTES TEMPORALES			
Fábricas en general	persona	70	0.3
Edificios públicos	persona	50	0.2
Restaurantes y similares	persona	25	0.1
Cines, teatros y templos	persona	2	0.02

Fuente: (NBR 7229, 1992)

3.5.2.2. Lecho de Secado de lodos

El lodo acumulado en la fosa séptica debe ser evacuado periódicamente y se envía a un lecho de secado donde se reduce el contenido de humedad por ósmosis, para posteriormente darle su disposición final. El lecho de secado es el método más económico para estabilizar los lodos en las pequeñas comunidades y se basará en la cantidad de sólidos en suspensión (SS) presentes en las aguas residuales de la fosa séptica (OPS/CEPIS, 2005).

3.5.2.2.1. Consideración y criterios de diseño

- El área se determina de acuerdo al número de aplicaciones por año y considerando una altura entre 20 – 30 cm.
- Para el efecto se debe tener en cuenta los siguientes periodos de operación: período de aplicación: 4 h a 6 h; período de secado: entre 3 y 4 semanas para climas cálidos y entre 4 y 6 semanas para climas más fríos; período de remoción del lodo seco: entre 1 y 2 semanas para instalaciones con limpieza manual.
- También tener en cuenta las siguientes recomendaciones para el área de lechos de secado

Tabla 3.11 Requisitos de área para lechos de secado

Tipo de lodo	Kg Sólido/(m ² .año)
Primario	120 - 200
Primario y filtros percoladores	100 - 160
Primario y lodos activados	60 - 100
Zanjas de oxidación	110 - 200

Fuente: (CPE INEN 5 Parte 9-1, 1992)

- Se construye de mampostería de hormigón o tierra con profundidad entre 30 – 40 cm
- El ancho entre 3 y 6 m
- El medio de drenaje tiene un espesor de 0.30 m y está constituido por: un medio de soporte de 15 cm formada por ladrillos colocados sobre el medio filtrante, con una separación de 2 a 3 cm llena de arena
- La arena debe tener tamaño efectivo de 0,3 mm a 1,3 mm y un coeficiente de uniformidad menor que 5.
- Debajo de la arena se coloca una capa de grava entre 1,6 mm y 51 mm (1/16" y 2"), de 0,2 m de espesor.
- El sistema de drenaje debe estar formada por tubos de 100 mm colocados debajo de la grava, en pequeñas zanjas.
- (CPE INEN 5 Parte 9-1, 1992)

3.5.3. Tratamiento Secundario

El objetivo de este tratamiento es eliminar materia orgánica mediante un proceso biológico que aprovecha la acción de microorganismos para convertir los contaminantes en materia celular, energía metabólica y compuesto orgánicos e inorgánicos (Romalho, 2003). Los contaminantes existentes en las aguas residuales son convertidos por microorganismos en materia celular, energía metabólica y compuestos orgánicos e inorgánicos. Estas células microbianas forman flóculos, que normalmente se separan de la corriente de agua tratada mediante un dispositivo de sedimentación y se eliminan fácilmente (Noyola, et al., 2013).

Las ventajas de este sistema son:

- Tecnología confiable
- Fácil operación
- Bajos costos de operación y mantenimiento.
- No se necesita personal especializado para operar y mantener el sistema

- No requiere de energía eléctrica

3.5.3.1. Filtro Anaerobio de flujo Ascendente (FAFA)

El filtro biológico es un dispositivo de tratamiento anaerobio por que el material se sumerge en el agua y garantiza la ausencia de oxígeno (Romalho, 2003). El agua entra por la parte inferior del reactor y asciende por el material filtrante, donde los microorganismos degradan la materia orgánica, favoreciendo la adhesión bacteriana, consiguiendo un tiempo de retención celular alto y un tiempo de retención hidráulica bajo (Metcalf&Eddy, 1995).

El tratamiento mediante microorganismo anaerobios es la opción más viable para el tratamiento de aguas residuales con alta carga orgánica, ya a que es un método de tratamiento efectivo y de bajo costo para la eliminación de patógenos, además, el proceso produce una gran cantidad de biogás con pocos lodos (León, et al., 2016).

Generalmente estos filtros se construyen con un fondo falso, pero, en caso de inconvenientes para construir un fondo falso todo el volumen del filtro puede ser llenarse de material filtrante. El agua residual debe introducirse al fondo , desde el cual se distribuye por todo el filtro mediante tubería perforado (NBR 13969, 1997).

3.5.3.1.1. Consideraciones para diseño

- Altura del medio filtrante no excederse de 1.2m
 - Altura libre máximo 0.3m
 - En filtros sin fondo falso y con tuberías de distribución perforados se debe tener un pendiente del 1% hacia el pozo de drenaje.
 - Para medio filtrante usar material resistente al ambiente agresivo como piedras.
 - Si se usa grava usar N° 4 o 5 uniforme
 - No mezclar los materiales de diferentes dimensiones o no ser que se coloquen en capas diferentes.
 - Los canales o tuberías de recolección deben estar separado máximo 1.5m
 - L/B mayor a 1.5 menor a 2.5
- (NBR 13969, 1997).

3.5.3.1.2. Dimensionamiento

Para dimensionar el FAFA es necesario calcular el volumen útil del material filtrante, y se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$Vu = 1.6 \cdot N \cdot C \cdot THR \quad \text{Ecuación 3.15}$$

Donde:

Vu: Volumen Útil [l]

N: Población servida [hab]

C: Contribución aguas residuales [l/día] Tabla 3.10

THR: Tiempo de retención hidráulica [días] Tabla 3.12

Tabla 3.12 Tiempo de retención hidráulica

Contribución diaria l/día	Temp. media del mes más frío	
	bajo 15 °C	Entre 15 a 25 °C
hasta 1500	1.17	1
de 1501 a 3000	1.08	0.92
de 3001 a 4500	1	0.83
de 4501 a 6000	0.92	0.75
de 6001 a 7500	0.83	0.67
de 7501 a 9000	0.75	0.58
Más de 9000	0.75	0.5

Fuente: (NBR 13969, 1997)

Considerando los criterios de diseño y el volumen obtenemos las dimensiones constructivas del filtro.

3.5.4. Eficiencia de remoción de contaminantes de la planta de tratamiento

La eficiencia de un sistema de tratamiento de aguas residuales está relacionada con la concentración de contaminantes en las aguas residuales. La eliminación de estos contaminantes permite que el agua tratada se descargue a un medio receptor. La eficiencia es teórica debido a que hay muchos factores que afectan el rendimiento de la planta y se expresa en porcentaje.

En las fosas sépticas, la eliminación de DBO es limitada, pero al pasar por un filtro anaeróbico, la mayor eliminación se produce en condiciones anaerobias. Este sistema es menos eficiente que un sistema aeróbico, pero es adecuado en comunidades pequeñas. Como sistema anaerobio,

existe el riesgo de olores desagradables, sin embargo, al ser un sistema completamente cerrado y con buenos procedimientos operativos pueden ayudar a reducir el riesgo (Sperling, 2007).

