

**UNIVERSIDAD AMAZÓNICA DE PANDO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA**  
**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**



**PROYECTO DE GRADO**

**“DISEÑO DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA  
COMUNIDAD SANTA LUCÍA MUNICIPIO DE BELLA FLOR DEPARTAMENTO  
DE PANDO”**

**PROYECTO DE GRADO PRESENTADO PARA OBTENER EL TÍTULO  
ACADÉMICO DE LICENCIADO EN INGENIERÍA CIVIL**

POSTULANTE: Univ. Jean Paul Villegas Zelada

TUTOR COLECTIVO: Ing. Fabricio Ocampo Vedia

ASESOR: Ing. Erick Arrazola Iriarte

Cobija – Pando – Bolivia

2025



## **AGRADECIMIENTO**

*Agradezco primeramente a Dios por haberme dado la vida y la oportunidad de poder culminar este proyecto.*

*A mi gran casa superior de estudios la Universidad Amazónica de Pando, a la gloriosa Carrera de Ingeniería Civil por brindarme el conocimiento y herramientas en todo el proceso de mi formación y elaboración de este proyecto.*

*Agradezco a mi asesor Ing. Erick Arrazola Iriarte por sus acertadas observaciones y apoyo técnico en el desarrollo de este proyecto.*

*Agradezco profundamente al Ing. Fabricio Ocampo Vedia, tutor colectivo de este proyecto, por su invaluable guía, paciencia y conocimientos compartidos durante todo el proceso de elaboración de este proyecto.*

*Agradezco a los miembros del jurado el Ing. Marco Antonio Ramirez Fuentes, Ing. Ivan Vildoza Villarroel. Por aceptar la responsabilidad de evaluar este proyecto de grado. Sus valiosos comentarios, observaciones críticas y sugerencias que han sido fundamentales para la realización de este proyecto.*

*Agradezco a todo el plantel docente de la carrera de Ingeniería Civil por todo el conocimiento compartido a lo largo de mi formación académica.*

*Agradezco a mis Padres y hermanos por todo el apoyo incondicional a la hora del desarrollo de este proyecto.*

*Finalmente agradezco a todos mis compañeros y amigos que me acompañaron y ayudaron a lo largo del desarrollo del proyecto y de mi formación universitaria.*

## **DEDICATORIA**

*Este proyecto se lo dedico con todo el amor y cariño.*

*A mi madre, Veronica Zelada Melena, por el amor incondicional y ejemplo de resiliencia que ha marcado cada etapa de mi vida incluyendo la culminación de este proyecto gracias por ser mi principal apoyo y guía a lo largo de esta aventura llamada vida. No hay palabras suficientes para agradecerte todo lo que has hecho por mí, pero espero que esto sea un reflejo de tu legado de amor y sabiduría. Te Amo Madre.*

*A mi padre, Ytamar Subtil Pedroso, a pesar de todas las adversidades que atravesaste en tu vida me enseñaste que en la vida todo se conquista con perseverancia, esfuerzo y honestidad que los obstáculos imposibles de superar no existen. Gracias por ser mi mayor ejemplo, mi más grande inspiración y por inculcarme los valores de que es ser un buen hombre.*

*A mis hermanos, Yanara Thais Subtil Zelada y Itamar Junior Subtil Zelada, mis compañeros de vida y cómplices de todos mis sueños. Gracias por apoyarme incondicionalmente, por reír conmigo en los buenos momentos por animarme a seguir adelante. Que este logro sirva como recordatorio de que, juntos, somos capaces de alcanzar cualquier meta que nos proponamos.*

*A mi abuela Doris Melena Oliver, May gracias por amarme tanto por cada aliento de ánimo, por cada abrazo y oración por mí, le dedico este proyecto por que usted hizo parte fundamental en mi vida y espero que con la culminación de este proyecto pueda retribuirle de alguna forma todo lo que hizo por mí.*

*A mis angelitos en el cielo mis Abuelitas, Maria Pedroso Subtil (†) y Hortencia Vargas Espinoza (†). Por siempre brindarme amor y cariño e impulsar a ser un gran profesional un abrazo hasta el cielo.*

