



FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES

**Diseño de alcantarillados sanitario y pluvial y planta de
tratamiento de aguas residuales, para la comunidad
Metzankin del cantón Limón Indanza, provincia de Morona
Santiago**

**Trabajo de graduación previo a la obtención del título de
INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE CONSTRUCCIONES**

Autores:

NANCY LUCÍA LÓPEZ PIÑA

JUAN CARLOS JUELA TELLO

Director:

JAVIER FERNÁNDEZ DE CÓRDOVA WEBSTER

CUENCA – ECUADOR

2016

DEDICATORIA

Dedico este logro a Dios por darme una familia maravillosa, por ser mi ayuda, fortaleza y mi guía todos los días de mi vida; a mis padres, Nelson y Mercedes, por todo su amor, dedicación, sabiduría y apoyo incondicional, para que este sueño hoy sea una realidad; a mi hermanos Erika y Franklin, por ser mi motivación para seguir adelante; a mis familiares y amigos, de manera especial a Jorge, por su apoyo sincero y por su confianza en mí.

Nancy Lucía López Piña

Dedico este trabajo a Dios, por ser mi fortaleza para cada uno de mis pasos; a mis padres, Lauro y Esthela, quienes me han apoyan en todo momento, con amor, sabiduría y motivación para hoy haber logrado cumplir esta meta; a mis hermanas, con las que he compartido alegrías y tristezas y a la vez fueron el incentivo principal para cumplir este objetivo; a mi familia y amigos, que con su entusiasmo fueron parte fundamental para este proceso.

Juan Carlos Juela Tello

AGRADECIMIENTO

Expresamos nuestro sincero agradecimiento a nuestros familiares, profesores y el personal administrativo de la Escuela de Ingeniería Civil y Gerencia de Construcciones de la Facultad de Ciencia y Tecnología.

De manera especial al Ing. Javier Fernández de Córdova, director de tesis que aportó con sus conocimientos para el éxito del presente trabajo de titulación.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTO	iii
ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS.....	x
ÍNDICE DE TABLAS.....	xi
ÍNDICE DE ANEXOS	xiii
RESUMEN.....	xiv
ABSTRACT.....	xv
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: GENERALIDADES	2
1.1. Alcance.....	2
1.2. Antecedentes	2
1.3. Justificación.....	3
1.4. Objetivos	3
1.4.1. Objetivo General.....	3
1.4.2. Objetivos Específicos.....	3
CAPÍTULO II: LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN	4
2.1. Ubicación geográfica	4
2.2. Vías de acceso	5
2.3. Topografía	6
2.4. Clima	7
2.5. Precipitación.....	8
2.6. Aspectos socioeconómicos.....	8
2.7. Descripción general.....	9

2.7.1.	Estado sanitario actual.....	10
2.7.2.	Agua	10
2.7.3.	Evacuación de aguas servidas y lluvias	11
2.7.4.	Vialidad	12
2.7.5.	Energía Eléctrica	12
2.7.6.	Recolección de basura.....	13
2.7.7.	Salud.....	13
2.7.8.	Servicios sanitarios existentes.....	13

CAPÍTULO III: PARÁMETROS, CRITERIOS Y CAUDALES DE DISEÑO PARA ALCANTARILLADOS SANITARIO Y PLUVIAL 17

3.1.	Parámetros, criterios y caudales de diseño para alcantarillado sanitario	17
3.1.1.	Parámetros de diseño.....	17
3.1.1.1.	Población	17
3.1.1.2.	Tasa de crecimiento poblacional.....	18
3.1.1.3.	Período de diseño.....	19
3.1.1.4.	Densidad	20
3.1.1.5.	Área de aporte.....	20
3.1.2.	Criterios de diseño.....	21
3.1.2.1.	Ecuación de Manning	21
3.1.2.2.	Velocidad (mínima y máxima) y coeficiente de rugosidad	21
3.1.2.3.	Pendiente.....	23
3.1.2.4.	Diámetro mínimo.....	23
3.1.2.5.	Profundidad (mínima y máxima).....	23
3.1.3.	Hidráulica de alcantarillas.....	24
3.1.3.1.	Relación: Calado de agua / Diámetro de la tubería	24
3.1.3.2.	Flujo de tuberías a sección llena	24
3.1.3.3.	Flujo de tuberías parcialmente llena	25
3.1.4.	Caudales de diseño	30
3.1.4.1.	Caudal de aguas residuales domésticas (Qd).....	31
3.1.4.2.	Coeficiente de retorno (CR)	31

3.1.4.3.	Dotación (D)	31
3.1.4.4.	Caudal de aguas residuales industriales (Q_i)	33
3.1.4.5.	Caudal de aguas residuales comerciales (Q_c)	33
3.1.4.6.	Caudal de aguas residuales institucionales (Q_{inst})	34
3.1.4.7.	Caudal Medio Diario (Q_{md}).....	34
3.1.4.8.	Caudal máximo horario ($Q_{max. h}$)	35
3.1.4.9.	Factor de mayoración (M).....	35
3.1.4.10.	Caudal de infiltración (Q_{inf}).....	36
3.1.4.11.	Caudal de aguas ilícitas (Q_{ili}).....	36
3.1.5.	Obras complementarias	36
3.1.5.1.	Pozos de revisión	36
3.1.5.2.	Conexiones domiciliarias.....	38
3.2.	Parámetros, criterios y caudales de diseño para alcantarillado pluvial.....	39
3.2.1.	Parámetros de diseño.....	39
3.2.1.1.	Período de diseño.....	39
3.2.1.2.	Período de retorno (T).....	39
3.2.1.3.	Intensidad de lluvia.....	40
3.2.1.4.	Tiempo de concentración inicial (t_{ini})	41
3.2.1.5.	Áreas de aporte	42
3.2.2.	Criterios de diseño.....	42
3.2.2.1.	Velocidad (mínima y máxima)	42
3.2.2.2.	Pendiente.....	43
3.2.2.3.	Diámetro	43
3.2.2.4.	Profundidad.....	43
3.2.3.	Caudal de diseño	43
3.2.3.1.	Caudal de diseño.....	43
3.2.3.2.	Coefficiente de escorrentía (C).....	44
3.2.4.	Obras complementarias.....	45
3.2.4.1.	Pozos de revisión	45
3.2.4.2.	Sumideros	46
3.2.4.3.	Conexiones domiciliarias.....	46
3.2.4.4.	Descargas	47

CAPÍTULO IV: DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO, PLUVIAL, SANITARIO, PLANTA DE TRATAMIENTO Y ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL 49

4.1.	Diseño del sistema de alcantarillado pluvial	49
4.1.1.	Descripción de la red.....	49
4.1.2.	Cálculos hidráulicos del alcantarillado pluvial	49
4.1.2.1.	Datos hidráulicos	49
4.1.3.	Cálculo del coeficiente de escorrentía ponderado ($C_{ponderado}$).....	50
4.1.4.	Tiempo de concentración inicial (t_{ini}).....	50
4.1.5.	Período de retorno (T).....	51
4.1.6.	Intensidad de lluvia	51
4.1.7.	Caudal de aguas lluvias (Q'').....	52
4.1.8.	Cálculo de la velocidad y caudal de la tubería	52
4.1.9.	Cálculo de la pendiente del terreno y de la tubería	52
4.1.10.	Profundidad de la tubería y de los pozos de revisión.....	53
4.1.11.	Cálculo de las relaciones $Q''_{acumulado}/Q''$, d/D , v/V , v_{real}	53
4.1.12.	Estructura de descarga.....	54
4.2.	Diseño del sistema de alcantarillado sanitario	55
4.2.1.	Descripción de la red.....	55
4.2.2.	Cálculos hidráulicos del alcantarillado sanitario	56
4.2.2.1.	Datos hidráulicos	56
4.2.3.	Cálculo de la población futura de diseño	57
4.2.3.	Cálculo de la densidad	57
4.2.4.	Cálculo de la población parcial y acumulada para cada tubería	58
4.2.5.	Caudal de aguas residuales domésticas (Q_d)	58
4.2.6.	Caudal de aguas residuales industriales (Q_i).....	59
4.2.7.	Caudal de aguas residuales comerciales (Q_c)	59
4.2.8.	Caudal de aguas residuales institucionales (Q_{inst}).....	59
4.2.9.	Caudal Medio Diario (Q_{md}).....	59
4.2.10.	Caudal máximo horario ($Q_{max. h}$).....	60
4.2.11.	Caudal de infiltración (Q_{inf}).....	60

4.2.12.	Caudal de aguas ilícitas (Qili)	60
4.2.13.	Caudal de diseño (QD)	60
4.2.14.	Cálculo de la velocidad y caudal de la tubería	61
4.2.15.	Cálculo de la pendiente del terreno y de la tubería	61
4.2.16.	Profundidad de la tubería y de los pozos de revisión	62
4.2.17.	Cálculo de las relaciones QD (utilizar)/Q, d/D, v/V, v real	62
4.3.	Parámetros y diseño de la planta de tratamiento de aguas servidas	63
4.3.1.	Aguas residuales	63
4.3.2.	Sistema de tratamiento o depuración	63
4.3.3.	Rejilla	63
4.3.4.	Diseño de la rejilla	64
4.3.5.	Tratamiento primario	66
4.3.6.	Fosa séptica	66
4.3.7.	Diseño de la fosa séptica	67
4.3.8.	Tratamiento secundario	70
4.3.9.	Tratamiento biológico	71
4.3.10.	Humedales	71
4.3.10.1.	Características físicas	71
4.3.10.2.	Características químicas	72
4.3.10.3.	Características biológicas	75
4.3.10.4.	Caracterización de las aguas residuales	77
4.3.11.	Diseño del humedal subsuperficial	79
4.4.	Estudio de impacto ambiental	84
CAPÍTULO V: ESTUDIO ECONÓMICO		85
5.1.	Análisis de precios unitarios	85
5.2.	Presupuesto	85
5.3.	Especificaciones técnicas	85

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	86
BIBLIOGRAFÍA	88
ANEXOS	

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1.1: División política de Limón Indanza.	4
Figura 2.2.1: Energía y conectividad: Jerarquía vial del cantón Limón Indanza.....	5
Figura 2.3.1: Topografía de la comunidad Metzankim.....	6
Figura 2.4.1: Tipos de Clima.	7
Figura 2.5.1: Isoyetas.	8
Figura 2.6.1: Población.	9
Figura 2.7.1: Abastecimiento de agua en el Sector urbano de la comunidad Metzankin.	10
Figura 2.7.2: Tipo de agua que utiliza el sector urbano.	10
Figura 2.7.3: Evacuación de aguas servidas.....	11
Figura 2.7.4: Evacuación de aguas lluvias.	11
Figura 2.7.5: Tipo de vía en el sector urbano.....	12
Figura 2.7.6: Energía eléctrica en el sector urbano.....	12
Figura 2.7.7: Recolección de basura en el sector urbano.	13
Figura 3.1.1: Forma geométrica del trazado de las áreas tributarias.....	20
Figura 3.1.2: Flujo de agua a sección parcialmente llena.	25
Figura 3.1.3: Esquema de pozo de salto.....	38
Figura 4.3. 1: Esquema de una fosa séptica.	67

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1.1: Tasa de crecimiento poblacional.....	19
Tabla 3.1.2: Velocidades máximas y coeficientes de rugosidad recomendados.....	22
Tabla 3.1.3: Relaciones para coeficientes de rugosidad constantes.....	27
Tabla 3.1.4: Relaciones para coeficientes de rugosidad constantes y variables.	28
Tabla 3.1.5: Dotaciones de agua para los diferentes niveles de servicios.....	32
Tabla 3.1.6: Niveles de servicio para sistemas de abastecimiento de agua, disposición de excretas y residuos líquidos.	32
Tabla 3.1.7: Caudal de aguas institucionales (Qinst.).....	34
Tabla 3.1.8: Distancia máxima entre pozos de revisión.....	37
Tabla 3.1.9: Diámetros recomendados de pozos de revisión.	37
Tabla 3.2.1: Períodos de retorno establecidos en función de las áreas de aporte.	39
Tabla 3.2.2: Ecuaciones de Intensidades de Lluvia Zona 23.	40
Tabla 3.2.3: Valores adoptados para los factores de relación con los tiempos de concentración inicial de la escorrentía.	41
Tabla 3.2.4: Coeficiente de escorrentía (C) según tipo de superficie.	44
Tabla 3.2.5: factores f _{ac}	48
Tabla 4.1.1: Datos hidráulicos considerados para el diseño.	49
Tabla 4.1.2: Cálculo de C _{ponderado}	50

Tabla 4.1.3: Ecuaciones de Intensidades de Lluvia Zona 23.	51
Tabla 4.1.4: Cálculo de vertedero de descarga al este.	54
Tabla 4.1.5: Cálculo de vertedero de descarga al oeste.	55
Tabla 4.2.1: Datos hidráulicos considerados para el diseño.	56
Tabla 4.2.2: Cálculo de la población futura de diseño.....	57
Tabla 4.2.3: Cálculo de la densidad.	58
Tabla 4.3.1: Diseño hidráulico de la rejilla.	64
Tabla 4.3.2: Parámetros para el diseño de la fosa séptica.	67
Tabla 4.3.3: Dimensiones de la fosa séptica.	70
Tabla 4.3.4: Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce.	75
Tabla 4.3.5: Resultado de análisis de la Muestra 1: Agua residual comunidad Metzankin	77
Tabla 4.3.6: Resultado de análisis de la Muestra 2: Agua residual comunidad aledaña.	78
Tabla 4.3.7: Concentraciones típicas de aguas residuales domésticas.....	78
Tabla 4.3.8: Datos utilizados para el diseño del humedal subsuperficial.	79

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Encuestas socioeconómicas.

Anexo 2: Diseño del sistema de alcantarillado pluvial.

Anexo 3: Planos del sistema de alcantarillado pluvial.

Anexo 4: Diseño del sistema de alcantarillado sanitario.

Anexo 5: Planos del sistema de alcantarillado sanitario.

Anexo 6: Planos de pozos de revisión.

Anexo 7: Planos de planta de tratamiento.

Anexo 8: Estudio de impacto ambiental.

Anexo 9: Matriz de Leopold.

Anexo 10: Presupuesto y análisis de precios unitarios de alcantarillado pluvial.

Anexo 11: Presupuesto y análisis de precios unitarios de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento.

Anexo 12: Especificaciones técnicas.

DISEÑO DE ALCANTARILLADOS SANITARIO Y PLUVIAL Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, PARA LA COMUNIDAD METZANKIN DEL CANTÓN LIMÓN INDANZA, PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO

RESUMEN

La comunidad Metzankin, perteneciente al cantón Limón Indanza, al no contar con una infraestructura adecuada para la conducción y tratamiento de aguas residuales, causa problemas en la salud de los habitantes, para ello se ha visto necesario el estudio y diseño de un sistema de alcantarillado y una planta de tratamiento, con el fin de mejorar los servicios básicos de la comunidad, proteger el ecosistema y mejorar la calidad de vida; de igual manera para que el agua lluvia no se acumule, cause daños y molestias, se realizaron los estudios correspondientes y el diseño de un sistema de alcantarillado pluvial, con el objetivo de conducirlos a sitios más seguros para su vertido.

Palabras Clave: Sistema, alcantarillado, tratamiento, residuales, excretas, colectores, pozos.



Javier Fernández de Córdova Webster

Director de Tesis



Paúl Cornelio Cordero Díaz

Director de la Escuela



Nancy Lucía López Piña



Juan Carlos Juela Tello


Autores

**DESIGN OF SANITARY AND STORM SEWERS AND WASTEWATER
TREATMENT PLANT FOR *METZANKIN* COMMUNITY, LIMÓN INDANZA
CANTON, PROVINCE OF MORONA SANTIAGO**

ABSTRACT

The *Metzankin* community, which belongs to Limón Indanza canton, does not have an adequate infrastructure for transport and treatment of wastewater. This situation causes problems in the health of its inhabitants. Consequently, it was necessary to carry out a study and design of a sewage system and a treatment plant in order to enhance basic community services, protect the ecosystem and improve the quality of life of its people. In addition, specific studies and the design of a storm sewer to lead water to a safer place for disposal were carried out in order to solve the problem caused by rain water accumulation and the damage and inconveniences this produces.

Keywords: System, Sewage Treatment, Waste, Excreta, Collectors, Wells.


Javier Fernández de Córdova Webster
Thesis Director


Paúl Cornelio Cordero Díaz
School Director


Nancy Lucía López Piña


Juan Carlos Juela Tello

Authors



UNIVERSIDAD DEL
AZUAY
Dpto. Idiomas


Translated by,
Lic. Lourdes Crespo

Nancy Lucía López Piña

Juan Carlos Juela Tello

Trabajo de Graduación

Ing. Javier Fernández de Córdova Webster

Abril, 2016

**DISEÑO DE ALCANTARILLADOS SANITARIO Y PLUVIAL Y PLANTA DE
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, PARA LA COMUNIDAD
METZANKIM DEL CANTÓN LIMÓN INDANZA, PROVINCIA DE MORONA
SANTIAGO**

INTRODUCCIÓN

Un sistema de alcantarillado está destinado para recolectar y transportar las aguas servidas y lluvias de una población, la ausencia de este servicio, conlleva al estancamiento de las aguas debido a que no tiene una conducción adecuada generando problemas como: impactos ambientales, riesgos para su población de obtener enfermedades e infecciones; el destino final de las aguas servidas es la planta de tratamiento que por medio de procesos físicos, químicos y biológicos disminuyen la contaminación, las aguas lluvias se conduce a sitios más seguros para su vertido. Toda comunidad necesita este servicio básico para mejorar su calidad de vida y desarrollo, por lo que el municipio del cantón Limón Indanza, estableció que se realice el diseño de los alcantarillados sanitario y pluvial y planta de tratamiento de aguas residuales, para la comunidad Metzankin del cantón Limón Indanza, provincia de Morona Santiago.

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1. Alcance

- Se realizará el levantamiento de información: población, número de viviendas, uso de edificaciones del sector.
- Se definirá el trazado de las líneas de conducción de los sistemas de alcantarillados siguiendo las vías existentes.
- Se diseñará el sistema de alcantarillado sanitario, pluvial, la planta de tratamiento adecuada para la comunidad y estudio de impacto ambiental.
- Se realizarán especificaciones técnicas, análisis de precios unitarios y presupuesto.