Tabla 3.13 Eficiencia de remoción de contaminantes

Sistema con Tanque séptico + Filtro anaerobio						
Contaminantes	DBO5	DQO	SS	N total	P total	C.F.
Calidad del Efluente mg/l	40-80	100-200	30-60	>20	>4	10 ⁶ -10 ⁷ NMP/100 ml
Eficiencia de remoción %	80-85	70-80	80-90	<60	<35	de 1 a 2

Fuente: (Sperling, 2007)

3.6 METODOLOGÍA

3.6.1. Propuesta y selección de las plantas de tratamiento

Para la selección de un sistema de tratamiento es necesario analizar ciertos parámetros necesarios desde el punto de vista técnico, socioeconómico y ambiental para garantizar un funcionamiento efectivo durante su vida útil. Además, se tienen en cuenta los criterios condicionales, como la calidad del agua requerida del efluente, la disponibilidad de terreno para construir la planta, la aceptación de la comunidad, la complejidad y costos de operación y mantenimiento del sistema de tratamiento.

Debido a la topografía irregular de la comunidad de Cauquil, no fue posible diseñar una sola planta de tratamiento, por lo que se planteó la construcción de 2 plantas de tratamiento con capacidad para tratar únicamente agua doméstica.

Además, por solicitud del director del departamento de servicios públicos del municipio de Girón, Ing. Leonardo Fernández, se propone un sistema con los siguientes componentes:

- Tratamiento preliminar: Canal de desbaste con rejilla y desarenador
- Tratamiento primario: Tanque séptico con doble cámara
- Tratamiento secundario: Filtro Biológico de flujo ascendente

3.6.2. Periodo de Diseño

De acuerdo a la vida útil de estructuras de esta índole, y de acuerdo al número de pobladores y a la respectiva proyección de población para el año 2042, se estableció un periodo de retorno de 20 años.

3.6.3. Ubicación de las plantas de tratamiento

Primera planta:

La primera planta de tratamiento de aguas residuales está ubicada en las coordenadas WGS84 9649644.3849 N y 700968.0148 E a 2613.41 msnm y tendrá un área de 110 m² considerando el cerco perimétrico. El agua tratada se verterá en una pequeña quebrada con caudal aproximado de 1.5 l/s y está ubicado a unos 40 m de la planta de tratamiento. Disponible en ANEXO 3, página 7.

Segunda Planta:

La segunda planta de tratamiento se ubicará en las coordenadas WGS84 9650175.8614 N y 701812.1456 E, tendrá un área de 160 m² considerando el cerco perimétrico. Esta segunda planta de tratamiento tiene como un cuerpo receptor, una quebrada ubicada a unos 30m con un caudal de 2 l/s aproximadamente, que se dirige hacia la quebrada de Becerro Tranca. Disponible en ANEXO 4, página 7.

3.6.4. Caudales

De los caudales obtenidos del diseño de la red de alcantarillado se obtienen los caudales que llegan a las plantas de tratamiento.

Al primer sistema de tratamiento le va llegar un caudal de 2.2 l/s, para diseñar los componentes se usó un factor de seguridad para incrementar el caudal un 30% y asegurar que los componentes tengan capacidad de operar con normalidad a pesar de que exista la probabilidad de un incremento de caudal.

Tabla 3.14 Caudal diseño Ptar 1

Descripción	Dato	cant	und	Fuente
Caudal promedio	Qp:	2.2	l/s	Cálculo de caudales
Caudal máximo diario	Qmd:	2.86	l/s	Qp*1.3
Caudal máximo horario	Qmh:	4.4	l/s	Qp*2
Caudal mínima	Qmin:	1.1	l/s	Qp*0.5

Fuente: Los Autores

A la segunda planta le llega un caudal de 2.916 l/s, de igual manera se consideró un factor para incrementar el caudal un 30% para que opere de manera normal en caso de un incremento del caudal.

Tabla 3.15 Caudal de diseño Ptar 2

Descripción	Dato	cant	und	Fuente
Caudal promedio	Qp:	2.916	l/s	Cálculo de caudales
Caudal máximo diario	Qmd:	3.7908	l/s	Qp*1.3
Caudal máximo horario	Qmh:	5.832	l/s	Qp*2
Caudal mínima	Qmin:	1.458	l/s	Qp*0.5

Fuente: Los Autores

3.6.5. Diseño de la planta de tratamiento:

Para empezar con el diseño primero se debe tener una muestra del agua residual para conocer las características que estas presentan, lo correcto sería tomar una muestra y analizarla en un laboratorio. Debido a que el proyecto es nuevo y no se contaba con los recursos para realizar un análisis en laboratorio, se tomó como base las características físicas típicas del agua residual presentados en la Tabla 3.1 y los valores que (Sperling, 2007) sugiere utilizar para los países en vías de desarrollo.

Tabla 3.16 Contaminantes de agua residual doméstica de países en desarrollo

Contaminantes	Concentración mg/l	
	Rango	Típico
SS	200-450	350
DBO5	250-400	300
DQO	450 -800	600
N total	35-60	45
P total	4-15	7
C.F. NMP/100ml	10 ⁶ -10 ⁹	-

Fuente: (Sperling, 2007)

3.6.5.1. Tratamiento Preliminar

Dado a que los caudales de cada planta de tratamiento son pequeños, se han tenido en cuenta unas dimensiones mínimas, por lo que las dimensiones del sistema de tratamiento preliminar es el mismo en ambas unidades.

Canal de desbaste: Considerando los criterios propuestos en la sección 3.5.1.1.1., se definió la altura y el ancho del canal. Tomando como base un tiempo de retención hidráulica de 5 segundos y aplicando la ecuación 3.1 obtenemos el Largo del canal de desbaste.

Tabla 3.17 Dimensiones del canal de desbaste

<i>Canal de desbaste</i>	
<i>Ancho</i>	<i>0.3 m</i>
<i>Profundidad</i>	<i>0.5 m</i>
<i>Largo</i>	<i>2.00 m</i>
<i>Long. Trans.</i>	<i>0.45 m</i>

Fuente: Los Autores

Rejilla: El dimensionamiento de esta unidad se realiza con el supuesto de condiciones más desfavorables, es decir para el caudal máximo horario y suponiendo una obstrucción del 50 % de las rejillas. El número de barras que debe contener esta unidad se obtiene mediante la Ecuación 3.4 considerando una sección de varilla cuadrada de 15 x 15 mm colocadas con un ángulo de 60°. Además, se consideró otra rejilla para el canal bypass colocado a 90° con las mismas dimensiones y número de varillas. Disponible en ANEXO 3 y 4, página 1-2.

Tabla 3.18 Dimensiones de la Rejilla

<i>Rejilla</i>	
<i># barras</i>	<i>8 u</i>
<i>separación</i>	<i>25 mm</i>
<i>espesor</i>	<i>15 mm</i>

Fuente: Los Autores

Desarenador: Para el dimensionamiento del desarenador primero se obtiene la velocidad de sedimentación que corresponde a la Ecuación 3.8, además se considera una temperatura de 15°C para obtener la viscosidad del agua. Después se comprueba el régimen del flujo aplicando la Ecuación 3.9 del número de Reynolds; si no se cumple la condición se procede a aplicar las Ecuaciones 3.10 y 3.11 para corregir la velocidad de sedimentación.