*A toda mi familia en general. Tíos, Tías, Primos y Primas. Gracias por quererme tanto y guiarme siempre en el camino del bien este proyecto también es gracias a ustedes.*

*A esos amigos que se convirtieron en familia, mi más sincero agradecimiento por acompañarme en cada etapa de este proyecto. Sus diferentes perspectivas, su crítica constructiva y su apoyo incondicional fueron el motor que impulsó cada avance.*

## RESUMEN

El presente proyecto de grado tiene como objetivo principal realizar el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario y una planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR) en la comunidad Santa Lucía, municipio de Bella Flor, departamento de Pando, para garantizar la recolección, transporte y depuración adecuada de las aguas residuales domésticas, mitigando riesgos sanitarios y ambientales.

Considerando las características topográficas de la comunidad Santa Lucía, se diseñó un sistema de recolección y transporte de aguas residuales basado en un esquema de alcantarillado sanitario de tipo convencional. Dicho diseño se desarrolló en estricto cumplimiento con los lineamientos establecidos en la Norma Boliviana NB-688, asegurando la compatibilidad con las condiciones locales y los requerimientos técnicos

Realizando el análisis de las diferentes alternativas de tratamiento para el sistema y considerando las limitaciones que se tienen, se eligió el sistema de tratamiento de aguas residuales compuesto por Pre-tratamiento, Tanque Imhoff, Filtro Biológico Percolador y Desinfección con Cloración. Las eficiencias de remoción de DBO<sub>5</sub>, DQO, SST y Coliformes Termorresistentes, son: 46 mg/l, 108 mg/l, 10 mg/l y  $1 \times 10^3$  NMP/100 ml. Dichos valores se encuentran por debajo de los límites máximos permisibles establecidos en el Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica de la Ley de Medio Ambiente N° 1333, garantizando la compatibilidad con la normativa ambiental vigente y la seguridad del cuerpo receptor.

Con la implementación y posterior construcción del proyecto, se logrará una mejora significativa en la calidad de vida de los habitantes de la comunidad Santa Lucía, alineándose con el objetivo principal de optimizar las condiciones sanitarias y ambientales. Esto se fundamenta en la reducción drástica de problemáticas asociadas a la salud pública, tales como enfermedades hídricas, y a la contaminación ambiental, gracias a la eficiente recolección y tratamiento de aguas residuales. En consecuencia, se promoverá un desarrollo integral de la comunidad, potenciando tanto el crecimiento económico de la misma.

**Palabras Clave:** Sistema, Red de alcantarillado, Tratamiento, Aguas residuales, Contaminación.

## **ABSTRACT**

The main objective of this thesis is to design a sanitary sewer system and a wastewater treatment plant (WWTP) in the community of Santa Lucía, municipality of Bella Flor, department of Pando, to ensure the proper collection, transportation, and treatment of domestic wastewater, mitigating health and environmental risks.

Considering the topographical characteristics of the community of Santa Lucía, a wastewater collection and transportation system was designed based on a conventional sanitary sewer system. This design was developed in strict compliance with the guidelines established in Bolivian Standard NB-688, ensuring compatibility with local conditions and technical requirements.

After analyzing the different treatment alternatives for the system and considering the existing limitations, a wastewater treatment system consisting of pretreatment, an Imhoff tank, a biological trickling filter, and chlorination disinfection was selected. The removal efficiencies for BOD<sub>5</sub>, COD, TSS, and heat-resistant coliforms are: 46 mg/l, 108 mg/l, 10 mg/l, and 1x10<sup>3</sup> MPN/100 ml. These values are below the maximum permissible limits established in the Regulations on Water Pollution of Environmental Law No. 1333, ensuring compatibility with current environmental regulations and the safety of the receiving body.

With the implementation and subsequent construction of the project, a significant improvement in the quality of life of the residents of the Santa Lucía community will be achieved, aligning with the main objective of optimizing sanitary and environmental conditions. This is based on the drastic reduction of problems associated with public health, such as waterborne diseases, and environmental pollution, thanks to the efficient collection and treatment of wastewater. Consequently, the comprehensive development of the community will be promoted, boosting its economic growth.