1.2. Antecedentes

El Gobierno Municipal del Cantón Limón Indanza, preocupado por la dotación de servicios básicos a la población de la comunidad Metzankin, al presentar problemas de insalubridad por la falta de un adecuado e íntegro sistema de alcantarillado, por medio del convenio con la Universidad del Azuay, al ser requerido un proyecto de tesis para la obtención de título de Ingeniero Civil y Gerente de Construcciones, se asignó el tema “Diseño de alcantarillados sanitario y pluvial y planta de tratamiento de aguas residuales, para la comunidad Metzankin del cantón Limón Indanza, provincia de Morona Santiago.”

La comunidad en un 90 % está habitada por gente shuar y un 10 % por mestizos. La agricultura y la ganadería, son las principales labores de sus habitantes, generando ingresos económicos por medio de la venta de sus productos tales como yuca, plátano, pelma, chonta, leche y queso.

1.3. Justificación

Al carecer de una adecuada evacuación de las aguas servidas y lluvias es de primordial importancia contar con un sistema de alcantarillado que garantice un correcto funcionamiento. Los elevados riesgos por la falta de tratamiento de las aguas servidas, justifican los estudios y el diseño del proyecto; además de impactos en la salud y el medio ambiente, esta situación no permite el desarrollo del turismo en la comunidad, que se quiere fomentar por medio de sus atractivos naturales. El sistema de alcantarillado sanitario y la planta de tratamiento de aguas residuales se realizarán con el fin de mejorar los servicios básicos de la comunidad, proteger el ecosistema y mejorar la calidad de vida; el sistema de alcantarillado pluvial ayudará a que el agua no se acumule o cause daños y molestias, conduciéndola a sitios más seguros para su vertido.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

- Realizar el diseño del sistema de alcantarillado sanitario, pluvial y planta de tratamiento de aguas servidas para la comunidad de Metzankin, ubicado en el cantón Limón Indanza, destinada a la recolección, evacuación y tratamiento de aguas residuales.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Realizar el levantamiento de información: población, número de viviendas, uso de edificaciones.
- Calcular y diseñar el sistema de alcantarillado sanitario, pluvial y diseñar los elementos que conforman una planta de tratamiento de aguas residuales.
- Realizar el estudio de impacto ambiental.
- Realizar especificaciones técnicas, análisis de precios unitarios y presupuesto.

CAPÍTULO II

LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN

2.1. Ubicación geográfica

Los archivos del (Equipo Técnico PDOT. Limón Indanza, 2014, pág. 12), dice que la comunidad Metzankin, se encuentra ubicada en la parroquia Yunganza, cantón Limón Indanza, provincia de Morona Santiago, de acuerdo con los datos geográficos WGS84 tomados en el GPS se encuentra a 9687677 N, y 794375 E; limita al Norte con el cantón Santiago, al Este con la comunidad de Chiriap Pamas, al sur con la comunidad Mirador y al Oeste con el cantón Santiago, conforme se aprecia en la figura.



Figura 2.1.1: División política de Limón Indanza.

Fuente: (Equipo Técnico PDOT. Limón Indanza, 2014).

2.2. Vías de acceso

Según el (Equipo Técnico PDOT. Limón Indanza, 2014, pág. 183), la comunidad cuenta con una vía de acceso la cual es de primer orden. Se sigue la carretera Limón - Bella Unión, unos 20 Km de la parroquia General Leonidas Plaza Gutiérrez, que es la cabecera cantonal.

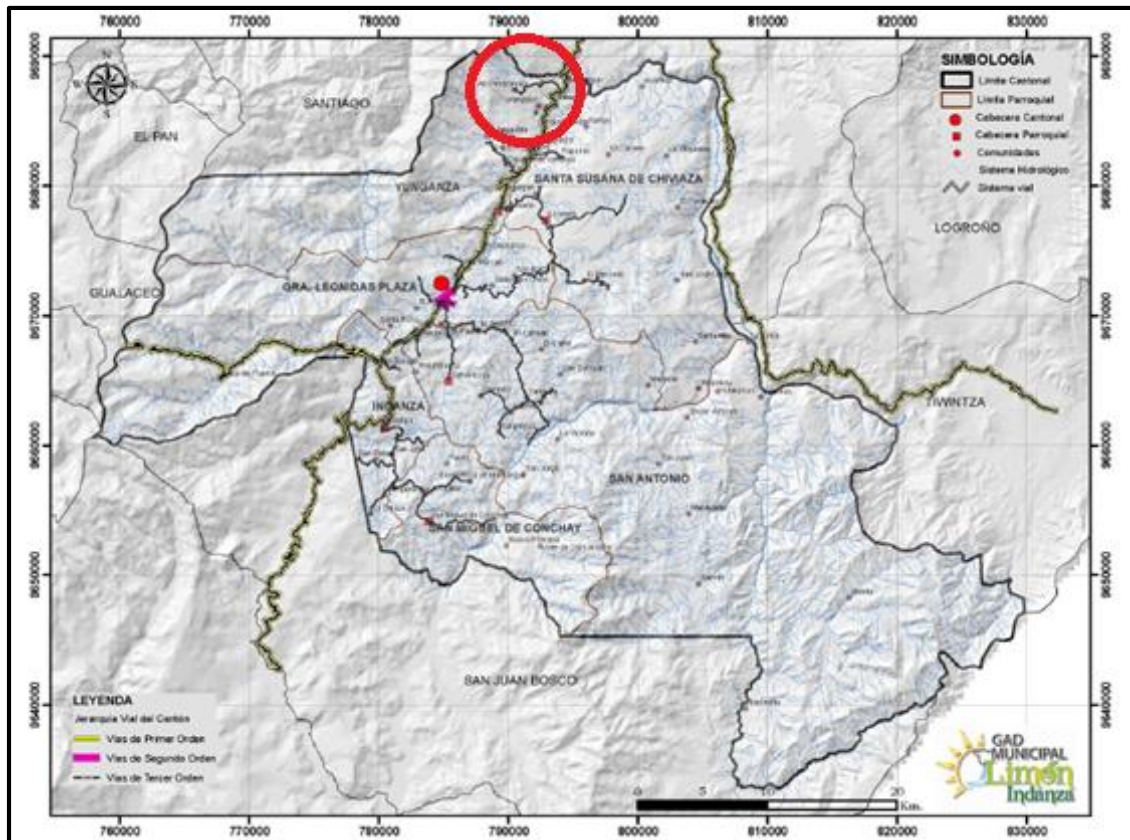


Figura 2.2.1: Energía y conectividad: Jerarquía vial del cantón Limón Indanza.

Fuente: (Equipo Técnico PDOT. Limón Indanza, 2014)

2.3. Topografía

La comunidad presenta pendientes moderadas, facilitando el diseño del sistema de alcantarillado sanitario y pluvial, debido a que la pendiente de los colectores es semejante a la pendiente natural del terreno.

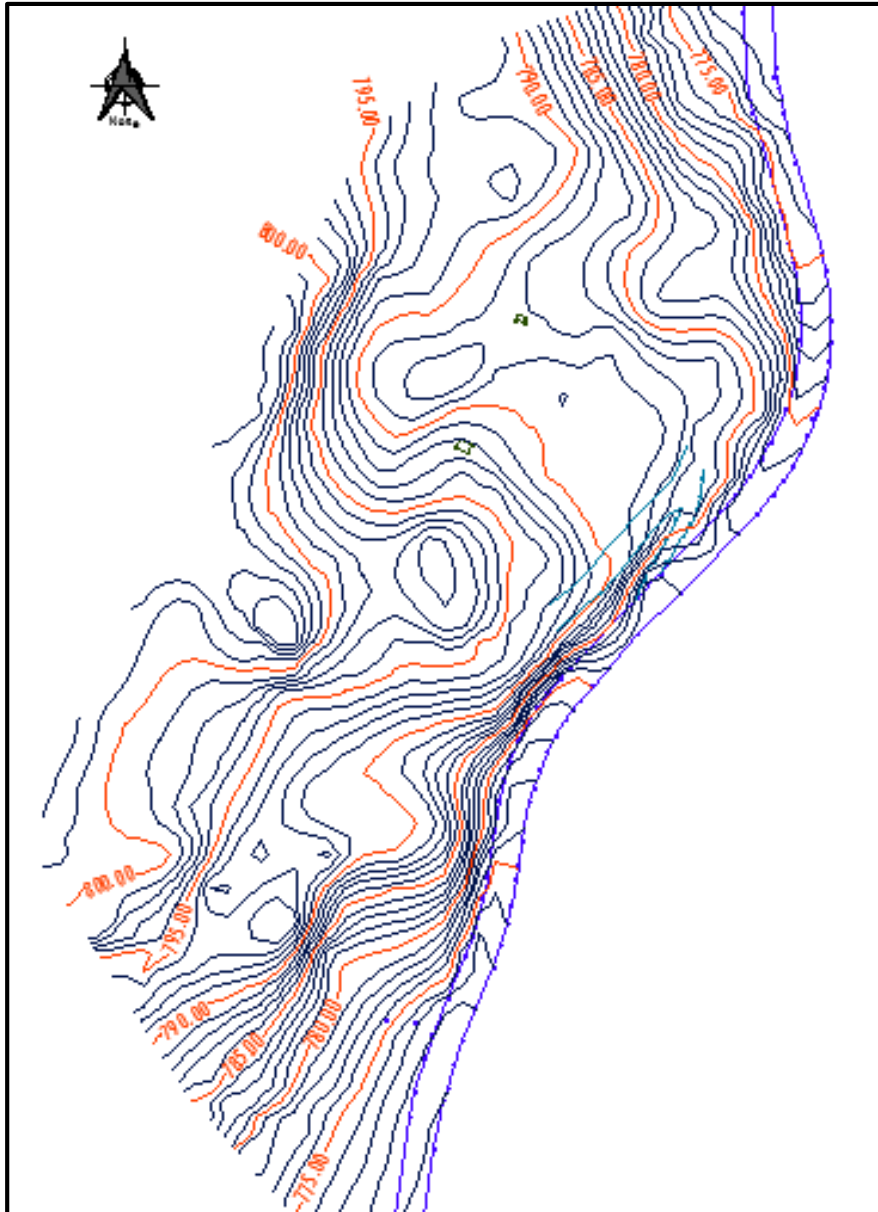


Figura 2.3.1: Topografía de la comunidad Metzankim

Fuente: (Equipo Técnico PDOT. Limón Indanza, 2014).

2.4. Clima

Información del (Equipo Técnico PDOT. Limón Indanza, 2014, pág. 30), indica que el clima existente en la zona de estudio es muy húmedo subtropical (m h st), la región se encuentra entre altitudes de 250 a 1800 m s.n.m. La temperatura media anual oscila entre 18 y 22,8 °C, recibiendo una precipitación promedio anual entre 2000 y 3000 milímetros. El número de meses ecológicamente secos varía entonces de 1 a 5, dentro de este período, el número de días fisiológicamente secos oscila entre 10 y 68.

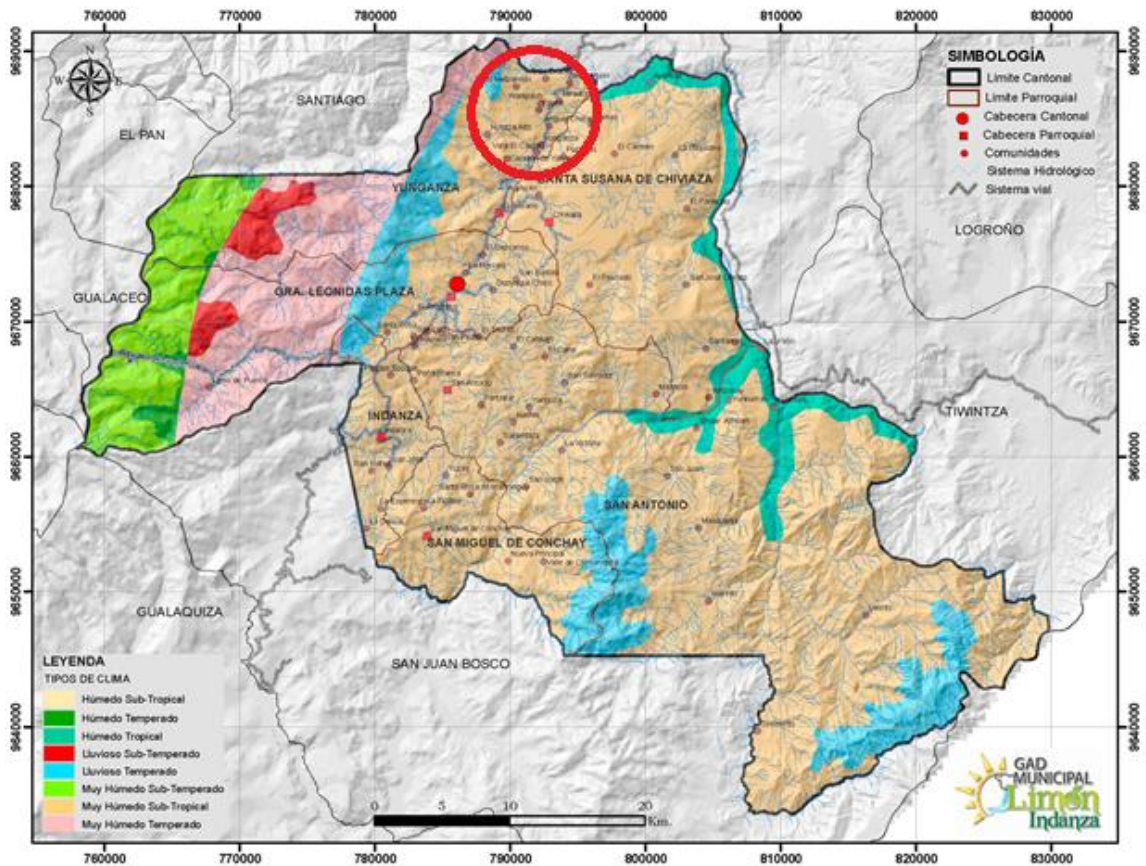


Figura 2.4.1: Tipos de Clima.

Fuente: (Equipo Técnico PDOT. Limón Indanza, 2014)

2.5. Precipitación

La precipitación que presenta la comunidad según archivos del (Equipo Técnico PDOT. Limón Indanza, 2014), son muy altas, las cuales están alrededor de 3000 mm.

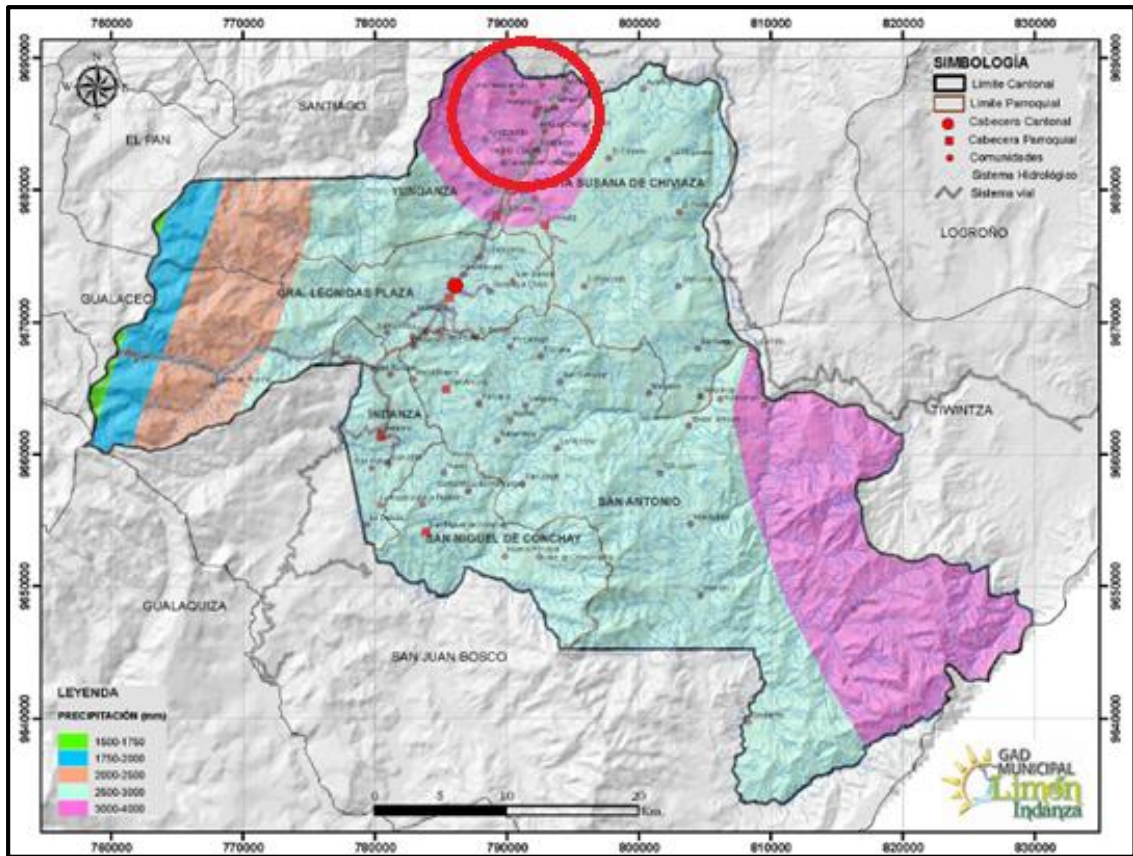


Figura 2.5.1: Isoyetas.

Fuente: (Equipo Técnico PDOT. Limón Indanza, 2014)

2.6. Aspectos socioeconómicos

Con el resultado de las encuestas ([Anexo 1](#)) realizadas en la comunidad Metzankin se pudo determinar que el número de habitantes es 93 personas que residen en el sector urbano.



Figura 2.6.1: Población.

Fuente: Autores.