Se determina la velocidad de desplazamiento horizontal con la Ecuación 3.12 y se comprueba que cumpla que la velocidad de sedimentación sea menor a la velocidad horizontal. Con este proceso se asegura de que no haya resuspensión de la arena. Mediante la Tabla 3.7 y Tabla 3.8 se obtiene el factor de seguridad y mediante sistema de ecuación determinamos la altura mínima del desarenador para que cumpla los criterios de diseño.

Finalmente se obtiene la carga hidráulica superficial del desarenador con la Ecuación 3.13 y se comprueba que no se supere los límites propuestos en las consideraciones y criterios de diseño. Disponible en ANEXO 3 y 4, página 2.

También se consideró una compuerta tipo guillotina para poner fuera de funcionamiento la rejilla y el desarenador para realizar labores de mantenimiento, al hacer uso de la compuerta el agua circulara por el canal bypass.

Tabla 3.19 Dimensiones del Desarenador

<i>Desarenador</i>	
<i>Ancho</i>	<i>0.3 m</i>
<i>Profundidad</i>	<i>0.2 m</i>
<i>Largo</i>	<i>0.9 m</i>

Fuente: Los Autores

3.6.5.2. Tratamiento Primario

Para dimensionar el tanque séptico, se definieron los parámetros iniciales como el tiempo de retención, contribución de aguas residuales y lodos utilizando la Tabla 3.10, la altura útil, y la relación L/B considerando los criterios de diseño presentados en la sección 3.5.2.1.2. Aplicando la Ecuación 3.14 y se obtiene el volumen útil y se divide por la altura útil para tener el área útil del tanque.

Con base en la relación L/B se determina el ancho y el largo del tanque séptico, luego se divide el largo por 3, respetando el criterio que la cámara principal debe tener los 2/3 del volumen total y la secundaria 1/3. Disponible en ANEXO 3 y 4, página 3.

Tabla 3.20 Dimensiones de la fosa séptica PTAR1

<i>PTAR 1</i>	
<i>Long. Total</i>	<i>4.50 m</i>
<i>Long. Cámara 1</i>	<i>3.00 m</i>
<i>Long. Cámara 2</i>	<i>1.50 m</i>
<i>Ancho</i>	<i>2.25 m</i>
<i>Profundidad</i>	<i>1.80 m</i>

Fuente: Los Autores

Tabla 3.21 Dimensiones de la fosa séptica PTAR2

<i>PTAR 2</i>	
<i>Long. Total</i>	6.00 m
<i>Long. Cámara 1</i>	4.00 m
<i>Long. Cámara 2</i>	2.00 m
<i>Ancho</i>	3.00 m
<i>Profundidad</i>	2.10 m

Fuente: Los Autores

3.6.5.3. Tratamiento Secundario

Para dimensionar el biofiltro de flujo ascendente, se definió el parámetro inicial como el tiempo de retención hidráulica de la Tabla 3.12, que depende de la cantidad de agua producida en litros por día. Para determinar la cantidad de agua producida por día, se multiplica el suministro de agua per cápita de la Tabla 3.10 por el número de personas a las que va servir el sistema. También se definen parámetros como la altura útil mínima y la relación L/B.

Una vez definidos los parámetros anteriores se aplica la Ecuación 3.15 y se determina el volumen útil del tanque. Se procede a dimensionar el tanque en base a los criterios y parámetros de diseño previamente definidos. Disponible en ANEXO 3 y 4, página 4.

Tabla 3.22 Dimensiones del filtro biológico PTAR1

<i>PTAR 1</i>	
<i>Largo</i>	3.40 m
<i>Ancho</i>	1.70 m
<i>Altura total</i>	1.50 m
<i>Altura de medio filtrante</i>	0.40 m
<i>Altura libre</i>	0.3 m

Fuente: Los Autores

Tabla 3.23 Dimensiones del filtro biológico PTAR2

<i>PTAR 2</i>	
<i>Largo</i>	6.00 m
<i>Ancho</i>	2.00 m
<i>Altura total</i>	1.50 m
<i>Altura de medio filtrante</i>	0.40 m
<i>Altura libre</i>	0.3 m

Fuente: Los Autores

3.6.5.4. Eficiencia de planta de tratamiento

Es necesario conocer la calidad del efluente y comparar con los parámetros requeridos para descargar aguas tratadas a fuentes de agua dulce. En la Tabla 3.24 se puede apreciar que la calidad del efluente cumple con la mayoría de parámetros límites permisibles de la norma TULSMA. En el caso de coliformes fecales no se llega a cumplir el valor necesario para descargar el efluente en un cauce de agua dulce, por lo tanto, se debería optar por un tratamiento terciario para remoción de patógenos.

Tabla 3.24 Comparación entre límite permisible y la calidad del efluente de Ptar

Parámetro	Expresado como	unidad	Lim. Permissible TULSMA	Calidad del Efluente	Eficiencia de remoción %
Nitrógeno	N	mg/l	50	>20	<60
Sólidos suspendidos	SS	mg/l	80	30-60	80-90
Coliformes fecales	NMP	NMP/100 ml	Remoción >99.9%	10^6-10^7	90-99
Demanda bioquímica de oxígeno	DBO5	mg/l	50	40-80	80-85
Demanda química de oxígeno	DQO	mg/l	100	100-200	70-80
Materia flotante	Visibles	-	Ausencia	-	-
potencial hidrogeno	pH	mg/l	5-9	-	-
Fosforo total	P	mg/l	10	>4	<35

Fuente: Los Autores

Los cálculos, diseño, planilla de hierros, planos de detalles de la planta de la planta de tratamiento 1 se encuentra Disponible en el ANEXO 3.

Los cálculos, diseño, planilla de hierros, planos de detalles de la planta de la planta de tratamiento 2 se encuentra Disponible en el ANEXO 4.

4. CAPITULO IV: ESTUDIO ECONÓMICO

4.1 Análisis de precio unitarios

El análisis de precio unitario es una técnica de estimación asociada con pequeños paquetes de trabajo conocidos como rubros en donde los costos por unidad de medida se desglosan considerando el costo y la cantidad de insumos o materiales, rendimiento, mano de obra, equipo, transporte y costos indirectos. El análisis del precio unitario se basa en la experiencia del experto, y es él quien determina el valor promedio del consumo, el insumo y el desperdicio con base en su propia experiencia (InterPro, 2021). Además de la experiencia del analista, existen documentos constantemente actualizados que ayudan a determinar el precio de la mano de obra y los materiales de construcción y están disponibles para cualquiera que desee usarlos.

Para determinar los rubros que regirán el proyecto, se tomó como base proyectos similares que se encuentran en la base de datos de la Secretaria nacional de contratación pública (Sercop). Los rubros y análisis de precios unitarios están disponibles en ANEXO 5.