**Keywords:** System, Sewerage network, Treatment, Wastewater, Pollution.

## ÍNDICE

CAPÍTULO I.....	1
1    Introducción.....	1
1.1    Antecedentes .....	2
1.2    Planteamiento del Problema.....	5
1.2.1    Problema Principal.....	6
1.3    Objetivos .....	7
1.3.1    Objetivo General.....	7
1.3.2    Objetivos Específicos .....	7
1.4    Justificación.....	8
1.5    Metodología y Herramientas Utilizadas.....	8
1.6    Alcances .....	11
CAPITULO II .....	12
2    Fundamentos Teóricos.....	12
2.1    Sistema de Alcantarillado Sanitario. ....	12
2.1.1    Componentes de un Sistema de Alcantarillado Sanitario.....	12
2.1.1.1    Redes Públicas.....	12
2.1.1.2    Colector Principal.....	12
2.1.1.3    Colector Secundario. ....	12
2.1.1.4    Interceptor. ....	12
2.1.1.5    Estaciones de Bombeo.....	12
2.1.1.6    Emisario.....	13
2.1.1.7    Cámara de Inspección o Pozo de Visita. ....	13
2.1.1.8    Tratamiento. ....	13

2.1.1.9	Disposición Final.....	13
2.1.2	Tipos de Sistemas .....	14
2.1.2.1	Sistemas Convencionales.....	14
2.1.2.2	Sistemas no convencionales.....	15
2.1.2.3	Sistemas aislados de disposición.....	16
2.1.3	Estudios Básicos del Diseño.....	17
2.1.3.1	Estudios técnicos.....	17
2.1.3.2	Estudios socio-económicos y culturales.....	17
2.1.3.3	Estudios Ambientales.....	18
2.1.4	Parámetros Básicos de Diseño.....	18
2.1.4.1	Periodo de Diseño .....	18
2.1.4.2	Población del proyecto .....	19
2.1.4.2.1	Métodos de cálculo.....	20
2.1.4.2.2	Aplicación.....	21
2.1.4.2.3	Correcciones a la población calculada.....	21
2.1.4.2.4	Área del proyecto.....	22
2.1.4.3	Dotación media diaria .....	22
2.1.4.3.1	Dotación futura de agua.....	23
2.1.4.4	Coeficiente de retorno .....	24
2.1.4.5	Contribuciones de aguas residuales.....	24
2.1.4.5.1	Domésticas ( $Q_{MD}$ ).....	24
2.1.4.5.2	Industriales ( $Q_I$ ).....	25
2.1.4.5.3	Comerciales ( $Q_C$ ).....	26
2.1.4.5.4	Instituciones públicas ( $Q_{IP}$ ).....	26

2.1.4.5.5	Infiltración lineal ( $Q_{INF}$ ).....	26
2.1.4.5.6	Conexiones erradas ( $Q_{CE}$ ).....	27
2.1.4.6	Coeficientes de punta ( $M$ ).....	27
2.1.4.6.1	Coeficiente de Harmon.....	28
2.1.4.6.2	Coeficiente de Babbit.....	28
2.1.4.6.3	Coeficiente de Flores.....	28
2.1.4.6.4	Coeficiente de Pöpel.....	28
2.1.4.7	Coeficientes de variación de caudal $k_1$ y $k_2$ .....	29
2.1.4.8	Caudal máximo horario doméstico ( $Q_{MH}$ ).....	29
2.1.4.9	Caudal de diseño ( $Q_{DT}$ ).....	30
2.2	Red de Alcantarillado Sanitario.....	30
2.2.1	Tipos de Trazados.....	30
2.2.1.1	Trazado Tipo Meseta.....	31
2.2.1.2	Trazado Tipo Ladera.....	31
2.2.1.3	Trazado Tipo Loma.....	32
2.2.1.4	Trazado Tipo Valle en U.....	33
2.2.1.5	Trazado Tipo Colina.....	33
2.2.2	Parámetros de Diseño.....	34
2.2.3	Criterios de Diseño.....	35
2.2.3.1	Ecuaciones Para el Diseño.....	35
2.2.3.1.1	Ecuaciones de Colebrook – White.....	35
2.2.3.1.2	Ecuación de Manning.....	36
2.2.3.1.3	Ecuación de continuidad.....	36
2.2.3.1.4	Sección llena.....	37