Las principales fuentes de ingreso de la comunidad son la agricultura y ganadería; la comercialización del ganado de la comunidad se da en dos lugares, en la parroquia de General Plaza, y la más importante en la parroquia Indanza, en la primera se da un movimiento interno del ganado, es decir, en su mayoría el ganado sale de una finca y pasa a otra en el mismo cantón, en la feria de Indanza el ganado es comercializado a otras ciudades. El producto principal en la agricultura es el plátano, consumido por la población de General Plaza del cantón Limón Indanza. También existen varios productos de baja producción como son: papaya, limón, naranja, mandarina, guineo, oritos, yuca, papa china y chonta.

2.7. Descripción general

La comunidad en la cual se realiza el diseño de alcantarillados y planta de tratamiento de aguas servidas según el (Equipo Técnico PDOT. Limón Indanza, 2014), se encuentra en zonas subdesarrolladas, mismos que habitan en casas construidas en su mayoría de madera y bloque pomez. Los habitantes de la comunidad son de raza shuar el 90 % y mestiza el 10 %, su idioma es shuar y castellano, la población tiene educación primaria, secundaria y una mínima cantidad educación superior. El analfabetismo se puede observar en su gran mayoría en personas de edad avanzada. Para obtener información básica de la comunidad, se realizaron encuestas a los habitantes.

2.7.1. Estado sanitario actual

2.7.2. Agua

En las siguientes figuras se observan los resultados de las encuestas realizadas en la comunidad.



Figura 2.7.1: Abastecimiento de agua en el Sector urbano de la comunidad Metzankin.

Fuente: Autores.

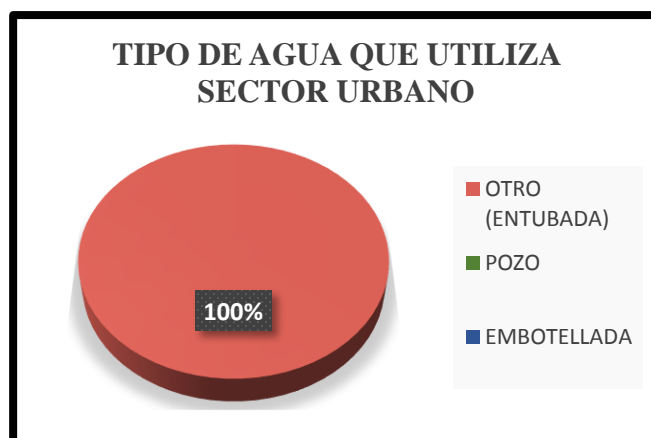


Figura 2.7.2: Tipo de agua que utiliza el sector urbano.

Fuente: Autores.

2.7.3. Evacuación de aguas servidas y lluvias

En lo referente a la evacuación de las aguas servidas y lluvias, la comunidad no posee un sistema de alcantarillado, las aguas servidas descargan de manera directa a las vertientes de agua, contaminando así aguas abajo y perjudicando a los habitantes. Las aguas lluvias no tienen ningún tipo de conducción, causando así deterioro en las calles debido a la escorrentía.



Figura 2.7.3: Evacuación de aguas servidas.

Fuente: Autores.

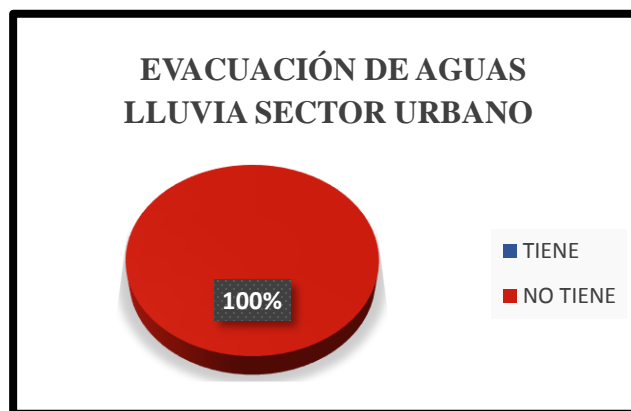


Figura 2.7.4: Evacuación de aguas lluvias.

Fuente: Autores.

2.7.4. Vialidad

El tipo de vía existente en la comunidad es lastrado, misma que el GAD Limón Indanza da el respectivo mantenimiento.

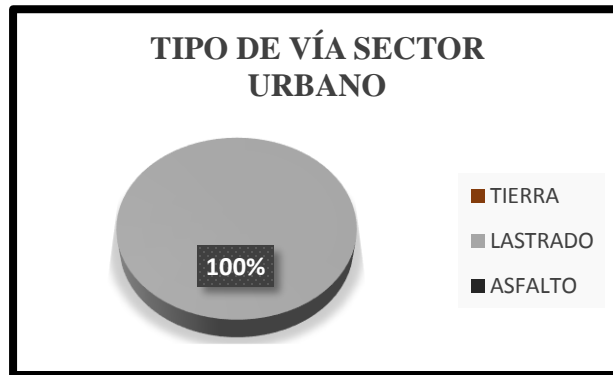


Figura 2.7.5: Tipo de vía en el sector urbano.

Fuente: Autores.

2.7.5. Energía Eléctrica

En cuanto a la energía eléctrica, el 82 % de la comunidad urbana tiene el servicio que brinda la Empresa Eléctrica Regional Centro Sur y el 18 % no cuenta con energía de ningún tipo, debido a que son casas que recién han terminado de construir.

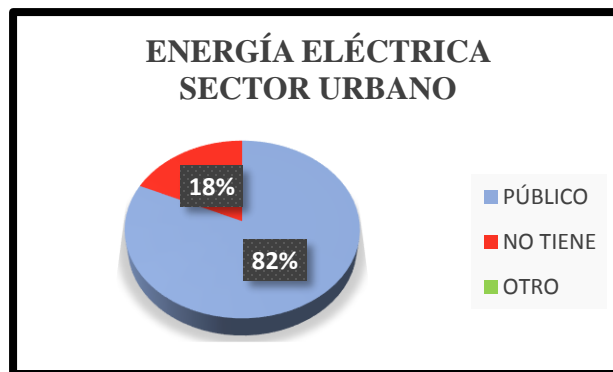


Figura 2.7.6: Energía eléctrica en el sector urbano.

Fuente: Autores.

2.7.6. Recolección de basura

La recolección y evacuación de los desechos sólidos se realiza mediante el servicio que presta el GAD Limón Indanza una vez por semana, luego son transportados al relleno sanitario del municipio.

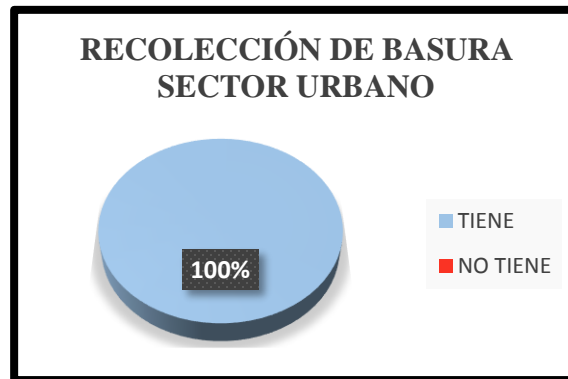


Figura 2.7.7: Recolección de basura en el sector urbano.

Fuente: Autores.

2.7.7. Salud

Los aspectos más importantes que se refieren a servicios de salud en la comunidad es el Seguro Social Campesino con Subcentro de Salud en la comunidad El Rosario y Subcentro de Salud en la comunidad Yunganza, las cuales pertenecen a la misma parroquia.

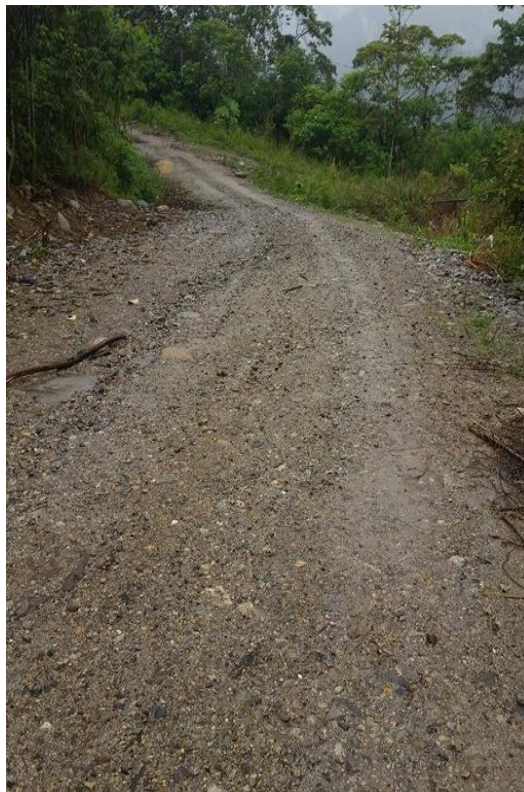
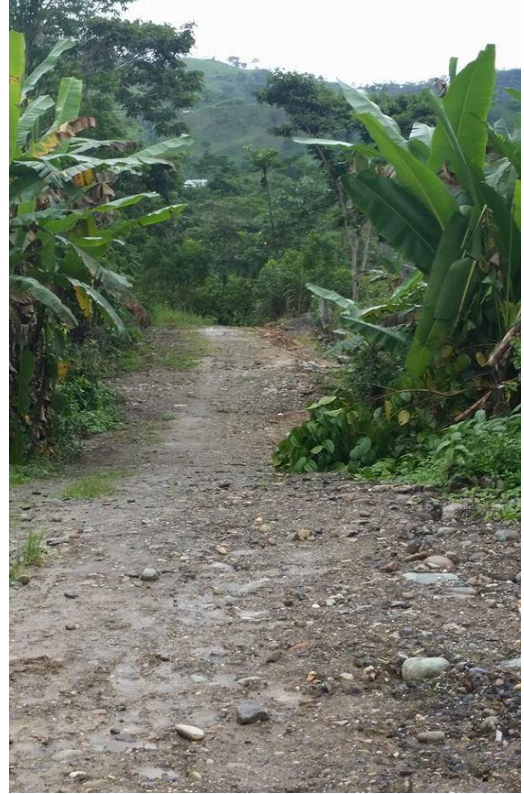
2.7.8. Servicios sanitarios existentes

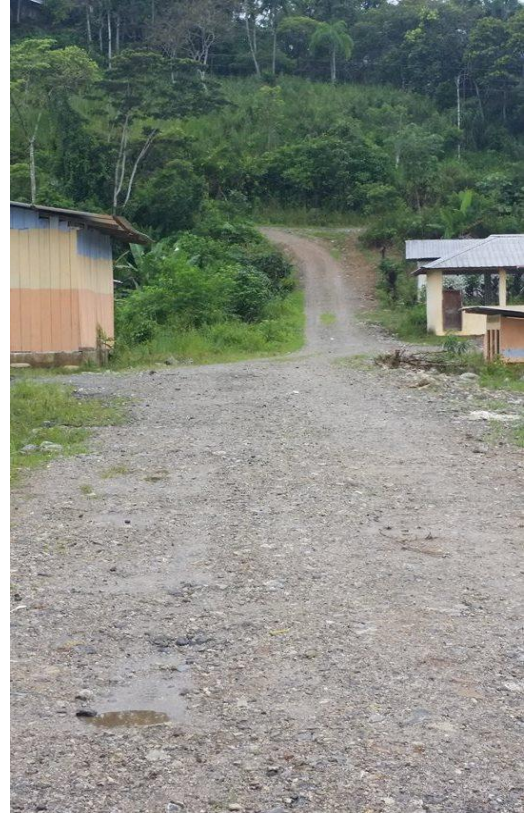
Como antes se mencionó, la comunidad no cuenta con sistema de alcantarillado por lo que la población se ve obligada a realizar de manera directa la descarga de aguas servidas a las vertientes naturales de agua, generando un peligro a la salud, no sólo a los residentes de la comunidad sino a poblaciones y ciudades cercanas, ya que la mayor parte de sus ingresos se obtienen de la venta de ganado y de productos que cultivan. Por tales razones

se vió necesario realizar el diseño del sistema de alcantarillado sanitario, pluvial y planta de tratamiento de aguas servidas para la comunidad. Se realizó un reconocimiento de la comunidad para ver en donde se emplazarán las líneas de conducción con su debida planta de tratamiento, viendo la factibilidad de colocar las líneas de conducción en las calles de la comunidad.

La planta de tratamiento de aguas servidas se ubicará a unos trescientos metros de la comunidad, siendo el único lugar apropiado para su colocación, debido a que otros sectores presentan hundimientos y deslizamientos de tierra. También en este lugar se dispone de un arroyo para el vertido del agua tratada.







CAPÍTULO III

PARÁMETROS, CRITERIOS Y CAUDALES DE DISEÑO PARA ALCANTARILLADOS SANITARIO Y PLUVIAL

3.1. Parámetros, criterios y caudales de diseño para alcantarillado sanitario

3.1.1. Parámetros de diseño

3.1.1.1. Población

Para el diseño de alcantarillados sanitarios convencionales o de cualquier tipo, es fundamental la determinación de la población beneficiaria y su distribución espacial. Se toman en cuenta la población actual, que es la población existente en el momento de los diseños de ingeniería y la población futura que es la población que va a contribuir para el diseño del alcantarillado, al final del periodo del proyecto. Para este caso se ha determinado mediante una encuesta socio-económica que se realizó a cada representante de familia, mediante la cual se obtuvo que la comunidad está formada por 93 habitantes, 23 estudiantes y 1 docente en la parte urbana.

(SSA y EX-IEOS, 1983), señala que para determinar la población futura se agregará un 15% de los estudiantes existentes en la comunidad a la población actual.

$$P_a = P_c + 0,15 * P_e \quad (\text{Ecu. 1})$$

Dónde:

P_a = Población actual (hab).

P_c = Población censada (hab).

P_e = Población estudiantil (hab).

El cálculo de la población futura se basa en el (INEN 5, 2000, pág. 18), que considera tres métodos conocidos: proyección aritmética, geométrica e incrementos exponenciales. Para este caso utilizaremos el método de proyección geométrica, ya que la comunidad posee una población menor a los 1000 habitantes.

$$P_f = P_a * (1 + r)^n \quad (\text{Ecu. 2})$$

Dónde:

P_f = Población futura o de diseño (hab).

P_a = Población actual (hab).

r = Tasa de crecimiento poblacional (%).

n = Período de diseño (años).

3.1.1.2. Tasa de crecimiento poblacional

Basándonos en el (INEN 5, 2000, pág. 18), se utilizará el índice “r” según la siguiente tabla:

Tabla 3.1.1: Tasa de crecimiento poblacional.

REGIÓN GEOGRÁFICA	r (%)
SIERRA	1
COSTA, ORIENTE, GALAPAGOS	1.5

Fuente: (INEN 5, 2000)

El índice de crecimiento (r) que se utilizará para la comunidad Metzankin según la región geográfica es del 1,5%.

3.1.1.3. Período de diseño

Se entiende por período de diseño, el número de años durante los cuales una obra determinada ha de prestar con eficiencia el servicio para el cual se diseñó. Si el período de diseño de un proyecto es corto, inicialmente la inversión requerida será menor, pero luego exigirá inversiones periódicas de acuerdo con el crecimiento de la población. De otra parte, la ejecución de un proyecto con un período de diseño mayor, requerirá mayor inversión inicial, pero luego no requerirá de nuevas inversiones por un buen tiempo. El (INEN 5, 2000, pág. 18), especifica que las obras civiles de los sistemas de agua potable o disposición de residuos líquidos, se diseñarán para un período de 20 años.

Con estos antecedentes y en consideración de las características de crecimiento de la población, situación socio-económica, materiales de las tuberías (PVC) y pozos de revisión (hormigón simple), entre otros factores, se considera un período de diseño de 20 años para el presente proyecto.

3.1.1.4. Densidad

Es el número de personas que habitan en una extensión de una hectárea. Esto va depender del estrato socioeconómico y el tamaño de la población, así como también de la agrupación de los habitantes en torno a las principales calles, topografía de la zona y división de la localidad.

$$Densidad = \frac{P_f}{A_p} * F \quad (Ecu. 3)$$

Dónde:

P_f = Población futura de diseño (hab).

A_p = Área del proyecto (Ha).

F = Factor de reducción.

3.1.1.5. Área de aporte

Para la delimitación de áreas se tomará en cuenta el trazado de colectores, para lo que se asignarán áreas proporcionales de acuerdo con las figuras geométricas que el trazado permite configurar, la unidad de medida será la hectárea.

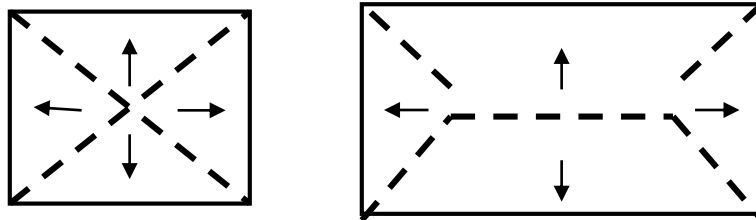


Figura 3.1.1: Forma geométrica del trazado de las áreas tributarias.

Fuente: Autores.

Las figuras presentadas, son adecuadas, pero no siempre es factible dar esta forma a todo el trazado de la red, ello dependerá de la topografía del terreno y de las características de las calles.

3.1.2. Criterios de diseño

3.1.2.1. Ecuación de Manning

Para el dimensionamiento de los colectores se efectuará empleando la ecuación de Manning.

$$Q = \frac{A^{5/3} * S_o^{1/2}}{n * P^{2/3}} \quad (\text{Ecu. 4})$$

Donde:

Q = Caudal conducido por el colector (m^3/s).

A = Área de la sección transversal mojada (m^2).

S_o = Pendiente geométrica del colector (m/m).

n = Coeficiente de rugosidad.

P = Perímetro mojado (m).

3.1.2.2. Velocidad (mínima y máxima) y coeficiente de rugosidad

(SSA y EX-IEOS, 1983), indica que en cualquier año del período de diseño la velocidad no puede ser menor que 0,45 m/s y que preferiblemente sea mayor que 0,6 m/s para tuberías que trabajan a sección llena, para impedir la acumulación de gas sulfhídrico en el líquido y para garantizar la auto limpieza de las redes del sistema de alcantarillado.