4.2 Presupuesto referencial

El presupuesto referencial es un factor a priori para el cumplimiento de los objetivos de una entidad gubernamental, ya que permite contenidos desde planificación hasta la ejecución del proyecto. El presupuesto se expresa en términos monetarios en torno a las condiciones del proyecto seleccionado y los resultados esperados en un determinado tiempo.

Para determinar un presupuesto se parte de los análisis de precios unitarios considerando un costo indirecto del 20% y cantidades de obra calculadas para el proyecto. La mayor parte de las cantidades de obra se calcularon mediante el software Civil 3D tales como longitud de tubería, pozos, cantidad de material excavado, cantidad de material de relleno, la profundidad de la tubería y pozos, etc. Disponible ANEXO 5.

Tabla 4.1 Presupuesto Referencial Alcantarillado Sanitario

PRESUPUESTO REFERENCIAL					
PROYECTO: Alcantarillado Sanitario con Planta de tratamiento para la comunidad Cauquil					
N°.	RUBROS DESCRIPCIÓN	UNID	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO					\$ 129,412.03
001	Replanteo y nivelación	Km	2.179	585.9	\$ 1,276.68
002	Excavación a mano en Suelo sin clasificar, Profundidad entre 0 y 2 m	m3	25.572	13.78	\$ 352.38
003	Excavación a mano en Suelo sin clasificar, Profundidad entre 2 y 4 m	m3	503.4	16.33	\$ 8,220.52
004	Excavación a mano en Suelo sin clasificar, Profundidad entre 4 y 6 m	m3	132.77	19.39	\$ 2,574.41
005	Excavación a mano en Suelo conglomerado, Profundidad entre 0 y 2 m	m3	33.86	15.31	\$ 518.40
006	Excavación a mano en Suelo conglomerado, Profundidad entre 2 y 4 m	m3	271.06	18.37	\$ 4,979.37
007	Excavación a mano en Suelo conglomerado, Profundidad entre 4 y 6 m	m3	88.52	22.45	\$ 1,987.27
008	Excavación mecánica de 0 a 2 m de profundidad	m3	976	2.25	\$ 2,196.00
009	Excavación mecánica de 2 a 4 m de profundidad	m3	1111.28	2.66	\$ 2,956.00
010	Excavación mecánica de 4 a 6 m de profundidad	m3	253.26	3.07	\$ 777.51
011	Cargada de material a máquina	m3	190.76	1.43	\$ 272.79
012	Desalojo de material más de 5 Km	m3	190.76	0.33	\$ 62.95
013	Resanteo de zanja	m2	1293.6	0.61	\$ 789.10
014	Relleno compactado con material de sitio clase I	m3	579.07	5.66	\$ 3,277.54
015	Cama de arena- tubería-e=15cm	m3	191.08	21.37	\$ 4,083.38
016	Tapado de zanja manual	m3	609.1064	3.83	\$ 2,332.88
017	Tapado de zanja con maquinaria	m3	1864.2056	1.84	\$ 3,430.14
018	Entibado discontinuo	m2	917.48	11.28	\$ 10,349.17
019	Reposición de calzada e= 8 cm con material de mejoramiento	m2	823.56	8.6	\$ 7,082.62
020	Pozo de revisión de h=0 a 1,5 m, Tapa y Brocal tipo A	U	8	319.28	\$ 2,554.24
021	Pozo de revisión de h=0 a 2 m, Tapa y Brocal tipo A	U	5	372.82	\$ 1,864.10
022	Pozo de revisión de h=0 a 2,5 m, Tapa y Brocal tipo A	U	6	430.74	\$ 2,584.44
023	Pozo de revisión de h=0 a 3 m, Tapa y Brocal tipo A	U	9	493.93	\$ 4,445.37
024	Pozo de revisión de h=0 a 3.5 m, Tapa y Brocal tipo A	U	2	563.44	\$ 1,126.88
025	Pozo de revisión de h=0 a 4.5 m, Tapa y Brocal tipo A	U	1	726.73	\$ 726.73
026	Pozo de revisión de h=0 a 5 m, Tapa y Brocal tipo A	U	2	823.85	\$ 1,647.70
027	Suministro e instalación de tubería PVC D.N.I 200mm	m	2155.92	19.49	\$ 42,018.88
DOMICILIARIAS				PARCIAL	\$ 11,835.71
028	Excavación mecánica de 2 a 4 m de profundidad	m3	253.608	2.66	\$ 674.60
029	Excavación a mano en Suelo sin clasificar, Profundidad entre 4 y 6 m	m3	32.23	19.39	\$ 624.94
030	Resanteo de zanja	m2	140.8	0.61	\$ 85.89
031	Cama de arena- tubería-e=10cm	m3	14.08	21.22	\$ 298.78
032	Suministro e instalación de tubería PVC D.N.I 160mm	m	176.3	14.47	\$ 2,551.06
033	Relleno compactado con material de sitio clase I	m3	64.87	3.57	\$ 231.59
034	Cargada de material a máquina	m3	13.52	1.43	\$ 19.33
035	Transporte de material más de 5 Km	Km	13.52	0.33	\$ 4.46
036	Caja de revisión 60x60 cm y 1m de profundidad	U	37	126.5	\$ 4,680.50
037	Suministro e instalación de Silla Tee PVC 200x160 mm	U	37	41.05	\$ 1,518.85
038	Suministro e instalación de Codo PVC 160 mm	U	37	17.07	\$ 631.59
039	Tapado manual de zanja domiciliaria	m3	32.23	3.83	\$ 123.44
040	Tapado de zanja domiciliaria con maquinaria	m3	188.738	2.07	\$ 390.69
MITIGACION DE IMPACTOS				PARCIAL	\$ 3,088.88
041	Valla de advertencias de obras y desvíos	U	2	20	\$ 40.00
042	Suministro de conos F-0004	U	10	27.75	\$ 277.50
043	Letrero informativo tipo 1 (2.4 x 1.2 m)	U	2	493.92	\$ 987.84
044	Suministro e instalación de Cintas B-0001 a B-0005	m	1571.16	0.19	\$ 298.52
045	Suministro e instalación de Malla de seguridad	m	571.16	2.6	\$ 1,485.02