2.2.3.1.5	Sección parcialmente llena .....	37
2.2.3.1.6	Relaciones de tirantes, velocidades y caudales.....	38
2.2.3.2	Coeficiente “n” de rugosidad .....	38
2.2.3.3	Diámetro mínimo .....	38
2.2.3.4	Criterio de la tensión tractiva .....	39
2.2.3.5	Pendiente mínima.....	39
2.2.3.5.1	Pendiente mínima admisible.....	40
2.2.3.6	Pendiente Máxima Admissible.....	40
2.2.3.7	Tirante Máximo de Agua .....	40
2.2.3.8	Velocidad Crítica.....	40
2.2.3.9	Control de Remanso .....	41
2.2.4	Disposiciones Constructivas Para el Diseño .....	41
2.2.4.1	Profundidad Mínima de Instalación .....	41
2.2.4.1.1	Recubrimiento Mínimo a la Cota Clave .....	41
2.2.4.2	Profundidad Máxima.....	42
2.2.4.3	Ubicación de los Colectores .....	42
2.2.4.4	Ubicación de Cámaras de Inspección.....	42
2.2.4.5	Distancia Entre Elementos de Inspección .....	43
2.2.4.6	Dimensiones del ancho de zanja .....	43
2.2.4.7	Dimensiones de las Cámaras de Inspección.....	44
2.2.4.8	Canaletas Media Caña.....	44
2.2.4.9	Cámaras con Caída.....	44
2.2.4.10	Etapas de Construcción .....	45
2.2.4.11	Materiales .....	45

2.2.5	Estaciones de Bombeo .....	45
2.2.5.1	Consideraciones Generales.....	46
2.2.5.1.1	Ubicación.....	46
2.2.5.2	Parámetros de Diseño.....	47
2.2.5.2.1	Período de diseño.....	47
2.2.5.2.2	Caudal de diseño.....	47
2.2.5.3	Criterios de Diseño.....	48
2.2.5.3.1	Pozos de succión.....	48
2.2.5.3.2	Control de tamaños de sólidos.....	49
2.2.5.3.3	Válvulas y accesorios .....	49
2.2.5.4	Tipos de Estaciones de Bombeo.....	49
2.3	Tratamiento de Aguas Residuales .....	50
2.3.1	Generalidades de Aguas Residuales .....	50
2.3.2	Características de las Aguas Residuales .....	51
2.3.2.1	Concentraciones Típicas en Aguas Residuales .....	52
2.3.2.2	Sólidos Presentes en las Aguas Residuales .....	53
2.3.2.3	Componentes del Agua Residual .....	54
2.3.2.3.1	Características Físicas.....	55
2.3.2.3.2	Características Químicas .....	57
2.3.2.3.3	Características Biológicas.....	58
2.3.2.4	Contribución per cápita .....	59
2.3.2.5	Variaciones de Caudal.....	60
2.3.2.6	Caudal de Diseño.....	60

2.3.2.7	Cargas Orgánicas en las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales.....	61
2.3.3	Tecnologías de Tratamientos.....	62
2.3.3.1	Tratamiento Preliminar .....	65
2.3.3.1.1	Rejas .....	65
2.3.3.1.2	Desarenadores.....	71
2.3.3.1.3	Desengrasado.....	77
2.3.3.1.4	Medición de caudales .....	79
2.3.3.2	Tratamiento Primario .....	85
2.3.3.2.1	Tanque Séptico .....	85
2.3.3.2.2	Tanque Imhoff.....	88
2.3.3.3	Tratamiento Secundario .....	93
2.3.3.3.1	Filtro anaerobio de Flujo Ascendente.....	93
2.3.3.3.2	Filtros Percoladores .....	97
2.3.3.3.3	Lagunas de Estabilización .....	103
2.3.3.3.4	Humedales Artificiales .....	106
2.3.3.3.5	Reactores UASB.....	107
2.3.3.4	Desinfección.....	109
2.3.3.4.1	Cloración.....	109
2.3.4	Rendimientos de Tecnologías de Tratamientos.....	111
2.3.5	Consideraciones Ambientales en el Tratamiento de Aguas Residuales ..	114
CAPITULO III.....		117
3	DESCRIPCIÓN DE MÉTODOS UTILIZADOS.....	117
3.1	Definición de la Metodología.....	117