También dice que la velocidad máxima admisible en tuberías o colectores depende del material de fabricación. Se recomienda utilizar los valores que constan en la tabla 3.1.2.

Tabla 3.1.2: Velocidades máximas y coeficientes de rugosidad recomendados.

MATERIAL	VELOCIDAD MÁXIMA m/s	COEFICIENTE DE 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: (SSA y EX-IEOS, 1983)

(ETAPA, 2009), señala que en tuberías de plástico (PVC) la velocidad mínima es de 0,5 m/s, velocidad máxima es de 5 m/s pudiendo esta ampliarse de acuerdo con análisis de las tuberías y recomendaciones del fabricante hasta 9 m/s y coeficiente de rugosidad de 0,009. Para este proyecto se utilizará una velocidad mínima de 0,5 m/s considerando que el alcantarillado es un sistema que trabaja a gravedad, por lo tanto va a trabajar máximo a un 80% de su capacidad, brindando así una ventilación adecuada y permitiendo las conexiones domiciliarias. Y con respecto a la velocidad máxima se tomará el valor de 5 m/s con un coeficiente de rugosidad de 0,010, ya que el material a utilizarse es plástico (PVC).

3.1.2.3. Pendiente

La pendiente mínima de los colectores viene dada por la inclinación de la tubería con la cual se logre mantener la velocidad mínima del flujo de 0,5 m/s. El objeto de limitar los valores de pendiente es evitar, hasta donde sea posible, el azolve y la erosión de los colectores.

Las pendientes de los colectores deberán seguir, en la medida de las posibilidades, el perfil del terreno, con el objetivo de tener excavaciones mínimas, pero tomando en cuenta las restricciones de velocidad y las alturas mínimas, la ubicación y topografía de los lotes a los que se dará servicio. La pendiente máxima admisible será calculada para la velocidad máxima permisible.

3.1.2.4. Diámetro mínimo

(ETAPA, 2009), nos indica que el diámetro mínimo para colectores de alcantarillado sanitario es de 0,2 m y para conexiones domiciliarias de los sistemas sanitarios es de 0,1 m. y una pendiente mínima de 2%.

3.1.2.5. Profundidad (mínima y máxima)

(SSA y EX-IEOS, 1983), en el numeral 5.2.1.5 indica que las tuberías se diseñarán a profundidades que sean suficientes para recoger las aguas servidas o aguas lluvias de las casas más bajas a uno u otro lado de la calzada. Cuando la tubería deba soportar tránsito vehicular, para su seguridad se considerará un relleno mínimo de 1,2 m de alto sobre la clave del tubo.

3.1.3. Hidráulica de alcantarillas

3.1.3.1. Relación: Calado de agua / Diámetro de la tubería

(ETAPA, 2009), especifica que la hidráulica de los canales circulares muestran que la capacidad máxima se establece cuando el calado de agua alcanza una relación con respecto al diámetro de alrededor de 0,8.

3.1.3.2. Flujo de tuberías a sección llena

Para el cálculo se utiliza la fórmula de Manning relacionando la pendiente, diámetro caudal y velocidad para condiciones de flujo a sección llena.

Se utilizará la expresión:

$$Q = A * V \quad (\text{Ecu. 5})$$

Donde:

Q = Caudal tubería llena (m^3/s).

A = Área transversal. (m^2).

V = Velocidad de flujo (m/s).

Para el cálculo de la velocidad se utilizará la ecuación de Manning:

$$V = \frac{1}{n} * Rh^{\frac{2}{3}} * S_o^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ecu. 6})$$

Donde:

V = Velocidad de flujo (m/s).

n = Coeficiente de rugosidad (s/m).

Rh = Radio hidráulico (m).

S_o = Pendiente de gradiente hidráulico (m/m).

Para calcular el radio hidráulico se utilizará la expresión:

$$Rh = \frac{D}{4} \quad (\text{Ecu. 7})$$

Donde:

D = Diámetro de la tubería (m).

3.1.3.3. Flujo de tuberías parcialmente llena

El flujo normal en conductos circulares de alcantarillado es a sección parcialmente llena como podemos apreciar en la figura:

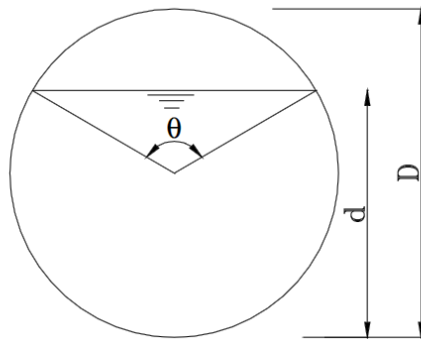


Figura 3.1.2: Flujo de agua a sección parcialmente llena.

Fuente: Autores.

Según (ETAPA, 2009), para los cálculos hidráulicos de diseño con una sección parcialmente llena con capacidad máxima del 80 % de la sección del tramo. Utilizando la figura 3.1.2 podemos establecer las relaciones hidráulicas para este tipo de secciones:

$$\frac{d}{D} = 0,80 \quad (\text{Ecu. 8})$$

Para ángulo central:

$$\theta = 2\arccos\left(1 - \frac{2 * d}{D}\right) \quad (\text{Ecu. 9})$$

Para el cálculo del radio hidráulico:

$$Rh = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 * \sin \theta^\circ}{2 * \pi * \theta^\circ}\right) \quad (\text{Ecu. 10})$$

Para la velocidad:

$$V = \frac{0,397 * D^{\frac{2}{3}}}{n} \left(1 - \frac{360 * \sin \theta}{2 * \pi * \theta^\circ}\right) * S^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ecu. 11})$$

Para el cálculo del caudal:

$$q = \frac{D^{\frac{8}{3}}}{7257,15 * n(2 * \pi * \theta^\circ)^{\frac{2}{3}}} (2 * \pi * \theta^\circ - 360 * \sin \theta^\circ) * S^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ecu. 12})$$

Entonces las relaciones quedan establecidas de la siguiente forma:

$$\frac{v}{V} = \left(1 - \frac{360 * \sin \theta^\circ}{2 * \pi * \theta^\circ}\right)^{\frac{2}{3}} \quad (\text{Ecu. 13})$$

$$\frac{q}{Q} = \left(\frac{\theta^\circ}{360} - \frac{\sin \theta^\circ}{2 * \pi * \theta^\circ}\right) * \left(1 - \frac{360 * \sin \theta^\circ}{2 * \pi * \theta^\circ}\right)^{\frac{2}{3}} \quad (\text{Ecu. 14})$$

Para garantizar un diseño óptimo, es necesario tomar en cuenta estas relaciones correspondientes para coeficientes de rugosidad constante, sabiendo que el coeficiente de rugosidad es función directa del radio hidráulico.

Tabla 3.1.3: Relaciones para coeficientes de rugosidad constantes.

d / D	N / n
0,1	0,82
0,2	0,795
0,3	0,78
0,4	0,79
0,5	0,8
0,6	0,82
0,7	0,85
0,8	0,89
0,9	0,93
1	1

Fuente: (Gomez Gavilanes , 2006)

Si hacemos un gráfico de dispersión y por medio de una línea de tendencia polinómica obtenemos una ecuación de variación N/n en función de d/D, con estos datos obtendremos una mayor exactitud en las relaciones de v/V y q/Q, las mismas son las siguientes:

$$\frac{v}{V} = \frac{N}{n} * \frac{rh^{\frac{2}{3}}}{Rh} \quad (\text{Ecu. 15})$$

$$\frac{q}{Q} = \frac{N}{n} * \frac{a}{A} * \frac{rh^{\frac{2}{3}}}{Rh} \quad (\text{Ecu. 16})$$

Obteniendo valores de v/V y q/Q para n constante y para n variable, mostrados en la siguiente tabla:

Tabla 3.1.4: Relaciones para coeficientes de rugosidad constantes y variables.

d / D	n (constante)		N/n	n (variable)	
	v / V	q / Q		v / V	q / Q
0,00	0,000	0,000	0,889	0,000	0,000
0,01	0,089	0,000	0,879	0,078	0,000
0,02	0,141	0,001	0,870	0,122	0,001
0,03	0,184	0,002	0,862	0,158	0,001
0,04	0,222	0,003	0,854	0,190	0,003
0,05	0,257	0,005	0,847	0,218	0,004
0,06	0,289	0,007	0,841	0,243	0,006
0,07	0,319	0,010	0,835	0,267	0,008
0,08	0,348	0,013	0,830	0,289	0,011
0,09	0,375	0,017	0,825	0,309	0,014
0,10	0,401	0,021	0,820	0,329	0,017
0,11	0,426	0,025	0,816	0,348	0,021
0,12	0,450	0,031	0,813	0,366	0,025
0,13	0,473	0,036	0,809	0,383	0,029
0,14	0,495	0,042	0,806	0,399	0,034
0,15	0,517	0,049	0,803	0,415	0,039
0,16	0,538	0,056	0,801	0,431	0,044
0,17	0,558	0,063	0,799	0,445	0,050
0,18	0,577	0,071	0,796	0,460	0,056
0,19	0,597	0,079	0,795	0,474	0,063
0,20	0,615	0,088	0,793	0,488	0,069
0,21	0,633	0,097	0,791	0,501	0,076
0,22	0,651	0,106	0,790	0,514	0,084
0,23	0,668	0,116	0,789	0,527	0,092
0,24	0,684	0,126	0,788	0,539	0,100
0,25	0,701	0,137	0,787	0,551	0,108
0,26	0,717	0,148	0,786	0,563	0,116
0,27	0,732	0,159	0,785	0,575	0,125
0,28	0,747	0,171	0,785	0,586	0,134
0,29	0,762	0,183	0,785	0,598	0,144
0,30	0,776	0,196	0,784	0,609	0,154
0,31	0,790	0,209	0,784	0,619	0,164
0,32	0,804	0,222	0,784	0,630	0,174

0,33	0,817	0,235	0,784	0,641	0,184
0,34	0,830	0,249	0,784	0,651	0,195
0,35	0,843	0,263	0,784	0,661	0,206
0,36	0,855	0,277	0,785	0,671	0,218
0,37	0,868	0,292	0,785	0,681	0,229
0,38	0,879	0,307	0,785	0,691	0,241
0,39	0,891	0,322	0,786	0,700	0,253
0,40	0,902	0,337	0,787	0,710	0,265
0,41	0,913	0,353	0,788	0,719	0,278
0,42	0,924	0,368	0,789	0,728	0,290
0,43	0,934	0,384	0,790	0,738	0,303
0,44	0,944	0,400	0,791	0,747	0,316
0,45	0,954	0,417	0,792	0,756	0,330
0,46	0,964	0,433	0,793	0,765	0,343
0,47	0,973	0,450	0,795	0,773	0,357
0,48	0,983	0,466	0,796	0,782	0,371
0,49	0,991	0,483	0,798	0,791	0,385
0,50	1,000	0,500	0,799	0,799	0,400
0,51	1,008	0,517	0,801	0,808	0,414
0,52	1,016	0,534	0,803	0,816	0,429
0,53	1,024	0,551	0,805	0,825	0,444
0,54	1,032	0,568	0,807	0,833	0,459
0,55	1,039	0,586	0,809	0,841	0,474
0,56	1,046	0,603	0,812	0,849	0,489
0,57	1,053	0,620	0,814	0,857	0,505
0,58	1,060	0,637	0,816	0,865	0,520
0,59	1,066	0,655	0,819	0,873	0,536
0,60	1,072	0,672	0,822	0,881	0,552
0,61	1,078	0,689	0,824	0,889	0,568
0,62	1,084	0,706	0,827	0,896	0,584
0,63	1,089	0,723	0,830	0,904	0,600
0,64	1,094	0,740	0,833	0,911	0,616
0,65	1,099	0,756	0,836	0,919	0,632
0,66	1,104	0,773	0,839	0,926	0,648
0,67	1,108	0,789	0,842	0,933	0,664
0,68	1,112	0,806	0,845	0,940	0,681
0,69	1,116	0,821	0,848	0,947	0,697
0,70	1,120	0,837	0,851	0,953	0,713
0,71	1,123	0,853	0,855	0,960	0,729

0,72	1,126	0,868	0,858	0,966	0,745
0,73	1,129	0,883	0,861	0,972	0,761
0,74	1,131	0,898	0,865	0,979	0,776
0,75	1,133	0,912	0,869	0,984	0,792
0,76	1,135	0,926	0,872	0,990	0,807
0,77	1,137	0,939	0,876	0,996	0,823
0,78	1,138	0,953	0,880	1,001	0,838
0,79	1,139	0,965	0,883	1,006	0,853
0,80	1,140	0,977	0,887	1,011	0,867

Fuente: (Gomez Gavilanes , 2006)

3.1.4. Caudales de diseño

Caudal de diseño

Para determinar el caudal de diseño según el (INEN 5, 2000, pág. 26), se considerará el caudal de aguas residuales, un aporte de aguas ilícitas y un caudal de aguas de infiltración hacia los colectores. La red de recolección, se diseñará tramo por tramo, considerando el caudal de diseño acumulado para cada uno de ellos. (López Cualla, 2003, pág. 389), dice que el caudal de aguas residuales está compuesto por los siguientes aportes: aguas residuales domésticas, aguas residuales industriales, comerciales e institucionales, aguas de infiltración y conexiones erradas.

$$Q_D = Q_{max.h} + Q_{inf} + Q_{ili} \quad (\text{Ecu. 17})$$

Donde:

Q_D = Caudal de diseño.

$Q_{max.h}$ = Caudal máximo horario de aguas residuales domésticas.

Q_{inf} = Caudal de infiltración.

Q_{ili} = Caudal de aguas ilícitas o conexiones erradas.

3.1.4.1. Caudal de aguas residuales domésticas (Q_d)

(López Cualla, 2003), dice que el aporte a considerar es el caudal medio diario, el cual se define como la contribución durante un período de 24 horas, obtenida como el promedio durante un año. Cuando no se dispone de datos de aportes de aguas residuales se cuantifica este aporte con base en el consumo de agua potable obtenido del diseño del acueducto.

El aporte doméstico de aguas residuales está dada por la siguiente expresión:

$$Q_d = \frac{P_f * CR * D}{86400} \quad (\text{Ecu. 18})$$

En la que:

Q_d = Caudal de aguas residuales domésticas en lt/s.

P_f = Población futura.

CR = Coeficiente de retorno de agua potable.

D = Dotación media diaria por habitante (Lt/hab*día).

3.1.4.2. Coeficiente de retorno (CR)

Para determinar este coeficiente hay que tener en cuenta que no toda el agua que es consumida es devuelta al alcantarillado, debido a sus variados usos como riegos, lavado de pisos, preparación de alimentos y otros; fluctúa entre el 65 % y 85 %. (ETAPA, 2009), sugiere que el coeficiente de retorno adopte un valor del 80 %.

3.1.4.3. Dotación (D)

Es la cantidad de agua que necesita una persona para su consumo diario. Las dotaciones están dadas en la tabla.

Tabla 3.1.5: Dotaciones de agua para los diferentes niveles de servicios.

NIVEL DE SERVICIO	CLIMA FRÍO (L/hab*día)	CLIMA CÁLIDO (l/hab*día)
La	25	30
Lb	50	65
Lla	60	85
Llb	75	100

Fuente: (INEN 5, 2000)

Tabla 3.1.6: Niveles de servicio para sistemas de abastecimiento de agua, disposición de excretas y residuos líquidos.

NIVEL	SISTEMA	DESCRIPCIÓN
0	AP DE	Sistemas individuales. Diseñar de acuerdo a las disponibilidades técnicas, usos previstos de agua, referencias y capacidad económicas de usuarios.
La	AP DE	Grifos públicos. Letrinas sin arrastre de agua.
Lb	AP DE	Grifos públicos más unidades de agua para lavado de ropa y baño. Letrinas con o sin arrastre de agua.
Lla	AP DE	Conexiones domiciliarias, con un grifo por casa. Letrinas con o sin arrastre de agua.
Llb	AP DRL	Conexiones domiciliarias, con más de un grifo por casa. Sistema de alcantarillado sanitario.

Fuente: (INEN 5, 2000)

Simbología utilizada:

AP = Agua potable.

DE = Disposiciones de excretas.

DRL = Disposición de residuos líquidos.

El nivel de servicio correspondiente a la zona de estudio es 11b correspondiendo a un valor de dotación de 100 lt/ha*día debido a que el clima que posee la comunidad es cálido.

3.1.4.4. Caudal de aguas residuales industriales (Q_i)

Según (López Cualla, 2003), este caudal depende del tipo y tamaño de industria, varían con el grado de recirculación de aguas y los procesos de tratamiento. En consecuencia, los aportes de aguas residuales industriales Q_i deben ser determinados para cada caso en particular, con base en información de censos, encuestas y consumos industriales y estimativos de ampliaciones y consumos futuros.

En el desarrollo del levantamiento de datos de campo que se realizó mediante las encuestas socio-económicas en la comunidad de Metzankin, se determinó que no existen consumos industriales por carecer de este tipo de empresas, por lo que no se tomarán en cuenta en el cálculo de las contribuciones de aguas residuales.

3.1.4.5. Caudal de aguas residuales comerciales (Q_c)

(López Cualla, 2003), indica que para zonas comerciales, el caudal de aguas residuales comerciales Q_c debe estar justificado con un estudio detallado, basado en consumos diarios por persona, densidades de población en estas áreas y coeficientes de retorno mayores que los de consumo doméstico. Para zonas mixtas comerciales y residenciales pueden ponderarse los caudales medios con base en la concentración comercial relativa a

la residencial, utilizando como base el valor entre 0.4 y 0.5 lit/s/Ha/com. En el presente estudio no se consideró este caudal comercial por no existir locales comerciales.

3.1.4.6. Caudal de aguas residuales institucionales (Q_{inst})

(López Cualla, 2003), dice que el consumo de agua de las diferentes instituciones varía de acuerdo con el tipo y tamaño de las mismas, dentro de las cuales pueden mencionarse escuelas, colegios, universidades, hospitales, hoteles, cárceles, etc. Los aportes de aguas residuales institucionales deben determinarse para cada caso en particular, con base en información de consumos registrados en la localidad de entidades similares. Sin embargo, para pequeñas instituciones ubicadas en zonas residenciales, los aportes de aguas residuales pueden estimarse a partir de los valores por unidad de área institucional, para lo cual se podría utilizar un valor entre 0.4 y 0.5 lit/s/Ha/Inst. Para la estimación de estos caudales en la comunidad de Metzankin se considera 0.45 lit/s/Ha/Inst., existe 1 instituciones escolar, con un área de 0,339 ha. A continuación la siguiente tabla:

Tabla 3.1.7: Caudal de aguas institucionales (Q_{inst} .)