Fuente: Los Autores

Tabla 4.2 Presupuesto Referencial Ptar 1

N°.	RUBROS DESCRIPCIÓN	UNID	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES 1					\$ 14,580.93
046	Replanteo y nivelación de estructuras	m2	77	3.16	\$ 243.32
047	Excavación a mano en Suelo conglomerado, Profundidad entre 0 y 2 m	m3	51.92	15.31	\$ 794.90
048	Relleno compactado (material de mejoramiento) e= 15 cm	m3	3.86	30.74	\$ 118.66
049	Replantillo de piedra e= 20 cm	m2	5.14	9.69	\$ 49.81
050	Replantillo H.S. f _c = 180 kg/cm ²	m3	1.83	106.81	\$ 195.46
051	Acero de refuerzo f _y = 4200 Kg/cm ² (Colocado y figurado)	Kg	1425.68	1.43	\$ 2,038.72
052	Encofrado metálico para muros una cara (incluye desencofrado)	m2	106.6	7.87	\$ 838.94
053	Encofrado para losa (incluye desencofrado)	m2	14.91	24.74	\$ 368.87
054	Hormigón simple f _c = 210 Kg/cm ²	m3	15.12	153.51	\$ 2,321.07
055	Rejilla según diseño	U	2	49.39	\$ 98.78
056	Suministro e instalación de tubería PVC 110 mm	m	71.36	6.63	\$ 473.12
057	Suministro e instalación de codo PVC 110 mm	U	2	5.98	\$ 11.96
058	Suministro e instalación de tee PVC 110 mm	U	2	5.44	\$ 10.88
059	Suministro e instalación de tubería PVC 75 mm	m	4	4.56	\$ 18.24
060	Suministro e instalación de Accesorios PVC 75 mm	U	12	6.34	\$ 76.08
061	Sistema de distribución de Agua PVC 75 mm	m2	5.78	12.07	\$ 69.76
062	Suministro e instalación de Compuerta metálica tipo guillotina	U	1	330.65	\$ 330.65
063	Suministro e instalación de tubería de ventilación h=2.5 m	U	3	15.33	\$ 45.99
064	Escalones metalicos d=16 mm @ 30 cm	Gbl	1	90.06	\$ 90.06
065	Tapa de boca 1x1 m e=10 cm, H.S. f _c =210 Kg/cm ²	U	2	40.84	\$ 81.68
066	Tapa de boca 0.6x0.6 m e=10 cm, H.S. f _c =210 Kg/cm ²	U	2	35.73	\$ 71.46
067	Válvula de compuerta d= 110 mm	U	2	399.83	\$ 799.66
068	Material Filtrante d < 2 cm	m3	2.31	25.53	\$ 58.97
069	Material Filtrante d 2 - 5 cm	m3	2.31	25.53	\$ 58.97
070	Material Filtrante d 5 - 8 cm	m3	2.31	25.53	\$ 58.97
CERCO PERIMÉTRICO					\$ 5,255.94
<i>PARCIAL</i>					
071	Excavación a mano en Suelo conglomerado, Profundidad entre 0 y 2 m	m3	14.18	13.78	\$ 195.40
072	Replantillo H.S. f _c = 180 kg/cm ²	m3	1.09	106.81	\$ 116.42
073	Cerramiento malla galvanizada, incluye tubo h=2.00 m	m	48.48	66.16	\$ 3,207.44
074	Hormigón ciclopeo 60% H.S 40% piedra f _c = 210 Kg/cm ²	m3	14.16	110.67	\$ 1,567.09
075	Puerta de ingreso, acero galvanizado	U	1	169.59	\$ 169.59

Fuente: Los Autores

Tabla 4.3 Presupuesto referencial Ptar 2

N°.	RUBROS DESCRIPCIÓN	UNID	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES 2					\$ 21,730.36
076	Replanteo y nivelación de estructuras	m2	88	3.16	\$ 278.08
077	Excavación a mano en Suelo conglomerado, Profundidad entre 0 y 2 m	m3	154.67	15.31	\$ 2,368.00
078	Relleno compactado (material de mejoramiento) e= 15 cm	m3	7.27	30.74	\$ 223.48
079	Replanto de piedra e= 20 cm	m2	9.7	9.69	\$ 93.99
080	Replanto H.S. f'c= 180 kg/cm2	m3	3.39	106.81	\$ 362.09
081	Acero de refuerzo fy= 4200 Kg/cm2 (Colocado y figurado)	Kg	2403.76	1.43	\$ 3,437.38
082	Encofrado metálico para muros una cara (incluye desencofrado)	m2	187.3	7.87	\$ 1,474.05
083	Encofrado para losa (incluye desencofrado)	m2	33	24.74	\$ 816.42
084	Hormigón simple f'c= 210 Kg/cm2	m3	22.9	153.51	\$ 3,515.38
085	Rejilla según diseño	U	2	49.39	\$ 98.78
086	Suministro e instalación de tubería PVC 110 mm	m	76.11	6.63	\$ 504.61
087	Suministro e instalación de codo PVC 110 mm	U	2	5.98	\$ 11.96
088	Suministro e instalación de tee PVC 110 mm	U	2	5.44	\$ 10.88
089	Suministro e instalación de tubería PVC 75 mm	m	6	4.56	\$ 27.36
090	Suministro e instalación de Accesorios PVC 75 mm	U	18	6.34	\$ 114.12
091	Sistema de distribución de Agua PVC 75 mm	m2	18	12.07	\$ 217.26
092	Suministro e instalación de Compuerta metálica tipo guillotina	U	1	330.65	\$ 330.65
093	Suministro e instalación de tubería de ventilación h=2.5 m	U	3	15.33	\$ 45.99
094	Escalones metálicos d=16 mm @ 30 cm	Gbl	1	90.06	\$ 90.06
095	Tapa de boca 1x1 m e=10 cm, H.S. f'c=210 Kg/cm2	U	2	40.84	\$ 81.68
096	Tapa de boca 0.6x0.6 m e=10 cm, H.S. f'c=210 Kg/cm2	U	2	35.73	\$ 71.46
097	Válvula de compuerta d= 110 mm	U	2	399.83	\$ 799.66
098	Material Filtrante d < 2 cm	m3	7.2	25.53	\$ 183.82
099	Material Filtrante d 2 - 5 cm	m3	7.2	25.53	\$ 183.82
100	Material Filtrante d 5 - 8 cm	m3	7.2	25.53	\$ 183.82
CERCO PERIMÉTRICO					PARCIAL \$ 6,205.58
101	Excavación a mano en Suelo conglomerado, Profundidad entre 0 y 2 m	m3	16.81	13.78	\$ 231.64
102	Replanto H.S. f'c= 180 kg/cm2	m3	1.29	106.81	\$ 137.78
103	Cerramiento malla galvanizada, incluye tubo h=2.00 m	m	57.48	66.16	\$ 3,802.88
104	Hormigón ciclopeo 60% H.S 40% piedra f'c= 210 Kg/cm2	m3	16.84	110.67	\$ 1,863.68
105	Puerta de ingreso, acero galvanizado	U	1	169.59	\$ 169.59
SUBTOTAL					\$ 165,723.32
IVA 12%					\$ 19,886.80
TOTAL					\$ 185,610.12