3.1.1	Enfoque de la Investigación.....	117
3.1.2	Tipo y Método de Investigación.....	117
3.1.3	Diseño de la Investigación.....	118
3.2	Metodología Aplicada .....	119
3.2.1	Recolección de Información Base .....	119
3.2.1.1	Levantamiento de Información Demográfica.....	119
3.2.1.1.1	Población Actual.....	119
3.2.1.1.2	Tasa de Crecimiento Poblacional .....	119
3.2.1.1.3	Población Flotante .....	120
3.2.1.1.4	Consumo de agua.....	120
3.2.1.2	Estudios Topográficos.....	120
3.2.1.3	Estudios Geotécnicos .....	121
3.2.1.4	Caracterización de las Aguas Residuales .....	121
3.2.1.5	Medición de Caudal de Cuerpo Receptor.....	122
3.2.2	Caudales de Diseño.....	122
3.2.2.1	Periodo de Diseño .....	122
3.2.2.2	Población Futura.....	122
3.2.2.3	Dotación futura.....	123
3.2.2.4	Coefficiente de Retorno .....	123
3.2.2.5	Coefficiente de Punta.....	123
3.2.2.6	Caudal Medio Diario Domestico.....	123
3.2.2.7	Caudal Máximo Horario Domestico .....	124
3.2.2.8	Caudal de Conexiones Erradas.....	124
3.2.2.9	Caudal Por Infiltración Lineal .....	124

3.2.2.10	Caudal de Descargas Concentradas.....	124
3.2.2.11	Caudal de Diseño de la Red de Alcantarillado Sanitario .....	125
3.2.2.12	Caudales de Diseño en la Planta de Tratamiento de Residuales ..	125
3.2.2.12.1	Caudal Promedio de Diseño .....	125
3.2.2.12.2	Caudal Máximo de Diseño .....	126
3.2.2.12.3	Caudal Mínimo de Diseño.....	126
3.2.3	Diseño de la Red de Alcantarillado Sanitario.....	127
3.2.3.1	Criterios de Diseño.....	127
3.2.3.1.1	Diámetro Mínimo .....	127
3.2.3.1.2	Pendiente Mínima.....	127
3.2.3.1.3	Velocidades de Flujo .....	127
3.2.3.1.4	Tensión Tractiva .....	127
3.2.3.1.5	Tirante Máximo .....	127
3.2.3.1.6	Material de Tubería.....	128
3.2.3.1.7	Coefficiente de Rugosidad.....	128
3.2.3.1.8	Profundidad máxima de colectores.....	128
3.2.3.1.9	Profundidad Mínima de Colectores .....	128
3.2.3.1.10	Ubicación de los Colectores .....	129
3.2.3.1.11	Ecuaciones Para el Diseño.....	129
3.2.3.1.12	Ecuación de Manning .....	129
3.2.3.1.13	Ecuación de Continuidad.....	129
3.2.3.2	Distribución y Ubicación de los Elementos de Inspección .....	130
3.2.3.2.1	Control de Remanso .....	130
3.2.3.2.2	Dimensiones de las Cámaras de Inspección .....	130