Número de locales institucionales	Área Medida (Ha)	Contribución por local (lt/s/Ha/inst)	Caudal (lt/s)
1	0,339	0,45	0,153
		Q_{inst}	0.153

Fuente: Autores.

3.1.4.7. Caudal Medio Diario (Q_{md})

(López Cualla, 2003), expresa que el caudal medio diario de aguas residuales Q_{md} (Caudal medio diario) para un colector con un área de drenaje dada es la suma de los caudales domésticos, industriales, comerciales e institucionales.

$$Q_{md} = Q_d + Q_i + Q_c + Q_{inst} \quad (\text{Ecu. 19})$$

3.1.4.8. Caudal máximo horario ($Q_{max.h}$)

Resulta del producto del Q_{md} por un factor de mayoración M .

$$Q_{max.h} = Q_{md} * M \quad (\text{Ecu. 20})$$

(ETAPA, 2009), especifica que en cualquier caso especialmente en los tramos de cabecera, se adoptará un caudal mínimo de diseño recomendado en la bibliografía técnica de 2,2 lt/s, correspondiente al que se produce por la descarga de los inodoros.

$$Q_{max.h} \geq 2,2 \text{ lt/s} \quad (\text{Ecu. 21})$$

3.1.4.9. Factor de mayoración (M)

Se toma en cuenta como medida de seguridad por la razón de que en el día hay un mayor consumo de agua en ciertas horas, generalmente en la mañana, medio día y las primeras horas de la noche, generando una mayor descarga a la red de alcantarillado. Para caudales menores a 4 lt/s (ETAPA, 2009), propone que se utilice un valor de 4 y para caudales mayores a 4 lt/s se determine mediante la fórmula de Hammond que es la siguiente:

$$M = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}} \quad (\text{Ecu. 22})$$

Donde:

P = Población futura (hab).

3.1.4.10. Caudal de infiltración (Q_{inf})

Es inevitable la penetración de las aguas subsuperficiales a las redes de sistemas de alcantarillado sanitario, principalmente freáticas, éstas se dan entre tramos, por lo que es necesario tener en cuenta para el diseño un caudal de infiltración, el que se introduce a las redes, a través de uniones de tuberías, de fisuras en el tubo y en la unión con las estructuras de conexión como los pozos de inspección, etc.

Según (ETAPA, 2009), el caudal de infiltración varía según el tipo de material a utilizar, los colectores de hormigón permiten más infiltración que el PVC, por esta razón para el diseño consideraremos la condición más desfavorable $0.1 \text{ lt}/(\text{s} \cdot \text{km})$ para aquellos que estén sobre el nivel freático y $0.2 \text{ lt}/(\text{s} \cdot \text{km})$ para aquellos que estén ubicados debajo del nivel freático.

3.1.4.11. Caudal de aguas ilícitas (Q_{ili})

Según (López Cualla, 2003), provienen de las conexiones que equivocadamente se hacen de las aguas lluvias domiciliarias y conexiones clandestinas. (ETAPA, 2009), nos sugiere que se tome un valor de $80 \text{ lt}/\text{hab} \cdot \text{día}$.

3.1.5. Obras complementarias

3.1.5.1. Pozos de revisión

Es una estructura que se construye con hormigón simple u hormigón armado y que permiten el acceso desde la calle al interior de un sistema de alcantarillado. Según (SSA y EX-IEOS, 1983), los pozos de revisión se colocaron en el inicio de tramos de cabecera, en los cambios de pendiente, cambios de dirección y en la confluencia de los colectores.

Los pozos se construirán de hormigón simple con una resistencia a la compresión de 210 kg/cm², encofrados y fundidos en sitio o prefabricados, lo que permitirá una hermeticidad total. La distancia máxima de los pozos de revisión depende del diámetro de la tubería que los conecta.

Tabla 3.1.8: Distancia máxima entre pozos de revisión.

DIÁMETRO DE LA TUBERÍA (mm)	DIST. MÁXIMA ENTRE POZOS (m)
Menor a 350	100
400 – 800	150
Mayor a 800	200

Fuente: (SSA y EX-IEOS, 1983)

La abertura superior del pozo será como mínimo 0,6 m, el cambio de diámetro desde el cuerpo del pozo hasta la superficie se lo realizará utilizando un tronco de cono excéntrico, para facilitar el descenso al interior del pozo y el diámetro del cuerpo del pozo estará en función del diámetro de la máxima tubería conectado al mismo.

Tabla 3.1.9: Diámetros recomendados de pozos de revisión.

Diámetro de la tubería (mm)	Diámetro del pozo (m)
Menor o igual a 550	0,9
600 – 800	1,20
Mayor a 800	Diseño especial

Fuente: (SSA y EX-IEOS, 1983)

(ETAPA, 2009), especifica que el brocal y la tapa son estructuras prefabricadas de hormigón armado $f'(c) = 300 \text{ kg/cm}^2$ que se colocan sobre el cono del pozo, el brocal para proporcionar a la tapa un espacio adecuado y confinado. El diámetro mínimo de las tapas será de 0,7 m. Por otro lado, existen otro tipo de pozos, llamados “pozos de salto”, (Méndez Flores, 2011, pág. 61) sugiere que se utilicen cuando la cota de la tubería de llegada con respecto al fondo del pozo es mayor a 0,9 m, estos pozos son colocados para evitar la erosión y facilitar la inspección del personal de mantenimiento.

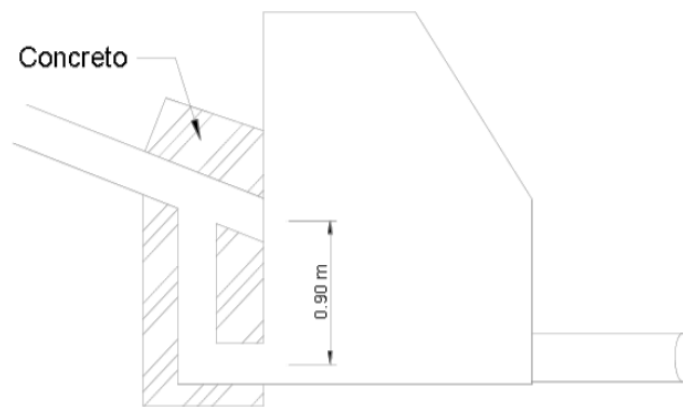


Figura 3.1.3: Esquema de pozo de salto.

Fuente: (Méndez Flores, 2011, pág. 61)

3.1.5.2. Conexiones domiciliarias

Una conexión domiciliaría, es una unidad que permite evacuar las aguas servidas desde las viviendas hacia la red de alcantarillado público. (SSA y EX-IEOS, 1983), dice que el diámetro mínimo de la tubería para conexiones domiciliarias de aguas servidas es de 100 mm con una pendiente mínima del 1 %. El pozo de revisión domiciliaria se construirá con tubería de 500 mm en hormigón simple y su profundidad será la necesaria para cada caso.

(ETAPA, 2009), especifica que el pozo de revisión de vereda, que puede ser del tipo Till, conforme al plano de detalle, con un diámetro interior de 300 mm y una tapa de vereda de 400 mm, recomendadas en las de infraestructura vial. Las calzadas y veredas estarán a nivel de pavimento definitivo. La tubería de conexión entre el pozo de revisión de vereda y la matriz, tendrá un diámetro mínimo de 200 mm, la mínima pendiente para el fondo de la tubería será del 2 %, el ángulo de empalme con la tubería matriz será agudo y no mayor a 60° en el sentido del flujo y la conexión se realizará sobre los $\frac{3}{4}$ del diámetro de la tubería matriz.

3.2. Parámetros, criterios y caudales de diseño para alcantarillado pluvial

3.2.1. Parámetros de diseño

3.2.1.1. Período de diseño

El periodo de diseño del alcantarillado pluvial será el mismo que se adoptó para el diseño del alcantarillado sanitario, el cual es de 20 años.

3.2.1.2. Período de retorno (T)

Con respecto al período de retorno, se adoptan los siguientes criterios establecidos en (ETAPA, 2009), los cuales están en función del área aportante. El área aportante de este proyecto es de 5 Ha:

Tabla 3.2.1: Períodos de retorno establecidos en función de las áreas de aporte.

Rangos de áreas aportantes (Ha)	Período de retorno (T) (años)
Menor a 3	3
3 – 10	5
Mayor a 10	10

Fuente: (ETAPA, 2009)

3.2.1.3. Intensidad de lluvia

El área de estudio se caracteriza por medio de los registros de la zona 23 (Sucúa), por ser la más cercana a la zona de estudio. Las ecuaciones de intensidad para esta estación son las siguientes:

$$\text{Si: } 5 \text{ min} < t < 23 \text{ min:} \quad I_{Tr} = 54.246 * I_{dtr} * t^{0.4596} \quad (\text{Ecu. 23})$$

$$\text{Si: } 23 \text{ min} < t < 1440 \text{ min:} \quad I_{Tr} = 89.858 * I_{dtr} * t^{-0.6234}$$

En donde:

I = Intensidad de precipitación, mm/h

t = duración de la lluvia, (min)

Tr = período de retorno, (años)

I_d , Tr = intensidades de lluvia para 24 horas, se determinan de las tablas incluidas en el mismo informe del ((INAMHI), 1999), (mm/h).

En las siguientes tablas se muestra las ecuaciones intensidad – duración – período de retorno para el área de estudio y las intensidades de precipitación respectivas:

Tabla 3.2.2: Ecuaciones de Intensidades de Lluvia Zona 23.

Período de retorno	Ecuaciones		Intensidades, 24 hr	
	(años)	5 min < t < 23 min		23 min < t < 1440 min
5		$I = 162.738 t^{-0.4596}$	$I = 269.574 t^{-0.6234}$	3.0
10		$I = 184.436 t^{-0.4596}$	$I = 305.517 t^{-0.6234}$	3.4
25		$I = 206.135 t^{-0.4596}$	$I = 341.460 t^{-0.6234}$	3.8
50		$I = 227.833 t^{-0.4596}$	$I = 377.404 t^{-0.6234}$	4.2
100		$I = 244.107 t^{-0.4596}$	$I = 404.361 t^{-0.6234}$	4.5

Fuente: ((INAMHI), 1999)

El valor de I_d se obtiene del mapa de isolíneas para un período de retorno de 5 años y una duración de lluvia de 12 min. Para el presente caso, $I_d = 3$ mm/hora que nos da una precipitación de 51.94 mm/h; este valor se ha tomado de la curva correspondiente a la zona de influencia en donde se realizará la obra.

3.2.1.4. Tiempo de concentración inicial (t_{ini})

(ETAPA, 2009), dice que este parámetro depende básicamente de factores como: la distancia que debe recorrer el escurrimiento superficial hasta llegar a los colectores, el declive del terreno y su tipo de cobertura promedio, caracterizado por el coeficiente de escorrentía. Los valores promedio adoptados para las variables indicadas y los respectivos tiempos de concentración iniciales, se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 3.2.3: Valores adoptados para los factores de relación con los tiempos de concentración inicial de la escorrentía.

Sector	Distancia de los aportes (m)	Gradiente media del terreno (%)	Coefficiente de escorrentía "C"	Tiempo de concentración (min)
Urbano	50	5 %	0,50	10
Cab. Parroquial	75	15 %	0,40	12
Rural	Igual a 150	10 %	0,28	15
	Menor a 150	10 %	0,28	20

Fuente: (ETAPA, 2009)

3.2.1.5. Áreas de aporte

El sistema de alcantarillado pluvial se diseña como sistema de alcantarillado sanitario, por áreas tributarias de aporte. Por lo tanto, se tomará en cuenta la misma forma de distribución de las áreas (**ver Figura 13**).

3.2.2. Criterios de diseño

3.2.2.1. Velocidad (mínima y máxima)

(SSA y EX-IEOS, 1983), dice que la velocidad mínima para alcantarillado pluvial será de 0,9 m/s, para caudal máximo instantáneo, en cualquier época del año, para evitar depósito de sedimentos y garantizar la acción auto limpieza de los colectores. La velocidad máxima puede ser mayor que las del alcantarillado sanitario, puesto que los caudales de diseño de alcantarillado pluvial ocurren con poca frecuencia (**ver Tabla 3.1.2**).

(ETAPA, 2009), señala que en tuberías de plástico (PVC) la velocidad mínima es de 0,5 m/s, velocidad máxima es de 5 m/s pudiendo esta ampliarse de acuerdo con análisis de las tuberías y recomendaciones del fabricante hasta 9 m/s y coeficiente de rugosidad de 0,009.

Para este proyecto se utilizará una velocidad mínima de 0,5 m/s considerando que el alcantarillado es un sistema que trabaja a gravedad, por lo tanto va a trabajar máximo a un 80% de su capacidad brindando así una ventilación adecuada y permitiendo las conexiones domiciliarias. Y con respecto a la velocidad máxima se tomará el valor de 5 m/s con un coeficiente de rugosidad de 0,010 ya que el material a utilizarse es plástico (PVC).

3.2.2.2. Pendiente

La pendiente mínima de los colectores viene dada por la inclinación de la tubería con la cual se logre mantener la velocidad mínima del flujo de 0,5 m/s. Las pendientes de los colectores deberán seguir, en la medida de las posibilidades, el perfil del terreno, con el objetivo de tener excavaciones mínimas, pero tomando en cuenta las restricciones de velocidad y las alturas mínimas, la ubicación y topografía de los lotes a los que se dará servicio. La pendiente máxima admisible será calculada para la velocidad máxima permisible.

3.2.2.3. Diámetro

(SSA y EX-IEOS, 1983), indica que el diámetro mínimo para colectores pluviales es de 250 mm y para conexiones domiciliarias de 150 mm con una pendiente mínima del 1 %. Para el presente proyecto se adoptará un diámetro mínimo para los colectores pluviales de 300 mm debido a las grandes precipitaciones que presenta la zona (**ver Figura 5**) y de 160 mm para las conexiones domiciliarias.

3.2.2.4. Profundidad

Se tomarán las mismas consideraciones del alcantarillado sanitario (**numeral 3.1.3.5.**).

3.2.3. Caudal de diseño

3.2.3.1. Caudal de diseño

Basándose en (SSA y EX-IEOS, 1983, pág. 295), se utilizará el Método Racional, el cual se aplica para áreas con una superficie inferior a 5 Km². En este caso se tiene un área de 0,05 Km². El caudal de escurrimiento se lo calculará mediante la fórmula:

$$Q'' = \frac{C_{ponderado} * i * A}{0,36} \quad (\text{Ecu. 24})$$

Donde:

Q_s = Caudal superficial (lt/s).

$C_{ponderado}$ = Coeficiente de escorrentía ponderado (adimensional).

i = Intensidad promedio de la lluvia (mm/h).

A = Área de drenaje (Ha).

3.2.3.2. Coeficiente de escorrentía (C)

Llamado también coeficiente de impermeabilidad, es adoptado en función de las escorrentías superficiales, infiltraciones, evaporación por efectos de temperatura, retención superficial, entre otras. El valor del coeficiente de escorrentía que se adopte puede ser obtenido de la tabla VIII.3 de (SSA y EX-IEOS, 1983, pág. 296).

Tabla 3.2.4: Coeficiente de escorrentía (C) según tipo de superficie.

TIPO DE SUPERFICIE DRENANTE	COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA (C)
Cubierta metálica o teja vidriada	0.95
Cubierta con teja ordinaria o impermeabilizada	0.90
Pavimentos asfálticos en buenas condiciones	0.85 - 0.90
Pavimentos de hormigón	0.80 - 0.85
Empedrados (juntas pequeñas)	0.75 - 0.80
Empedrados (juntas ordinarias)	0.40 - 0.50
Pavimentos de macadam	0.25 - 0.60
Superficies no pavimentadas	0.10 - 0.30
Parques y jardines	0.05 - 0.25

Fuente: (SSA y EX-IEOS, 1983)

Considerando los valores recomendados en la tabla y del análisis realizado al tipo de área a drenar en la comunidad y tomando en cuenta que el GAD de Limón Indanza tiene previsto asfaltar las calles del sector urbano, la existencia de áreas verdes y las casas con cubierta metálica, se adoptará como coeficiente de escurrimiento un valor de $C = 0.90$ para las áreas asfaltadas, 0,25 para las áreas verdes y 0,95 para la cubierta metálica.

Teniendo en cuenta los diferentes tipos de superficie que se encuentran en el lugar de estudio, el cálculo del coeficiente de escorrentía (C) se realizará con la siguiente fórmula.

$$C_{ponderado} = \frac{\Sigma(C_i * A_i)}{\Sigma A_i} \quad (\text{Ecu. 25})$$

Donde:

$C_{ponderado}$ = Coeficiente de escorrentía ponderado.

Σ = Sumatoria.

C_i = Valor del coeficiente de escorrentía para cada tipo de superficie a drenar.

A_i = Área en donde actúa cierto coeficiente de escorrentía.

3.2.4. Obras complementarias

3.2.4.1. Pozos de revisión

Los pozos de revisión para alcantarillado pluvial siguen las recomendaciones de (SSA y EX-IEOS, 1983), que ya se mencionaron anteriormente en el **numeral 3.1.5.1.**

3.2.4.2. Sumideros

(ETAPA, 2009), define que los sumideros son elementos para captar las aguas de escorrentía y evacuarlas al sistema de alcantarillado, se localizan en aquellos sitios de las calzadas, tales como: zonas bajas de acumulación, pasos peatonales, curvas cóncavas en las rasantes de las calles y acceso a puentes, están formados por las siguientes estructuras, que son: una caja de recolección, un pozo de revisión y la tubería de conexión hacia el sistema de alcantarillado.