Fuente: Los Autores

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

- La red de alcantarillado y las plantas de tratamiento se diseñan teniendo en cuenta diversas normas nacionales e internacionales. Los estándares nacionales son más importantes porque rigen los criterios de diseño y las consideraciones en las que se basa el proyecto.
- La comunidad de Cauquil se encuentra en pleno desarrollo, por lo que este proyecto beneficiara actualmente a 120 habitantes. Para el proyecto tiene en cuenta un periodo de retorno de 20 años, por lo que el proyecto puede garantizar la plena operación sin obras complementarias a corto plazo.
- Aunque la mayoría de los habitantes tienen pozos sépticos para aguas residuales, muchos de estos sistemas han colapsado y convertido en focos de contaminación. Por eso la implementación de este proyecto mejorar la calidad de vida de todos los habitantes por al menos 20 años.
- El sistema de alcantarillado se ha diseñado para que funcione bajo la acción de gravedad, esto quiere decir que no requerirá de un sistema de bombeo.
- Se optó por un trazado de la red de alcantarillado para disminuir los costos, por lo que en varios tramos es necesario el derecho de servidumbre debido a los desniveles e irregularidades del terreno. En ningún tramo la red atravesó por medio de los lotes, siempre se respetaron los linderos para no perjudicar ni beneficiar a los propietarios.
- No fue necesario un alcantarillado para conducir las aguas provenientes de escorrentía pluviales, ya que la vía cuenta con cunetas y el caudal se desvía hacia las numerosas quebradas existentes.
- La red se diseñó con tubería PVC porque presenta mejores ventajas que tuberías de hormigón: tiene menor rugosidad, mejor impermeabilidad, mayor velocidad de conducción, además mejora el rendimiento en la fase de ejecución del proyecto.
- El sistema se diseñó para que cumpla con ciertas condiciones hidráulicas, por lo que alguna variación puede afectar al funcionamiento de la red o de la planta de tratamiento.
- Debido a la topografía irregular de la zona no fue posible realizar una sola planta de tratamiento, además la selección del sistema de tratamiento fue un requisito por parte

de los técnicos del municipio, quienes carecen de recursos y espacios para implementar otros sistemas como los humedales artificiales.

- La municipalidad será la encargada de realizar los trámites necesarios para adquirir los predios en donde se implantarán las plantas de tratamiento.
- El presupuesto referencial del proyecto asciende a ciento ochenta y cinco mil seiscientos diez con 12/100 Dólares americanos e incluye IVA de 12%, considerando una red de alcantarillado con 2.2 km, 33 pozos de revisión con alturas que van desde los 1.2 m hasta los 5 m, 2 plantas de tratamiento construidas en hormigón armado.

Recomendaciones

- Buscar soluciones alternativas para viviendas que no fueron consideradas en este proyecto por lejanía o irregularidades del terreno. Recomendamos una red secundaria que cubra el área excluida y se conecte al colector primario. Si no es posible una red secundaria, se requiere una solución utilizando biodigestores con características de gestión municipal.
- Con el fin de abaratar costos en la ejecución del proyecto realizar una alianza con los habitantes de la comunidad para que mediante mingas ayuden con las actividades que estén a su alcance.
- El efluente tratado cumple con los parámetros fisicoquímicos para descarga a cauces de agua limpia, aunque la tasa de remoción de coliformes fecales en la Tabla 3.24 parece ser alta, no cumple con los requisitos de la norma TULSMA, por lo tanto, se recomienda un tratamiento terciario del agua residual para uso agrícola o pecuario.
- Las redes de alcantarillado y las plantas de tratamiento requieren un mantenimiento regular para que sigan funcionando correctamente, por lo que recomendamos que los operadores estén capacitados para realizar las tareas de mantenimiento. Además, se propone analizar la posibilidad de establecer una alianza público-privada para la operación y mantenimiento del sistema, de manera que los pobladores de la comunidad realicen las tareas de mantenimiento y operación, mientras que la municipalidad provee los equipos y materiales necesarios para llevarlas a cabo.
- El mantenimiento a los componentes de la planta de tratamiento serán manuales, debido a que las plantas de tratamiento no cuentan con sistemas de autolimpieza.

- Para el mantenimiento de la fosa séptica se recomienda el uso de bombas, y para preservar los microorganismos anaerobios presentes en los tanques, no se deben utilizar productos químicos que atenten contra la conservación de estos microorganismos.
- El mantenimiento a la fosa séptica debe ser de entre 6 a 12 meses para evacuar la grasa y lodos acumulados. Del contenido de una fosa séptica se recomienda extraer como máximo el 80% de su contenido, dejando que el 20% restante contenga bacterias anaerobias para que el sistema siga funcionando correctamente.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguilar, K. (2019). Diseño de un sistema de tratamiento de aguas residuales con humedales artificiales para la comunidad de Charcay, provincia del Cañar (Ecuador). *Universidad Politécnica de Valencia*. Obtenido de <https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/119122/Aguilar%20-%20Dise%C3%B1o%20de%20un%20Sistema%20de%20Tratamiento%20de%20Aguas%20Residuales%20con%20Humedales%20Artificiales%20para....pdf?sequence=1>
- Aldás, J. (2011). Diseño de alcantarillado sanitario y pluvial y tratamiento de aguas residuales servidas de 4 lotizaciones unidas (varios propietarios), del cantón el Carmen. *Pontificia Universidad Católica del Ecuador*.
- Alvarado, R., & Villanueva, R. (2017). Evaluación de la Remoción de Carga Orgánica del Nuevo Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales (STAR) de la ciudad de Somoto, Madriz, Nicaragua. *Universidad Nacional de Ingeniería*. Obtenido de <https://ribuni.uni.edu.ni/1759/1/90126.PDF>
- Álvarez, C. (2014). Alcantarillado y Aguas Negras: Una historia del agua y del ambiente en Medellín. *Tesis presentada para optar el título de: Magíster en Medio Ambiente y Desarrollo*. Universidad Nacional de Colombia, Medellín, Colombia. Obtenido de <https://repositorio.unal.edu.co/bitstream/handle/unal/27977/71338015.2014.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Amancha, W. (2015). Las aguas residuales y la incidencia en la condición sanitaria de los moradores de los barrios la floresta, quebrada Palahua y sus alrededores, cantón Cevallos provincia de Tungurahua. *Universidad Técnica de Ambato*.
- ANDA. (2009). *Manual de planificación de alcantarillado*.
- Arocha, S. (1983). *Cloacas y Drenajes*. Caracas: Ediciones Vega.
- Bakalian, A., Wright, A., Otis, R., & Netto, J. d. (1994). Simplified Sewerage: Design Guidelines. *UNDP- World Bank Water and Sanitation Program*. Obtenido de <https://waterfund.go.ke/watersource/Downloads/003.%20Simplified%20Sewerage%20Design%20Guidelines%20UNDP.pdf>
- Blaz, A. (16 de Marzo de 2021). *Faneci*. Obtenido de <https://www.faneci.com/relaciones-hidraulicas-de-una-seccion-circular/>
- Buitrón, G., Reino, C., & Carrera, J. (2018). *Manual técnico sobre tecnologías biológicas aerobias aplicadas al tratamiento de aguas residuales industriales*. España: Cyted. Obtenido de <https://www.cyted.org/es/biblioteca/manual-tecnico-sobre-tecnologias-biologicas-aerobias-aplicadas-al-tratamiento-de-aguas>
- Cáceres, H. (2018). *Guía para la construcción de cámaras sépticas y sistemas de infiltración a nivel domiciliario*. La Paz, Bolivia: Ministerio de Medio Ambiente y Agua.