3.2.3.2.3	Caramas con Caída .....	130
3.2.3.2.4	Canales de media Caña .....	131
3.2.3.3	Diseño de Cárcamo de Bombeo. ....	131
3.2.3.4	Modelación Hidráulica de la Red .....	132
3.2.4	Planta de Tratamiento de Aguas Residuales.....	133
3.2.4.1	Selección de Alternativa de Tratamiento .....	133
3.2.4.2	Pre-Tratamiento.....	133
3.2.4.2.1	Rejas .....	133
3.2.4.2.2	Desarenador .....	134
3.2.4.2.3	Canal Parshall .....	134
3.2.4.3	Tanque Imhoff (Tratamiento Primario).....	134
3.2.4.4	Filtro Percolador (Tratamiento Secundario).....	134
3.2.4.5	Desinfección .....	135
3.2.4.6	Tratamiento de Lodos (Lecho de Secado).....	135
3.2.4.7	Descarga al Cuerpo Receptor .....	136
3.2.5	Validación y Alineación con Normativas.....	136
3.2.5.1	Red de Alcantarillado Sanitario .....	136
3.2.5.2	Planta de Tratamiento de Aguas Residuales .....	136
3.2.6	Planos del Sistema del Alcantarillado Sanitario .....	137
3.2.7	Presupuesto del Sistema de Alcantarillado Sanitario .....	137
CAPITULO IV	.....	138
4	INGENIERÍA DEL PROYECTO .....	138
4.1	Parámetros de Diseño .....	138
4.1.1	Caudales de Diseño.....	138

4.1.1.1	Periodo de Diseño .....	138
4.1.1.2	Población de Inicial de Proyecto .....	138
4.1.1.3	Índice de Crecimiento Poblacional .....	138
4.1.1.4	Población Futura .....	139
4.1.1.5	Consumo de Agua Actual .....	139
4.1.1.6	Dotación Futura de Agua .....	139
4.1.1.7	Determinación del Coeficiente de Retorno .....	139
4.1.1.8	Cálculo del Caudal de Contribuciones Domesticas $Q_{MD}$ .....	140
4.1.1.9	Cálculo del Caudal de Contribuciones Industriales $Q_{IND}$ .....	140
4.1.1.10	Cálculo del Caudal de Contribuciones Comerciales $Q_C$ .....	140
4.1.1.11	Cálculo del Caudal de Contribuciones Instituciones públicas $Q_{IP}$ 140	
4.1.1.12	Cálculo del Caudal de Contribuciones por Infiltración Lineal $Q_{INF}$ 141	
4.1.1.13	Cálculo del Caudal de Máximo Horario Doméstico $Q_{MH}$ .....	141
4.1.1.14	Cálculo del Caudal de Contribuciones Conexiones erradas $Q_{CE}$ .	142
4.1.1.15	Cálculo del Caudal de Diseño de La Red de Alcantarillado $Q_{DT}$ .	142
4.1.1.16	Cálculo del Caudal Máximo Horario de Diseño Para la PTAR. .	142
4.1.1.17	Cálculo del Caudal Promedio de Diseño Para la PTAR .....	143
4.1.1.18	Cálculo del Caudal Mínimo de Diseño Para la PTAR.....	143
4.1.1.19	Resumen de Los Caudales de Diseño Para la Red de Alcantarillado Sanitario	143
4.1.1.20	Resumen de los Caudales de Diseño Para la PTAR.....	145
4.1.2	Cantidad y Calidad del Agua Residual Cruda .....	146

4.1.3	Cantidad y Calidad del Cuerpo Receptor .....	147
4.1.3.1	Cantidad de Agua en el Cuerpo Receptor .....	147
4.1.3.2	Calidad de Agua del Cuerpo Receptor .....	148
4.1.4	Clasificación del Cuerpo Receptor .....	149
4.2	Diseño de la Red de Alcantarillado Sanitario.....	150
4.2.1	Análisis Topográfico .....	150
4.2.1.1	Visita de Reconocimiento y Planificación .....	150
4.2.1.2	Levantamiento Topográfico con Estación Total .....	151
4.2.1.3	Generación de la Superficie Digital Del Terreno .....	151
4.2.1.4	Identificación de Divisoria de Aguas .....	151
4.2.1.5	Integración de Datos Topográficos en el Diseño de la Red .....	152
4.2.2	Tipo de Sistema de Alcantarillado.....	152
4.2.3	Caudal de Diseño .....	152
4.2.4	Criterios Aplicados al Diseño .....	152
4.2.4.1	Ecuación de Empleada para el calculo .....	152
4.2.4.2	Diámetro Mínimo .....	152
4.2.4.3	Coefficiente de Rugosidad.....	152
4.2.4.4	Material de Tuberías.....	153
4.2.4.5	Tensión Tractiva.....	153
4.2.4.6	Pendiente Mínima.....	153
4.2.4.7	Pendiente Maxima Admisible .....	154
4.2.4.8	Tirante Máxima de Agua.....	154
4.2.5	Disposiciones Constructivas del Diseño.....	154
4.2.5.1	Recubrimiento mínimo a la cota clave .....	154