Los sumideros estarán ubicados en los costados de la calle y conectados directamente a los pozos de revisión del alcantarillado. Los sumideros se conectarán a los sistemas de drenaje mediante tuberías de 200 mm con una pendiente no menor al 1,5 % ni mayor al 30 %.

Para efectos de mantenimiento los sumideros llevarán una rejilla movable que permita el ingreso de implementos de limpieza, además debe instalarse con bisagra para facilitar la movilidad. Los elementos como cercos, rejillas, ventanas, etc., deben colocarse perfectamente nivelados con respecto al adoquín, pavimento, bordillos y aceras.

3.2.4.3. Conexiones domiciliarias

Una conexión domiciliaría, es una unidad que permite evacuar las aguas pluviales desde las viviendas hacia la red de alcantarillado público. (SSA y EX-IEOS, 1983), dice que el diámetro mínimo de la tubería para conexiones domiciliarias de aguas servidas es de 150 mm con una pendiente mínima del 1 %. Esta conexión se inicia con una estructura, denominada caja de revisión, a la cual llegará la conexión intra domiciliaria. La sección mínima de la caja de revisión será de 0,6 * 0,6 m y su profundidad será la necesaria para cada caso.

Según (ETAPA, 2009), la tubería de conexión entre el pozo de revisión de vereda y la matriz, será de diámetro mínimo de 200 mm, y en cuanto a los pozos de revisión de vereda, pendiente, ángulo de empalme con la tubería matriz, toma en consideración las mismas especificaciones que se utilizan para las conexiones domiciliarias sanitarias antes mencionadas en el numeral 3.1.5.2.

3.2.4.4. Descargas

Las descargas se diseñarán de tal manera que no causen socavación en el sitio de salida de las aguas lluvias. (ETAPA, 2009), dice que las descargas a la fuente natural de agua se deben realizar con un ángulo no mayor a 60° y la salida debe estar protegida por un cabezal para evitar el deterioro de la tubería. Para determinar las dimensiones de la estructura de descarga aplicaremos las siguientes ecuaciones:

$$B = D = \sqrt{\frac{Q}{3,65}} \quad (\text{Ecu. 26})$$

$$V = \frac{Q}{B * D} \quad (\text{Ecu. 27})$$

$$F_R = \frac{V}{\sqrt{D * g}} \quad (\text{Ecu. 28})$$

$$W = f_{ac} * D \quad (\text{Ecu. 29})$$

$$L = \frac{4}{3} * W \quad (\text{Ecu. 30})$$

$$H = \frac{3}{4} * W \quad (\text{Ecu. 31})$$

$$a = \frac{W}{2} \quad (\text{Ecu. 32})$$

$$f = \frac{W}{6} \quad (\text{Ecu. 33})$$

$$e = \frac{W}{12} \quad (\text{Ecu. 34})$$

Tabla 3.2.5: factores f_{ac} .

F_R	f_{ac}
1	3
1,5	3,65
2	4,25
2,5	4,75
3	5,40
3,5	5,80
4	6,30
4,5	6,75
5	7,20

CAPÍTULO IV

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO, PLUVIAL, SANITARIO, PLANTA DE TRATAMIENTO Y ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

4.1. Diseño del sistema de alcantarillado pluvial

4.1.1. Descripción de la red

El objetivo fundamental del sistema de alcantarillado pluvial de la comunidad de Metzankin es recolectar aguas de escorrentía superficial y aguas provenientes del techo de las casas, se prohíbe la recolección de aguas servidas domésticas y excretas. La conducción de la red de alcantarillado será por las vías existentes, para luego ser llevadas a un lugar donde su vertido será más seguro. El diseño del alcantarillado pluvial se realizará teniendo en cuenta la existencia de dos cauces naturales existentes para su descarga, uno al Este y otro al Oeste de la comunidad.

4.1.2. Cálculos hidráulicos del alcantarillado pluvial

4.1.2.1. Datos hidráulicos

Tabla 4.1.1: Datos hidráulicos considerados para el diseño.

NUMERAL EN EL QUE SE ESPECIFICA	DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
3.4.1.2.	Área de aporte	5	Ha.
3.4.1.2.	Período de retorno	5	Años
3.4.1.4.	Tiempo de concentración inicial	12	min.
3.4.2.1.	Velocidad mínima	0,9	m/s
3.4.2.1.	Velocidad máxima	5	m/s
3.4.2.1.	Coefficiente de Manning	0,01	Para PVC
3.4.2.3.	Diámetro mínimo	300	Mm
3.4.2.4.	Profundidad mínima	1,2	m

Fuente: Autores.

4.1.3. Cálculo del coeficiente de escorrentía ponderado ($C_{ponderado}$)

Para determinar el $C_{ponderado}$ aplicamos la (Ecu. 25), donde considera los valores de escorrentía especificados en la tabla 3.2.4, en la cual se encuentran los valores del coeficiente de escorrentía para cada superficie a drenar.

$$C_{ponderado} = \frac{\sum(C_i * A_i)}{\sum A_i} \quad (Ecu. 25)$$

Tabla 4.1.2: Cálculo de $C_{ponderado}$.

DESCRIPCIÓN	C	A	C * A	A_{Total} (m ²)	$C_{ponderado}$
Cubierta metálica	0,95	3391	3221,45	50000	0,46
Asfalto	0,9	15023	13520,7		
Área verde	0,2	31586	6317,2		

Fuente: Autores.

4.1.4. Tiempo de concentración inicial (t_{ini})

El tiempo de t_{ini} depende principalmente del $C_{ponderado}$ y para determinar el t_{ini} vemos la tabla 3.2.3.

Para los tiempos de concentración siguientes aplicamos la siguiente ecuación:

$$t_j = t_i + \frac{L}{60 * v_{real}} \quad (Ecu. 35)$$

Donde:

t_j = Tiempo del tramo actual (min).

t_i = Tiempo del tramo anterior (min).

L = Longitud del tramo actual (m).

v_{real} = Velocidad del tramo anterior (m/s).

En los pozos donde se conectan dos o más tuberías como t_i se toma el de mayor magnitud.

4.1.5. Período de retorno (T)

Para determinar el T hay que tomar en cuenta el área en que se va a realizar el estudio, misma que se encuentra en el **numeral 3.2.1.2.**

4.1.6. Intensidad de lluvia

Para la intensidad de lluvia aplicamos la **(Ecu.23).**

$$\text{Si: } 5 \text{ min} < t < 23 \text{ min:} \quad I_{Tr} = 54.246 * I_{dtr} * t^{-0.4596} \quad (\text{Ecu. 23})$$

Tabla 4.1.3: Ecuaciones de Intensidades de Lluvia Zona 23.

Período de retorno (años)	Ecuaciones		Intensidades, 24 hr (mm)
	5 min < t < 23 min	23 min < t < 1440 min	
5	$I = 162.738 t^{-0.4596}$	$I = 269.574 t^{-0.6234}$	3.0
10	$I = 184.436 t^{-0.4596}$	$I = 305.517 t^{-0.6234}$	3.4
25	$I = 206.135 t^{-0.4596}$	$I = 341.460 t^{-0.6234}$	3.8
50	$I = 227.833 t^{-0.4596}$	$I = 377.404 t^{-0.6234}$	4.2
100	$I = 244.107 t^{-0.4596}$	$I = 404.361 t^{-0.6234}$	4.5

Fuente: ((INAMHI), 1999)

El valor de I_d se obtiene del mapa de isóneas para un período de retorno de 5 años y una duración de lluvia de 12 min. Para el presente caso, $I_d = 3 \text{ mm/hora}$ que nos da una precipitación de 51.94 mm/h ; este valor se ha tomado de la curva correspondiente a la zona de influencia en donde se realizara la obra.

4.1.7. Caudal de aguas lluvias (Q^n)

El Q^n se determina mediante la (Ecu.24).

$$Q^n = \frac{C_{ponderado} * i * A}{0,36} \quad (\text{Ecu.24})$$

G

4.1.8. Cálculo de la velocidad y caudal de la tubería

Tomando en cuenta el material a utilizarse en la tubería (**numeral 3.2.2.1.**), el diámetro de la tubería (**numeral 3.2.2.3.**) y la pendiente de la tubería (**numeral 3.2.2.2.**), podemos obtener la velocidad de circulación del agua expresada en m/s (Ecu. 6) y el caudal que transportaría la tubería expresado en lt/s .

$$V = \frac{1}{n} * Rh^{\frac{2}{3}} * S_o^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ecu. 6})$$

$$Rh = \frac{D}{4} \quad (\text{Ecu. 7})$$

$$Q = \frac{V * \pi * D^2}{4} * 1000 \quad (\text{Ecu. 36})$$

4.1.9. Cálculo de la pendiente del terreno y de la tubería

Para el cálculo de la pendiente del terreno $S_{o. Terreno}$ se utilizará la (Ecu. 37), la cual sirve de referencia para la pendiente de la tubería $S_{o. Tubería}$, la pendiente de la tubería puede variar siempre y cuando esté dentro de los parámetros que se anuncian en el **numeral 3.2.2.2.**

$$S_{o. Terreno} = \frac{Cota\ inicial - Cota\ final}{Longitud\ del\ tramo} \quad (\text{Ecu. 37})$$

Para la cota inicial y final se toma como referencia el tramo que se está analizando siendo la cota inicial donde empieza la tubería y la final donde termina.

4.1.10. Profundidad de la tubería y de los pozos de revisión

La profundidad de la tubería y de los pozos de revisión debe estar dentro de la mínima y la máxima como se indica en el **numeral 3.2.2.4.** y **numeral 3.2.4.1.** respectivamente. La profundidad de los pozos de cabecera se imponen cumpliendo con lo establecido en el **numeral 3.2.4.1.** y la profundidad final varía en función de la pendiente y longitud de la tubería, la profundidad final pasa a ser la inicial para tramos consecutivos.

$$h_{final} = cota\ fin. - ((cota\ ini. - h.\ ini.) - (long.*\ tan(S_o.\ Tuberia))) \quad (\text{Ecu. 38})$$

En algunos pozos se pueden dar saltos debido a que convergen varias tuberías al mismo pozo y no se puede llegar con todas a la misma profundidad debido al aumento de costos.

4.1.11. Cálculo de las relaciones $Q^{\text{acumulado}}/Q$, d/D , v/V , v real

Para la determinación de estas relaciones se emplearon ecuaciones que dan un valor muy similar al de la **Tabla 4:** Relaciones para coeficientes de rugosidad constantes y variables.

$$\frac{Q^{\text{acumulado}}}{Q} = A \quad (\text{Ecu. 39})$$

$$\frac{d}{D} = -3,683 * A^6 + 14,0631 * A^5 - 20,8398 * A^4 + 15,584 * A^3 - 6,402 * A^2 + 2,1009 * A + 0,0871 \quad (\text{Ecu.40})$$

$$\frac{v}{V} = -8,2002 * A^6 + 29,827 * A^5 - 43,494 * A^4 + 32,383 * A^3 - 13,221 * A^2 + 3,4484 * A + 0,2967 \quad (\text{Ecu.41})$$

$$v_{real} = \frac{v}{V} * V \quad (\text{Ecu. 42})$$

El diseño del sistema de alcantarillado pluvial está en el [Anexo 2](#).

4.1.12. Estructura de descarga

Las estructuras de descarga se determinaron según lo especificado en el numeral 3.2.4.4. utilizando las ecuaciones desde la 26 hasta la 34.

Tabla 4.1.4: Cálculo de vertedero de descarga al este.

Vertedero descarga al este			
qmax=	206,840	l/s	
B=D=	0,238	M	0,4
V=	1,293	m/s	
FR=	0,653	adi.	
Fac=	3,00	adi.	
W=	1,2	M	
L=	1,6	M	
H=	0,9	M	
a=	0,6	M	
f=	0,2	M	
e=	0,1	M	

Fuente: Autores.

Tabla 4.1.5: Cálculo de vertedero de descarga al oeste.

Vertedero descarga al oeste			
qmax=	117,595	l/s	
B=D=	0,179	M	0,4
V=	0,735	m/s	
FR=	0,371	adi.	
Fac=	3,00	adi.	
W=	1,2	M	
L=	1,6	M	
H=	0,9	M	
a=	0,6	M	
f=	0,2	M	
e=	0,1	M	

Fuente: Autores.

4.2. Diseño del sistema de alcantarillado sanitario

4.2.1. Descripción de la red

El sistema de alcantarillado sanitario de la comunidad de Metzankin, será diseñado para recolectar aguas que provienen de uso doméstico, por lo que el objetivo de este proyecto es fundamentalmente recolectar aguas servidas domésticas y de excretas, se prohíbe la recolección de aguas provenientes de industrias o fábricas.

La conducción de la red de alcantarillado será por las vías existentes, para luego ser llevadas a la planta de tratamiento.

4.2.2. Cálculos hidráulicos del alcantarillado sanitario

4.2.2.1. Datos hidráulicos

Luego de haber revisado la normativa correspondiente, para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario se tienen los siguientes datos hidráulicos:

Tabla 4.2.1: Datos hidráulicos considerados para el diseño.

NUMERAL EN EL QUE SE ESPECIFICA	DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
3.1.1.1	Población actual (P_a)	93 hab.+24 estud.	Hab.
3.1.1.2.	Índice de crecimiento (r)	1,5	%
3.1.1.3.	Período de diseño (n)	20	Años
3.1.4.2.	Coefficiente de retorno (CR)	80	%
3.1.4.3.	Dotación	100	lt/hab*día
3.1.2.1.	Coefficiente de Manning	0,01	Para PVC
3.1.2.1.	Velocidad mínima	0,5	m/s
3.1.2.1.	Velocidad máxima	9	m/s
3.1.3.4.	Diámetro mínimo	200	Mm
3.1.3.5.	Profundidad mínima	1,2	M
3.1.4.9.	Factor de mayoración	4	M

Fuente: Autores.

4.2.3. Cálculo de la población futura de diseño

Para el cálculo de la población futura se utilizará la **(Ecu. 2)**, la cual toma en cuenta la población actual (P_a), índice de crecimiento (r) y período de diseño (n). Para la población actual se utiliza la **(Ecu.1)** la que se encuentra directamente relacionada con la población censada (P_c) y la población estudiantil (P_e), para este estudio se ha tomado un 15 % de la población estudiantil.

$$P_a = P_c + 0,15 * P_e \quad (\text{Ecu. 1})$$

$$P_f = P_a * (1 + r)^n \quad (\text{Ecu. 2})$$

Tabla 4.2.2: Cálculo de la población futura de diseño

P_e (hab)	P_c (hab)	P_a (hab)	r (%)	n (años)	P_f (hab)
24	93	97	1,5	20	131

Fuente: Autores.

4.2.3. Cálculo de la densidad

Para obtener la densidad de la población se aplica la **(Ecu. 3)**, esta ecuación dice que la población futura (P_f) es inversamente proporcional al área del proyecto (A_p) por un factor de reducción (F).

$$\text{Densidad} = \frac{P_f}{A_p} * F \quad (\text{Ecu. 3})$$

Tabla 4.2.3: Cálculo de la densidad.

P_f (hab)	Área (Ha)	Factor de reducción	Densidad (hab/Ha)
131	4	0,8	27

Fuente: Autores.

4.2.4. Cálculo de la población parcial y acumulada para cada tubería

Una tubería está compuesta por una población parcial ($P_{parcial}$) y una población acumulada ($P_{acumulada}$). La ($P_{parcial}$) se obtiene de la multiplicación de la densidad por el área correspondiente a dicha tubería. De igual manera la ($P_{acumulada}$) se obtiene al multiplicar la densidad por la suma de las áreas de las tuberías sucesivas como se observa en las siguientes ecuaciones.

$$P_{parcial} = Densidad * A_{parcial} \quad (\text{Ecu. 43})$$

$$P_{acumulada} = Densidad * A_{acumulada} \quad (\text{Ecu. 44})$$

4.2.5. Caudal de aguas residuales domésticas (Q_d)

Para este caudal se ha utilizado la (Ecu. 18), la cual involucra a la población futura parcial o acumulada (P_f) por el coeficiente de retorno (CR) el cual es el 80 % para este estudio como se indica en el numeral 3.1.4.2. Y por la dotación (D) que es de $100 \frac{lt}{hab.*día}$ como se indica en el numeral 3.1.4.3. El valor de 86400 es para obtener el resultado de Q_d en $\frac{lt}{s}$, ya que la dotación se encuentra en $\frac{lt}{hab.*día}$.

$$Q_d = \frac{P_f * CR * D}{86400} \quad (\text{Ecu. 18})$$

4.2.6. Caudal de aguas residuales industriales (Q_i)

Para el presente estudio se consideró un $Q_i = 0 \frac{lt}{s}$ para todos los tramos, debido a que no existe industrias en el área de estudio.

4.2.7. Caudal de aguas residuales comerciales (Q_c)

De igual manera se consideró un $Q_c = 0 \frac{lt}{s}$ para todos los tramos porque no existen locales comerciales en el área de estudio.

4.2.8. Caudal de aguas residuales institucionales (Q_{inst})

Para la estimación del Q_{inst} se tomó en cuenta el número de instituciones, el área de cada institución y la contribución por cada institución que es de 0.45 lit/s/Ha/Inst . Como se indica en el **numeral 3.1.4.6.**

$$Q_{inst} = \#_{instituciones} * A_{institución} * contribución\ por\ institución \quad (\text{Ecu. 45})$$

4.2.9. Caudal Medio Diario (Q_{md})

Para el cálculo del Q_{md} de un colector con un área de drenaje dada se utiliza la (**Ecu. 19**) que es la suma de los caudales domésticos, industriales, comerciales e institucionales.

$$Q_{md} = Q_d + Q_i + Q_c + Q_{inst} \quad (\text{Ecu. 19})$$

4.2.10. Caudal máximo horario ($Q_{max.h}$)

Resulta del producto del Q_{md} por un factor de mayoración M como se indica en la (**Ecu. 20**), pero éste no puede ser menor que 2,2 lt/s como se expresa en la (**Ecu. 21**). El valor de M es de 4 como se indica en el **numeral 3.1.4.9**.

$$Q_{max.h} = Q_{md} * M \quad (\text{Ecu. 20})$$

$$Q_{max.h} \geq 2,2 \text{ lt/s} \quad (\text{Ecu. 21})$$

4.2.11. Caudal de infiltración (Q_{inf})

Para la determinación del Q_{inf} se toma la 1/1000 de la longitud de la tubería de cada tramo.