- Calle, F., & Vásquez, M. (2022). Evaluación y rediseño del sistema de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas residuales de Uchucay, y diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales de Uduzhe, localidades del cantón Saraguro, provincia de Loja. *Universidad del Azuay*.
- Cartilla N.4, Sistema de saneamiento. (2018). *Programa de Estudios y Capacitación para proveedores de Servicios de Agua, Saneamiento e Higiene*. Obtenido de <https://www.centrosmartnica.com/wp-content/uploads/2018/10/Cartilla4.pdf>
- Conagua. (2009). *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento*. SEMARNAT, Coyoacán. Obtenido de <http://www.conagua.gob.mx/conagua07/publicaciones/publicaciones/sgapds-29.pdf>
- Conagua. (2015b). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento*. D.F.
- CPE INEN 5 Parte 9.2. (1997). *Código de practica para el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural*. Instituto Ecuatoriano de Normalización.
- CPE INEN 5 Parte 9-1. (1992). Norma para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes. *Instituto Ecuatoriano de Normalización*. Obtenido de https://www.normalizacion.gob.ec/buzon/normas/cpe_inen_5%20Parte_9-1.pdf
- EMMAP. (2009). Normas de diseño de sistemas de alcantarillado.
- EMP. (2009). *Guía para el diseño Hidráulico de Redes de Alcantarillado*. Medellín: Empresa Pública de Medellín. Obtenido de https://www.epm.com.co/site/Portals/0/centro_de_documentos/GuiaDisenoHidraulicoRedesAlcantarillado.pdf
- Fair, G., Geyer, J., & Okun, D. (1987). *Abastecimiento de agua y remoción de aguas residuales*. Limusa.
- Fernández, E. (Junio de 2015). Estudio sobre Génesis y Realización de una estructura urbana: "Construcción de una red de alcantarillado de Santiago de Chile". *Historia(Santiago)*. doi:<http://dx.doi.org/10.4067/S0717-71942015000100005>
- Fischenich, C. (April de 2000). Robert Maning (A Historical Perspective). *EMRRP*.
- Fuentes, A. (2012). Diseño y cálculo de la obra de llegada y pretratamiento de una EDARU. *Universidad Carlos III de Madrid*. Obtenido de <http://hdl.handle.net/10016/14487>
- García, A. (28 de Octubre de 2019). *Por qué el agua es un recurso renovable pero limitado*. Obtenido de Ecología Verde: <https://www.ecologiaverde.com/por-que-el-agua-es-un-recurso-renovable-pero-limitado-1449.html>

- García, I., Betancourt, J., Salas, J., Peñate, B. P., & Sardón, N. (2006). *Guía sobre tratamientos de aguas residuales urbanas para pequeños núcleos de población*. icrew.
- García, J., & Corzo, A. (2008). Guía Práctica de Diseño, Construcción y Explotación de Sistemas de Humedales de Flujo Subsuperficial. *Universidad Politécnica de Catalunya*. Obtenido de https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/2474/JGarcia_and_ACorzo.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- González, A., & Chim, N. (s.f.). *Historia del Alcantarillado Mundial*. Instituto Tecnológico de Mérida.
- González, E. (Agosto de 2014). Flujo transitorio mixto en un sistema de alcantarillado que contiene aire atrapado. *Universidad Nacional Autónoma de México*. Obtenido de https://ru.dgb.unam.mx/bitstream/DGB_UNAM/TES01000716008/3/0716008.pdf
- GTO. (s.f.). *Manual de operación y mantenimiento de un sistema de alcantarillado sanitario*. Guanajuato: Comisión estatal del agua de guanajuato.
- Hernández, O. (2016). Evaluación de los coeficientes de rugosidad en canales revestidos con hormigón proyectado. *Universidad de Holguín*. Obtenido de <https://repositorio.uho.edu.cu/bitstream/handle/uho/5627/Osmany%20Hernandez%20Cruz.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Iagua. (2 de Agosto de 2017). *Los pioneros del agua en la historia*. Obtenido de Iagua: <https://www.iagua.es/noticias/locken/17/02/08/pioneros-agua-historia>
- INEC. (2019). Medición de los indicadores de Agua, Saneamiento e Higiene (ASH), en Ecuador. *Ecuador en Cifras*. Obtenido de Ecuador en Cifras.
- INNA, I. N. (2005). *Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales*.
- InterPro. (21 de Mayo de 2021). *InterPro*. Obtenido de <https://www.interpro.ec/analisis-de-precios-unitarios/#:~:text=El%20an%C3%A1lisis%20de%20precio%20unitario,mano%20de%20obra%2C%20equipos%20y>
- Jenny, R. (s.f.). *Tratamiento anaerobio de aguas residuales*. Cali. Obtenido de <http://www.ingenieroaambiental.com/4014/tratamiento545.pdf>
- León, E., García, J., Real, J., & López, A. (2016). Performance of an upflow anaerobic filter in the treatment of cold meat industry wastewater. *Process Safety and Environmental Protection*. doi:10.1016/j.psep.2016.04.016
- López, A. (2003). *Elementos de Diseño para acueductos y Alcantarillados* (Segunda ed.). Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

- López, C., Buitrón, G., García, H., & Cervantes, F. (2017). *Tratamiento biológico de aguas residuales: Principios, modelación y diseño*. IWA Publishing. doi:DOI: 10.2166/9781780409146
- López, R. (1995). *Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados*. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Mandigan, M., J.M, M., & Parker, J. (1997). *Brock Biology of Microorganisms* (Octava ed.). New York: Prentice Hall International.
- Merchán, J., & Sánchez, D. (2017). *Diseño de redes de alcantarillado y planta de tratamiento para la comunidad Ganillacta, La Unión y chizicay, cantón Sigsig, provincia del Azuay*. Universidad del Azuay.
- Metcalf&Eddy. (1995). *Wastewater Engineering* (Tercera ed., Vol. I). Madrid, España: McGraw Hill. Obtenido de <https://es.scribd.com/document/510432856/Ingenieria-de-Aguas-Residuales-Volumen-1-3ra-Edicion-METCALF-EDDY-FREELIBROS-me>
- Mora, D., Portuguez, C., & Saenz, A. (Diciembre de 2005). Saneamiento, educación y su relación con los indicadores básicos de salud en el contexto mundial 2002. *Revista Costarricense de Salud Pública*. Obtenido de https://www.scielo.sa.cr/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1409-14292005000200004
- Moreira, D., Jaramillo, E., & Ramírez, A. (29 de Mayo de 2020). Sistema de Alcantarillado y Aguas Residuales en Guayaquil. *HOLOPRAXIS Ciencia, Tecnología e Innovación*. Obtenido de <https://www.revistaholopraxis.com/index.php/ojs/article/view/133/pdf>
- Moya, D. (2018). *Metodología de diseño del drenaje urbano*. Ambato, Ecuador. Obtenido de <https://www.studocu.com/ec/document/universidad-tecnica-de-ambato/alcantarillado/libro-de-alcantarillado-dm/44786552>
- MTOP. (2013). *Norma para estudios y diseños viales (NEVI - 12)*. Quito. Obtenido de https://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2013/12/01-12-2013_Manual_NEVI-12_VOLUMEN_2A.pdf
- Mumford, L. (1956). Historia natural de la urbanización. *Instituto Juan de Herrera*. Obtenido de <http://habitat.aq.upm.es/boletin/n21/almum.html>
- NBR 13969. (1997). *Tanques sépticos - Unidades de tratamiento complementar e disposição final dos efluentes líquidos*. Brasil: Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- NBR 7229. (1992). *Projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos*. Brasil: Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- NC-AS-IL02-26. (2019). *Sistema de Alcantarillado no convencionales*. EMP, Centros de Excelencia Técnica - Unidad CET Normalización y Laboratorios.