4.2.12. Caudal de aguas ilícitas (Q_{ili})

Se toma un valor de 80 lt/hab*día como se indica en el **numeral 3.1.4.11**. El Q_{ili} es igual al producto de 80 lt/hab*día por la población futura de cada tramo dividida para 86400 (**Ecu.**).

$$Q_{ili} = \frac{P_f * 80}{86400} \quad (\text{Ecu. 46})$$

4.2.13. Caudal de diseño (Q_D)

El Q_D está compuesto por la suma de los caudales máximo horario ($Q_{max.h}$), caudal de infiltración (Q_{inf}) y caudal de aguas ilícitas (Q_{ili}) como se indica en la (**Ecu. 17**).

$$Q_D = Q_{max.h} + Q_{inf} + Q_{ili} \quad (\text{Ecu. 17})$$

4.2.14. Cálculo de la velocidad y caudal de la tubería

Tomando en cuenta el material a utilizarse en la tubería (**numeral 3.1.2.1.**), el diámetro de la tubería (**numeral 3.1.3.4.**) y la pendiente de la tubería (**numeral 3.1.2.2.**), se puede obtener la velocidad de circulación del agua expresada en m/s (**Ecu. 6**) y el caudal que transportaría la tubería expresado en lt/s (**Ecu. 36**).

$$V = \frac{1}{n} * Rh^{\frac{2}{3}} * S_o^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ecu. 6})$$

$$Rh = \frac{D}{4} \quad (\text{Ecu. 7})$$

$$Q = \frac{V * \pi * D^2}{4} * 1000 \quad (\text{Ecu. 36})$$

4.2.15. Cálculo de la pendiente del terreno y de la tubería

Para el cálculo de la pendiente del terreno $S_{o. Terreno}$ utilizará la (**Ecu. 37**), la cual sirve de referencia para la pendiente de la tubería $S_{o. Tubería}$, la pendiente de la tubería puede variar siempre y cuando esté dentro de los parámetros que se anuncian en el **numeral 3.1.2.2.**

$$S_{o. Terreno} = \frac{Cota\ inicial - Cota\ final}{Longitud\ del\ tramo} \quad (\text{Ecu. 37})$$

Para la cota inicial y final se toma como referencia el tramo que se está analizando siendo la cota inicial donde empieza la tubería y la final donde termina.

4.2.16. Profundidad de la tubería y de los pozos de revisión

La profundidad de la tubería y de los pozos de revisión debe de estar dentro de la mínima y la máxima como se indica en el **numeral 3.1.3.5.** y **numeral 3.1.5.1.** respectivamente. La profundidad de los pozos de cabecera se impone cumpliendo con lo establecido en el **numeral 3.1.5.1.** y la profundidad final varía en función de la pendiente y longitud de la tubería, la profundidad final pasa a ser la inicial para tramos consecutivos:

$$h_{final} = cota\ fin. - ((cota\ ini. - h.\ ini.) - (long.*\ tan(S_o.\ Tubería))) \quad (\text{Ecu. 38})$$

En algunos pozos se pueden dar saltos, debido a que convergen varias tuberías al mismo pozo y no se puede llegar con todas a la misma profundidad, debido al aumento de costos al momento de la construcción.

4.2.17. Cálculo de las relaciones QD (utilizar)/Q, d/D, v/V, v real

Para la determinación de estas relaciones se empleó ecuaciones las cuales dan un valor muy similar al de la **Tabla 3.1.4:** Relaciones para coeficientes de rugosidad constantes y variables.

$$\frac{Q_{D_{utilizar}}}{Q} = A \quad (\text{Ecu. 39})$$

$$\frac{d}{D} = -3,683 * A^6 + 14,0631 * A^5 - 20,8398 * A^4 + 15,584 * A^3 - 6,402 * A^2 + 2,1009 * A + 0,0871 \quad (\text{Ecu.40})$$

$$\frac{v}{V} = -8,2002 * A^6 + 29,827 * A^5 - 43,494 * A^4 + 32,383 * A^3 - 13,221 * A^2 + 3,4484 * A + 0,2967 \quad (\text{Ecu.41})$$

$$v_{real} = \frac{v}{V} * V \quad (\text{Ecu. 42})$$

El diseño del sistema de alcantarillado sanitario está en el [Anexo 4.](#)

4.3. Parámetros y diseño de la planta de tratamiento de aguas servidas

4.3.1. Aguas residuales

Se define como aguas servidas que contienen desechos fecales, de orina y restos orgánicos por diversos usos en actividades domésticas, industriales y comunitarias que son recogidas por una red de alcantarillado que las conducirá hacia la planta de tratamiento con el objetivo de tratar las aguas para disminuir la contaminación a los efluentes de agua.

4.3.2. Sistema de tratamiento o depuración

El (INEN 5, 2000, pág. 28) define como el conjunto de obras encargadas de disminuir en los residuos líquidos domésticos la concentración de sustancias objetables, DBO5. Debe darse especial importancia a la eficiencia de remoción de microorganismos patógenos, sin necesidad de recurrir a la utilización de agentes químicos.

El sitio donde se va a implantar la planta de tratamiento se tiene que seleccionar junto con los habitantes de la comunidad. La tecnología a utilizarse debe ser simple para que los pobladores puedan operar la planta. El sistema de tratamiento debe cumplir con algunos criterios: ser de fácil operación y bajo costo, que no se utilice equipo especial o importado, que su mantenimiento sea de mínimo costo y con personal que tenga reducidos conocimientos técnicos y que requiera un número mínimo de parámetros para su evaluación en períodos largos de tiempo. En base a las limitaciones de orden antes expuestas se optó por realizar una fosa séptica como tratamiento primario y un humedal como tratamiento secundario.

4.3.3. Rejilla

Retiene el material grueso como basuras y materiales sólidos que pueda afectar al funcionamiento de la planta de tratamiento.

4.3.4. Diseño de la rejilla

Tabla 4.3.1: Diseño hidráulico de la rejilla.

PARÁMETROS DE DISEÑO	SÍMBOLO	UNIDAD	VALOR
Diámetro del tubo	Dt	M	0,2
Área del tubo	At	M	0,314
Diámetro de las barras	D	Cm	1
Ángulo de la rejilla	Ø	°C	60
Caudal	Q	lt/seg	3,23
Velocidad(hv)	V	m/seg	1,492
Ancho entrada de la fosa	Bc	M	0,6
Factor de forma de las barras(circular)	B	adim.	1,79
Espaciamiento o separación mínima entre las barras	B	Cm	2

Fuente: Autores.

Calculamos la pérdida de energía en la rejilla: La pérdida de energía se la determina mediante la ecuación de Kirschmer:

$$H = \beta \left(\frac{D}{b}\right)^{\frac{4}{3}} * hv * \sin \theta \quad (\text{Ecu. 47})$$

$$H = 1,79 \left(\frac{1}{2}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{1,492^2}{2 * 9,81} * \sin 60$$

$$H = 0.07 \text{ m}$$

Área de la rejilla:

$$A = \frac{Q}{V} \quad (\text{Ecu. 48})$$

$$A = \frac{3,23}{1,492}$$

$$A = 0,0022 \text{ m}^2$$

Altura de lámina de agua:

$$h = \frac{A}{Bc} \quad (\text{Ecu. 49})$$

$$h = \frac{0,0022}{0,6}$$

$$h = 0,0036 \text{ m}$$

La altura mínima de la lámina de agua no debe de ser menor de 0,15 m, por lo tanto:

$$h = 0,15 \text{ m}$$

Longitud de la rejilla:

BL(borde libre)=0,15m

Leb = Longitud de eje de bisagra =0,15m

$$L = \frac{h}{\sin \theta} + BL + Leb \quad (\text{Ecu. 50})$$

$$L = \frac{0,15}{\sin 60} + 0,15 + 0,15$$

$$L = 0,47 \text{ m}$$

Se recomienda que la rejilla tenga un borde libre de 0.15 m, y por lo general tiene un eje de bisagra de 0.15 m; lo que nos da una longitud total de 0,77 m, para tener valores constructivos se redondeó a 0.8 m.

Número de barras necesarias:

$$n = \frac{Bc - b}{D + b} \quad (\text{Ecu. 51})$$

$$n = \frac{0,60 * 100 - 2}{1 + 2}$$

$$n = 19 \text{ barras}$$

Dimensiones de la rejilla	
L	0.8 m
Bc	0.6 m
n	19 Barrotes

4.3.5. Tratamiento primario

Él (Secretariado Alianza por el Agua/Ecología y Desarrollo), dice que para conseguir una mayor eliminación de los sólidos en suspensión presentes en las aguas residuales a tratar y retardar, por tanto, la colmatación de la capa superficial del sustrato filtrante, en ocasiones se recurre a la implantación de lagunas anaerobias, fosas sépticas o tanques Imhoff.

4.3.6. Fosa séptica

Él (Secretariado Alianza por el Agua/Ecología y Desarrollo), define a las fosas sépticas como dispositivos enterrados en los que decanta la materia sedimentable presente en las aguas residuales. La fracción orgánica de esta materia sedimentada experimenta reacciones de degradación anaerobia, mineralizándose paulatinamente.

En la fosa de doble cámara, el primer compartimiento cumple la función de sedimentación, digestión del fango y almacenamiento del mismo, el segundo compartimiento también ayuda con la sedimentación y la capacidad de almacenamiento de fango adicional que se haya escapado en la primera cámara.

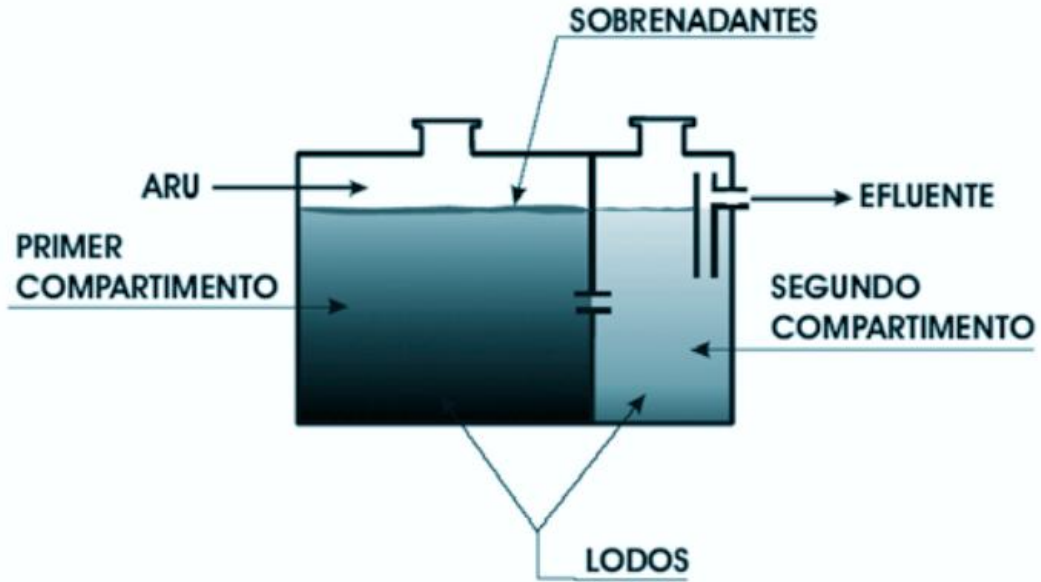


Figura 4.3. 1: Esquema de una fosa séptica.

Fuente: (Secretariado Alianza por el Agua/Ecología y Desarrollo)

4.3.7. Diseño de la fosa séptica

Tabla 4.3.2: Parámetros para el diseño de la fosa séptica.

PARÁMETROS DE DISEÑO	SÍMBOLO	UNIDAD	VALOR
Número de habitantes:	N	hab.	131
Producción aguas residuales por persona (Dot.*F)	C	lt/hab*día	80
Tiempo de retención adoptado	T	Días	0.5
Contribución de lodos fresco	Lf	lt/hab*día	1
Relación Largo/ancho	L/b	adim.	3.0
Profundidad del tanque	H	M	1.5
Altura libre	Hs	M	0.30

Fuente: Autores.

Cálculo del volumen:

De acuerdo con la Norma Brasileña NB-41/81, el volumen se calcula con la siguiente expresión:

$$V = 1,30 * N * (C * T + 100 * Lf) \quad (\text{Ecu. 52})$$

$$V = 1,30 * 131 * (80 * 0,5 * +100 * 1)$$

$$V=23842 \text{ lt}$$

$$V = 23,84 \text{ m}^3$$

Cálculo del volumen de lodos:

La cantidad de lodos producidos por habitante y por año, depende de la temperatura ambiental y de la cantidad de residuos, para este caso al tener un clima cálido el volumen de lodos producidos por persona y por año en litros es 40.

$$VL = 131 * 40 * 1$$

$$VL = 5240 \text{ lt}$$

$$VL = 5,24 \text{ m}^3$$

Cálculo del volumen total:

$$VT = 23,84+5,24$$

$$VT = 29,08 \text{ m}^3$$

Dimensiones mínimas de la fosa séptica:

- a. Ancho interno mínimo $b = 0,80\text{m}$
- b. Profundidad útil mínima $h = 1,20\text{m}$
- c. Relación: $2 \leq L/b \leq 4$

El ancho interno no debe ser mayor que 2 veces la profundidad útil

- d. El ancho de cámara $b \leq L$

La relación de las longitudes de la cámara

$$L1 = 2/3 * L \text{ Cámara No.1}$$

$$L2 = 1/3 * L \text{ Cámara No.2}$$

- e. El orificio para el paso de las dos cámaras deben estar ubicado a $2/3 h$
- f. Los bordes superiores de estos orificios deben ser localizados a una distancia de 0.30 m

Por debajo de la superficie del líquido

- g. El área de la sección transversal del orificio debe ser estar entre 5 y 10% de la sección transversal útil.

Cálculo del área superficial:

$$As = \frac{V}{h} \quad (\text{Ecu. 53})$$

As = área superficial (m^2).

$$As = \frac{29,08}{1.5}$$

$$As = 19,39 \text{ m}^2$$

Debido a que la relación largo y ancho es 3, las dimensiones serian:

B	2,6 m
L	7,6 m

Tabla 4.3.3: Dimensiones de la fosa séptica.

VOLUMEN	ANCHO	LARGO	PROFUNDIDAD	VOLUMEN REAL
m³	M	M	M	m³
29,082	2,6	7,6	1,5	29,64

Fuente: Autores

Longitudes de las cámaras:

$$L1 = 2/3 * L = 5,1 \text{ m}$$

$$L2 = 1/3 * L = 2,5 \text{ m}$$

Orificio para el paso de dos cámaras:

$$2/3 * h = 1 \text{ m}$$

4.3.8. Tratamiento secundario

(SSA y EX-IEOS, 1983), define al tratamiento secundario como un sistema que está en nivel por encima del tratamiento primario donde se alcanza niveles de remoción de DBO y sólidos alrededor del 85%.

4.3.9. Tratamiento biológico

(SSA y EX-IEOS, 1983), procesos de tratamiento en los cuales se intensifica la acción de los microorganismos para estabilizar la materia orgánica presente.

4.3.10. Humedales

Según la (Secretariado Alianza por el Agua/Ecología y Desarrollo), es una tecnología que se basa en la reproducción artificial de las condiciones propias de las zonas húmedas naturales aprovechando los procesos de eliminación de contaminantes que se dan en las mismas. Existen dos tipos de humedales artificiales: humedales de flujo superficial, donde las aguas circulan por tallos de las plantas en forma de láminas; y humedales de flujo subsuperficial en donde las aguas discurren a través de un sustrato filtrante que sirve de soporte a la vegetación, no siendo visible el agua.

4.3.10.1. Características físicas

Sólidos Totales

Se define el contenido de sólidos totales como la materia que se obtiene como residuo después de someter al agua, proviene de uso industrial, doméstico y de infiltración de pozos y aguas subterráneas, a un proceso de evaporación a entre 103 y 105 °C.

Olor

Es un olor desagradable que se puede tolerar y aumenta su intensidad cuando es una agua séptica debido a que su componente principal es el sulfuro de hidrógeno producidos por los microorganismos anaerobios.

Temperatura

Es un parámetro muy importante por su efecto en la vida acuática, ya que de este depende la velocidad de las reacciones químicas y en la aplicación del agua para usos útiles, al aumentar la temperatura aumentará la velocidad de las reacciones químicas, un gran aumento de temperatura puede ocasionar daños en la vida acuática y el crecimiento indeseado de hongos o de plantas acuáticas.

Color

El color característico de las aguas residuales es gris y puede variar a negro dependiendo de la cantidad de materia descompuesta y la disminución de oxígeno.

4.3.10.2. Características químicas

Materia orgánica

Sus compuestos principales son hidrógeno, carbono y oxígeno; también se puede encontrar azufre, fósforo y hierro. Los principales grupos de sustancias orgánicas son proteínas, carbohidratos, grasas y aceites, la presencia de éstos ha dificultado el tratamiento de las aguas residuales debido a que no pueden descomponerse biológicamente o lo hacen lentamente.

Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) ó Demanda de oxígeno

Es la cantidad de oxígeno que los microorganismos como bacterias, hongos y plancton utilizan para estabilizar biológicamente la materia orgánica presente.

La (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000, pág. 13) define como la cantidad de oxígeno usado en la estabilización de la materia orgánica carbonácea y

nitrogenada por acción de los microorganismos en condiciones de tiempo y temperatura especificados (generalmente cinco días y 20 °C). Mide indirectamente el contenido de materia orgánica biodegradable.

Demanda Química de Oxígeno (DQO)

Es la cantidad de oxígeno que se necesita para oxidar la materia orgánica e inorgánica a través de un oxidante químico. Este ensayo se emplea para determinar el contenido de materia orgánica en las aguas residuales; por lo general el D.Q.O. de un agua es mayor al D.B.O., por tener mayor contenido de compuestos que pueden oxidarse por vía química.

Según la (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000) es la medida de la cantidad de oxígeno requerido para oxidación química de la materia orgánica del agua residual, usando como oxidantes sales inorgánicas de permanganato o dicromato en un ambiente ácido y a altas temperaturas.

PH

Este parámetro indica el grado de acidez o de alcalinidad del agua, dependiendo si el valor es bajo, significa que el agua es ácida y si el valor es alto que el agua es alcalina. Para agua residual tenemos un valor de 7 u 8. En cualquiera de los dos casos causan daños en la tubería.

Alcalinidad

Es la capacidad de una solución para neutralizar un ácido, debido a la presencia de ciertas sustancias como hidróxidos, carbonatos y bicarbonatos; favoreciendo a ciertos límites en los procesos bacterianos, debido a que los efluentes generalmente son alcalinos.

Cloruros

Se originan de la disolución de suelos y rocas que están en contacto con el agua y provienen de la disolución de suelos y rocas que están en contacto con el agua; otra fuente es el agua residual; la cantidad de cloruros por habitante es aproximadamente de 15 gr/día.

Nitrógeno

Se determina por la cantidad de amoníaco que se encuentra en el agua debido a la edad del agua residual.

Compuestos tóxicos

Compuestos como el cobre, plomo y arsénico son dañinos para la salud de los seres vivos, por esta razón este parámetro se debe considerar para el diseño de una planta de tratamiento biológica.

Metales pesados

Algunos de estos metales son esenciales para el crecimiento de organismos biológicos, principalmente se encuentran el plomo, cromo, cadmio, zinc, cobre, hierro, níquel, manganeso, hierro y mercurio.; sin embargo una alta concentración puede hacer el agua tóxica.

Gases

En aguas residuales se encuentran seis tipos de gases; nitrógeno, oxígeno, anhídrido carbónico se los encuentra libremente en la atmósfera y son los siguientes; y sulfuro de hidrógeno, amoníaco y metano provienen de la descomposición de la materia orgánica.

4.3.10.3. Características biológicas

Organismos coliformes

Son microorganismos que se encuentran en los excrementos, con una forma similar a la de una bacteria conocida como Escherichia Coli, que no son dañinos, cada persona evacua aproximadamente entre 10000 y 40000 coliformes por día y ayudan a descomponer la materia orgánica en cualquier tratamiento biológico de aguas residuales.

Organismos patógenos

Los organismos patógenos son expulsados por los seres humanos que están afectados por alguna enfermedad; éstos causan enfermedades gastrointestinales, fiebre tifoidea y diarrea.

Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce

Según (ANEXO I NORMA DE CALIDAD AMBIENTAL Y DE DESCARGA DE EFLUENTES : RECURSO AGUA) existen valores límites de descarga que se pueden apreciar en la siguiente tabla:

Tabla 4.3.4: Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce.

Parámetros	Expresado como	Unidad	Límite máximo permisible
Aceites y Grasas.	Sustancias solubles en hexano	mg/l	0,3
Alkil mercurio		mg/l	No detectable
Aldehídos		mg/l	2,0
Aluminio	Al	mg/l	5,0
Arsénico total	As	mg/l	0,1
Bario	Ba	mg/l	2,0
Boro total	B	mg/l	2,0
Cadmio	Cd	mg/l	0,02
Cianuro total	CN ⁻	mg/l	0,1
Cloro Activo	Cl	mg/l	0,5

Cloroformo	Extracto carbón cloroformo ECC	mg/l	0,1
Cloruros	Cl ⁻	mg/l	1 000
Cobre	Cu	mg/l	1,0
Cobalto	Co	mg/l	0,5
Coliformes Fecales		Nmp/100 ml	⁸ Remoción > al 99,9 %
Color real	Color real	unidades de color	* Inapreciable en dilución: 1/20
Compuestos fenólicos	Fenol	mg/l	0,2
Cromo hexavalente	Cr ⁺⁶	mg/l	0,5
Demanda Bioquímica de Oxígeno (5 días)	D.B.O ₅ .	mg/l	100
Demanda Química de Oxígeno	D.Q.O.	mg/l	250
Dicloroetileno	Dicloroetileno	mg/l	1,0
Estaño	Sn	mg/l	5,0
Fluoruros	F	mg/l	5,0
Fósforo Total	P	mg/l	10
Hierro total	Fe	mg/l	10,0
Hidrocarburos Totales de Petróleo	TPH	mg/l	20,0
Manganeso total	Mn	mg/l	2,0
Materia flotante		Visibles	Ausencia
Mercurio total	Hg	mg/l	0,005
Níquel	Ni	mg/l	2,0
Nitratos + Nitritos	Expresado como Nitrógeno (N)	mg/l	10,0
Nitrógeno Total Kjedahl	N	mg/l	15
Organoclorados totales	Concentración de organoclorados totales	mg/l	0,05
Organofosforados totales	Concentración de organofosforados totales.	mg/l	0,1
Plata	Ag	mg/l	0,1
Plomo	Pb	mg/l	0,2
Potencial de hidrógeno		pH	5-9
Selenio	Se	mg/l	0,1
Sólidos Sedimentables		ml/l	1,0
Sólidos Suspendidos Totales		mg/l	100
Sólidos totales		mg/l	1 600
Sulfatos	SO ₄ ⁼	mg/l	1000
Sulfitos	SO ₃	mg/l	2,0

Sulfuros	S	mg/l	0,5
Temperatura		°C	< 35
Tensoactivos	Sustancias activas al azul de metileno	mg/l	0,5
Tetracloruro de carbono	Tetracloruro de carbono	mg/l	1,0
Tricloroetileno	Tricloroetileno	mg/l	1,0
Vanadio		mg/l	5,0
Zinc	Zn	mg/l	5,0

Fuente: (ANEXO I NORMA DE CALIDAD AMBIENTAL Y DE DESCARGA DE EFLUENTES : RECURSO AGUA)

4.3.10.4. Caracterización de las aguas residuales

Los resultados obtenidos de las muestras de aguas residuales el 5 de noviembre del 2015 en la comunidad Metzankin refleja un alto grado de contaminación dándonos valores muy altos, lo cual no da un valor verdadero de las características de las aguas adquiridas directamente de los domicilios.

Tabla 4.3.5: Resultado de análisis de la Muestra 1: Agua residual comunidad Metzankin

PARÁMETRO	UNIDADES	VALORES MEDIOS
DBO5	mg/l	600
DQO	mg/l	1794
RELACIÓN DBO/DQO		0.334448161
SOLIDOS SEDIMENTABLES	ml/l	3.05
SOLIDOS TOT. SUSPENDIDOS	mg/l	268
COLIFORMES TOTALES	NMP/100ml	7.65E+07
COLIF. TERMOTOLERANTES	NMP/100ml	6.50E+06

Debido a los valores muy altos que se obtuvieron en la comunidad Metzankin, se optó por tomar los resultados de una comunidad aledaña obteniendo valores muy bajos debido a la presencia de aguas lluvias en el alcantarillado. A continuación los resultados:

Tabla 4.3.6: Resultado de análisis de la Muestra 2: Agua residual comunidad aledaña.

PARÁMETRO	UNIDADES	VALORES MEDIOS
DBO5	mg/l	26.5
DQO	mg/l	56
RELACIÓN DBO/DQO		0.473214286
SOLIDOS SEDIMENTABLES	ml/l	0.05
SOLIDOS TOT. SUSPENDIDOS	mg/l	20.5
COLIFORMES TOTALES	NMP/100ml	1.26E+06
COLIF. TERMOTOLERANTES	NMP/100ml	1.07E+06

Para el diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales, debido a que los resultados obtenidos no están en los rangos establecidos, para el diseño se seleccionaron concentraciones medias típicas residuales expuestas en (Metcalf, 2000) que se observa en la tabla siguiente:

Tabla 4.3.7: Concentraciones típicas de aguas residuales domésticas.

CONSTITUYENTES	CONCENTRACIÓN		
	BAJA	MEDIA	ALTA
- Sólidos Totales	350	720	1200
Disueltos Totales	250	500	850
Fijos	145	300	525
Volátiles	105	200	325
Suspendidos Totales	100	220	350
Fijos	20	55	75
Volátiles	80	165	275
- Sólidos Sedimentables	5	10	20
- DBO ₅ a 20°C	110	220	400
- DQO	250	500	1000
- COT	80	160	290
- Nitrógeno (total como N)	20	40	85
Orgánico	8	15	35
Amoníaco libre	12	25	50
Nitritos	0	0	0
Nitratos	0	0	0
- Fósforo (total como P)	4	8	15
Orgánico	1	3	5
Inorgánico	3	5	10
- Cloruros	30	50	100
- Sulfato	20	30	50
- Alcalinidad (como CaCO ₃)	50	100	200
- Grasa	50	100	150
- Coliformes totales (n.º/100ml)	10 ⁵ - 10 ⁷	10 ⁷ - 10 ⁸	10 ⁷ - 10 ⁹

Fuente: (Metcalf, 2000)

4.3.11. Diseño del humedal subsuperficial

Tabla 4.3.8: Datos utilizados para el diseño del humedal subsuperficial.

PARÁMETROS DE DISEÑO	SÍMBOLO	UNIDAD	VALOR
Número de habitantes	N	hab.	131
Concentración de DBO de entrada del afluent	CeDBO	mg/L	210
Concentración de DBO de salida del efluente tratado	CsDBO	mg/L	25
Dotación	Dot	lt/hab*día	100
N. de casas	n.	adim.	24
N. de hab/casa	n/c	adim.	5.5
Temperatura	T	°C	18
Factor de seguridad	F	adim.	0.8
Altura de las raíces	Hraiz	M	0.4
Relación Largo/ancho	L/b	adim.	2
Porosidad	N	M	0.5

Fuente: Autores.

Cálculo del caudal de diseño: Se utiliza la siguiente ecuación:

$$Q = \#hab * Dot * f \quad (Ecu. 54)$$

$$Q = 131 * 100 * 0,8$$

$$Q = 10,48 \text{ m}^3/\text{día}$$

La constante de temperatura será el primer valor a calcular, el valor de la constante es necesario para el cálculo del área superficial, donde Kt se obtiene con la siguiente expresión:

$$Kt = K_{20}(1,06)^{T-20} \quad (\text{Ecu. 55})$$

$$K_{20} = 1,104 \text{ d}^{-1}$$

$$Kt = 1,104 * (1,06)^{18-20}$$

$$Kt = 0,98$$

Para calcular el tiempo utilizamos la fórmula siguiente:

$$\frac{C_s}{C_e} = e^{k_t * t} \quad (\text{Ecu. 56})$$

Donde:

C_s = Concentración de DBO de salida del efluente tratado (mg/L).

C_e = Concentración de DBO de entrada del afluente (mg/L).

K_t = Constante de reacción de primer orden, depende de la temperatura (d⁻¹).

t = Concentración del efluente tratado (días).

En un humedal artificial el tiempo de retención hidráulica puede ser calculado con la siguiente expresión:

Reemplazando tenemos:

$$\frac{C_s}{C_e} = e^{k_t * t}$$

$$\frac{25}{210} = e^{1,104 * t}$$

$$t = 2,17 \text{ días}$$

Tomamos un valor de **3 días**

Para calcular el valor del volumen útil se multiplica el caudal por el tiempo de concentración del efluente tratado:

$$V_u = Q * t \quad (\text{Ecu. 57})$$

$$V = \frac{V_u}{n} \quad (\text{Ecu. 58})$$

Donde:

V_u = volumen útil.

t = concentración del efluente tratado (días).

V = volumen.

n = porosidad.

$$V_u = Q * t$$

$$V_u = 10,48 * 3$$

$$V_u = 31,44 \text{ m}^3$$

El volumen que necesita el humedal es:

$$V = \frac{V_u}{n}$$

$$V = \frac{31,44}{0.4}$$

$$V = 78,6 \text{ m}^3$$

Para calcular el área superficial se divide para la altura de las raíces:

$$A_{\text{sup}} = \frac{V}{h. \text{raiz}} \quad (\text{Ecu. 59})$$

A_{sup} = Área superficial del humedal (m^2).

$$A_{\text{sup}} = \frac{78,6}{0,4}$$

$$A_{\text{sup}} = 196,5 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{sup}} = 0,01965 \text{ Ha}$$

La carga hidráulica del humedal se calcula con la siguiente expresión:

$$CH = \frac{Q}{A_{\text{sup}}} \quad (\text{Ecu. 60})$$

Donde:

CH = Carga hidráulica del humedal.

$$CH = \frac{10,48}{0,01965}$$

$$CH = 533,33 \text{ m}^3/\text{Ha día}$$

Debe cumplir el rango de CH (470-1870) $\text{m}^3/\text{Ha día}$

La expresión para obtener la carga orgánica es:

$$CO = \#hab * Dot * f * CeDBO \quad (\text{Ecu. 61})$$

Donde:

CO = Carga orgánica.

Dot = Dotación.

F = Factor de seguridad.

CeDBO = Concentración de DBO de entrada del afluente.

$$CO = 131 * 100 * 0,8 * 210$$

$$CO = 2200800 \text{ mg/día}$$

$$CO = 2,2008 \text{ mg/día}$$

Se debe cumplir la siguiente relación:

$$\frac{CO}{Asup} = 112$$

Debe cumplir < 112 Kg/ Ha día

Por lo tanto el humedal tendrá las siguientes medidas:

$$Asup = 196,5 \text{ m}^2$$

Relación 2:1	
L (largo)	20 m
b (ancho)	10 m

4.4. Estudio de impacto ambiental

El estudio de impacto ambiental tiene como finalidad conocer las alteraciones que se van a producir sobre el ambiente por un proyecto determinado, para identificarlos y evaluarlos y así adoptar medidas necesarias. (Ver [Anexo 8](#)).

CAPÍTULO V

ESTUDIO ECONÓMICO

5.1. Análisis de precios unitarios

El precio unitario se define como el costo total por unidad de medida, este precio incluye costos directos e indirectos.

Costos directos

Son aquellos que interfieren directamente en la ejecución del proyecto y éstos son: materiales, mano de obra, equipo y herramienta.

Costos indirectos

Se refiere a todos los gastos administrativos que genera un proyecto, son costos que no están presentes en el proyecto final, sin embargo, son necesarios para su ejecución.

5.2. Presupuesto

El presupuesto (ver [Anexo 10](#) y [Anexo 11](#)) es una aproximación de lo que costaría la ejecución del proyecto, una estimación de lo que va a costar el proyecto.

5.3. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas se han basado en las de ETAPA (ver [Anexo 12](#))

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones:

- La ausencia de un sistema de alcantarillado sanitario y una planta de tratamiento en la comunidad Metzankin, genera contaminación y aparición de enfermedades, por lo que es necesaria la construcción de dicho sistema para dar una mejor calidad de vida a los habitantes.
- Debido a la cantidad de lluvia en la Amazonía se optó por diseñar un sistema de alcantarillado separado, sanitario y pluvial, además de una planta de tratamiento de aguas residuales.
- Los resultados de las aguas residuales, obtenidos de las pruebas realizadas a las aguas negras en la comunidad fueron valores demasiado altos, por esta razón para el diseño se seleccionaron concentraciones medias típicas residuales expuestas en (Metcalf, 2000), lo que permitió el diseño de una planta de tratamiento formada por una fosa séptica de doble cámara y un humedal de flujo subsuperficial.

Recomendaciones:

- La calidad del diseño se garantiza al ejecutar la construcción respetando los planos y especificaciones técnicas.
- En caso de que la ejecución del proyecto se de en un período diferente al contemplado, se deberá realizar un ajuste de precios.
- Se recomienda realizar el respectivo mantenimiento para que los alcantarillados cumplan su vida útil.
- Se debe respetar el período de diseño del proyecto y en 20 años se deberá realizar una evaluación física e hidráulica para el rediseño.
- Al momento de ejecutar el proyecto se necesita de supervisión técnica para asegurar un eficiente funcionamiento del sistema.

BIBLIOGRAFÍA

- (INAMHI), I. N. (1999). *Estudio de lluvias intensas*. Quito.
- Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. (2000). *REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BASICO RAS – 2000*. Bogotá.
- Equipo Técnico PDOT. Limón Indanza. (2014). *PLAN DE DESARROLLO Y ORDENAMIENTO TERRITORIAL*. Limón.
- ETAPA, E. P. (2009). *ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE REDES DE ALCANTARILLADO GRUPO 2*. CUENCA.
- Gomez Gavilanes , J. P. (2006). *CD-0178 DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO DE LA COMUNIDAD HUAYCOPUNGO*. Obtenido de Repositorio digital de la Escuela Politécnica Nacional: <http://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/162/1/CD-0178.pdf>
- INEN 5, I. E. (2000). CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION (C.E.C) DISEÑO DE INSTALACIONES SANITARIAS: CÓDIGO DE PRÁCTICA PARA EL DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, DISPOSICIÓN DE EXCRETAS Y RESIDUOS LÍQUIDOS EN EL ÁREA RURAL. En Instituto Ecuatoriano De Normalización (INEN), *CÓDIGO DE PRÁCTICA ECUATORIANO C.P.E* (pág. 52). Quito.
- López Cualla, R. A. (2003). *ELEMENTOS DE DISEÑO PARA ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS*. Bogota: Escuela colombiana de ingeniería.
- Méndez Flores, S. A. (Enero de 2011). www.repositorio.usfq.edu.ec. Obtenido de www.repositorio.usfq.edu.ec: [http://repositorio.usfq.edu.ec/bitstream/23000/608/3/98100%20\(Tesis\).pd](http://repositorio.usfq.edu.ec/bitstream/23000/608/3/98100%20(Tesis).pd)
- Metcalf, & E. (2000). *Ingeniería de aguas residuales*. Madrid: McGraw - Hill.

REPÚBLICA DEL ECUADOR. (s.f.). ANEXO I NORMA DE CALIDAD
AMBIENTAL Y DE DESCARGA DE EFLUENTES : RECURSO AGUA. En
M. d. Ambiente, *Libro VI*.

Secretariado Alianza por el Agua/Ecología y Desarrollo. (s.f.). *MANUAL DE
DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES URBANAS*. ARPIrelieve.

SSA y EX-IEOS, L. S.-I. (1983). *NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS
DE AGUA POTABLE Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA
POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES*. Quito.