- NEC. (2014). *Peligro Sísmico. Diseño Sismorresistente*. MIDUVI. Obtenido de https://www.ecp.ec/wp-content/uploads/2017/09/NEC_SE_DS_peligro-sismico.pdf
- Norma Boliviana NB, 6.-0. (2001). *Instalaciones Sanitarias - Alcantarillado Sanitario, Pluvial y Tratamiento de Aguas Residuales (Segunda revisión)*. Obtenido de <http://www.ingenieroambiental.com/4014/nb688-bolivia.pdf>
- Noyola, A., Morgan, J., & Guereca, L. (2013). Selección de tecnologías para el tratamiento de aguas residuales municipales. *Universidad Autónoma de México*. Obtenido de http://www.pronatura-sur.org/web/docs/Tecnologia_Aguas_Residuales.pdf
- OPS. (Octubre de 2002). *La OPS y el Estado colombiano: Cien años de historia*. Obtenido de [paho.org\(Organización Panamericana de la Salud\): https://www.paho.org/col/dmdocuments/OPS%20y%20estado%20colombiano100.pdf](https://www.paho.org/col/dmdocuments/OPS%20y%20estado%20colombiano100.pdf)
- OPS/CEPIS. (2005). *Guía de diseño desarenadores y sedimentadores*. Lima: UNATSABAR.
- OPS/CEPIS. (2005). *Guía para diseño de tanques sépticos, tanques imhoff y lagunas de estabilización*. Lima: UNAtSABAR.
- OPS/CEPIS. (2005). *Guías para el diseño de tecnologías de alcantarillado*. Lima: UNATSABAR. Obtenido de https://sswm.info/sites/default/files/reference_attachments/CEPISO~1.PDF
- Orozco, G. (2017). Propuesta de diseño de una red de alcantarillado para el reparto Hilda Torres del municipio de Holguín. *Universidad de Holguín*. Obtenido de <https://repositorio.uho.edu.cu/xmlui/bitstream/handle/uho/7422/Tesis%20-%20Glenda%20Orozco%20Rodr%c3%adguez.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Ortega, E., Ferrer, Y., Salas, J., Aragón, C., & Real, Á. (2014). *Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones*. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino.
- PDOTSG. (2019). *Plan de desarrollo y Ordenamiento Territorial de la parroquia San Gerardo*. Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial de San Gerardo.
- Pérez, R. (2013). *Diseño y construcción de alcantarillados sanitario, pluvial y drenaje en carreteras* (Primera ed.). Bogotá, Colombia: Ecoe.
- Prieto, A., & Velásquez, V. (2018). Diseño, construcción y evaluación de un reactor de filtro anaerobio de flujo ascendente a nivel de laboratorio para tratamiento de agua residual doméstica. *Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa*.
- RAS. (2000). *Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico*. Bogotá: Ministerio de Desarrollo Económico.
- Rodríguez, J. (s.f.). *Tratamiento anaerobio de aguas residuales*. Cali. Obtenido de <http://www.ingenieroambiental.com/4014/tratamiento545.pdf>

- Romalho, R. (2003). *Tratamiento de Aguas Residuales* (Primera ed.). Barcelona: Reverté.
- Romero, J. (1999). *Tratamiento de aguas residuales* (Tercera ed.). Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Rosales, F., Rovira, D., & Campos, R. (2018). Calidad de las aguas residuales de tipo especial en la ciudad La Libertad, El Salvador. *TEC*. doi:<https://doi.org/10.18845/tm.v32i3.4504>
- Sanamdikar, S., & Harne, K. (2012). Advanced Method For Sewage Water Treatment. *International Journal of Advanced Technology in Civil Engineering*. Obtenido de https://www.idc-online.com/technical_references/pdfs/civil_engineering/Advanced%20Method%20For.pdf
- SENPLADES. (2011). *Guía de contenidos y procesos para la formulación de Planes de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de provincias, y cantones y parroquias*. Quito. Obtenido de https://www.gobiernogalapagos.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2013/08/SENPLADES_Guia_Metodologia_Planes_Desarrollo_Ordenamiento_Territorial.pdf
- Singh, N., Kazmi, A., & Starki, M. (Marzo de 2015). A review on full-scale decentralized wastewater treatment systems: Techno-economical approach. *Water science and technology : a journal of the International Association on Water Pollution Research*.
- Solano, M. d. (2011). "Impacto ambiental por aguas residuales y residuos sólidos en la calidad del agua de la parte media- alta de la microcuenca del río Damas y propuesta de manejo. *Proyecto de Graduación para optar por el grado de Licenciatura en manejo de Recursos Hídricos*. Universidad Nacional Costa Rica, Heredia. Obtenido de <https://www.aya.go.cr/centroDocumetacion/catalogoGeneral/Impacto%20ambiental%20por%20aguas%20residuales%20y%20residuos%20s%C3%B3lidos%20en%20la%20calidad%20del%20agua.pdf>
- Sperling, M. (2007). *Wastewater Characteristics, Treatment and Disposal*. New York: IWA Publishing. Obtenido de <https://www.iwapublishing.com/sites/default/files/ebooks/9781780402086.pdf>
- Tirado, L. (2016). Diseño de la red alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de las aguas residuales de la comunidad 12 de octubre, parroquia Yanayacu, ciudad de Quero, provincia de Tungurahua. *Universidad Técnica de Ambato*. Obtenido de <https://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/24446/1/Tesis%201080%20-%20Tirado%20Gavilanes%20Luis%20Alejandro.pdf>
- Torres, J. (2008). Material Didáctico para la asignatura de Acueductos y Alcantarillados. *Universidad Industrial de Santander*. Obtenido de https://www.academia.edu/26657380/MATERIAL_DIDACTICO_PARA_LA_ASIGNATURA_DE_ACUEDUCTOS_Y_ALCANTARILLADOS

- Tosic, M., Betancourt, J., Vivas, L., Narváez, S., Cadavid, B., Parra, J., & Espinosa, L. (2012). *Diagnóstico y evaluación de la calidad ambiental marina en el Caribe y Pacífico colombiano*. INVEMAR. Santa Marta: REDCAM. Obtenido de http://www.invemar.org.co/documents/10182/14479/Informe_REDCAM_2011.pdf
- TULSMA. (2017). *Revisión y actualización de la norma de calidad ambiental y descarga de efluentes: recurso agua*.
- Velásquez, B. (2002). *El hombre y su ambiente: la problemática de contaminación ambiental y aportes para su solución*. Medellín: Universidad Nacional de Colombia.
- We are water. (22 de Marzo de 2017). *Aguas negras, el rastro de nuestra historia*. Obtenido de We are water Foundation: https://www.wearewater.org/es/aguas-negras-el-rastro-de-nuestra-historia_281141