4.2.5.2	Profundidad Máxima de los Colectores .....	155
4.2.5.3	Ubicación de Colectores.....	155
4.2.5.4	Elementos de Inspección .....	155
4.2.5.4.1	Ubicación de las Cámaras De Inspección.....	155
4.2.5.4.2	Distancia Entre Cámaras de Inspección .....	155
4.2.5.4.3	Dimensiones de Cámaras de Inspección.....	155
4.2.5.4.4	Cámaras Con Caída .....	155
4.2.6	Dimensiones del Ancho de Zanja .....	155
4.2.7	Trazado de Red de Alcantarillado .....	156
4.2.8	Diseño de Estación de Bombeo .....	157
4.2.8.1	Ubicación de la Estación de Bombeo.....	157
4.2.8.2	Cálculo del Caudal de Bombeo .....	157
4.2.8.3	Calculo de La Curva del Sistema.....	158
4.2.8.3.1	Cálculo de la Altura Dinamica Total .....	158
4.2.8.3.2	Altura Estática .....	158
4.2.8.3.3	Cálculo de Perdidas Por Fricción y Accesorios.....	159
4.2.8.3.4	Curva del Sistema.....	159
4.2.8.4	Dimensionamiento del Cárcamo de Bombeo .....	161
4.2.8.5	Datos de la Tubería de Impulsión .....	163
4.2.8.6	Selección de Bomba .....	163
4.2.8.7	Verificación de Operación .....	165
4.2.9	Modelación Hidráulica de la Red .....	169
4.3	Diseño de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales .....	171
4.3.1	Ubicación de la Planta de Tratamiento .....	171

4.3.2	Selección de Tratamientos .....	172
4.3.2.1	Selección de Tratamiento Pre-liminar .....	172
4.3.2.2	Selección de Tratamiento Primario .....	173
4.3.2.3	Selección de Tratamiento Secundario .....	174
4.3.2.4	Selección del Tratamiento de Desinfección .....	175
4.3.2.5	Tratamiento de Lodos.....	175
4.3.3	Línea de Tratamiento Adoptada .....	176
4.3.4	Calculo y Dimensionamiento de las Unidades de Tratamiento.....	177
4.3.4.1	Cálculo de Tratamiento Pre-liminar .....	177
4.3.4.1.1	Cálculo de Rejillas .....	177
4.3.4.1.2	Cálculo del Desarenador.....	179
4.3.4.1.3	Cálculo del Canal Parshall.....	180
4.3.4.2	Cálculo del Tratamiento Primario Tanque Imhoff.....	182
4.3.4.3	Cálculo del Tratamiento Secundario Filtro Biológico Percolador.....	184
4.3.4.4	Tratamiento de Desinfección Cámara de Contacto de Cloro .....	186
4.3.4.5	Tratamiento de Lodos (Lecho de Secado de Lodos).....	188
4.3.5	Descarga al Cuerpo Receptor .....	189
4.4	Alineamiento Con la Normativa Ambiental.....	190
4.4.1	Balace de Masas Eficiencia de los Tratamientos.....	190
4.4.1.1	Datos de Diseño.....	191
4.4.1.2	Eficiencia de Remoción del Tratamiento Primario (Tanque Imhoff)	
	191	
4.4.1.3	Eficiencia de Remoción del Tratamiento Secundario (Filtro	
	Biológico Percolador).....	192

4.4.1.4	Eficiencia de Remoción de la Desinfección (Cámara de Contacto de Cloro)	192
4.4.1.5	Balance de Masa Mezcla con el Cuerpo Receptor	193
4.4.1.6	Resumen de Balance de Masas	194
4.5	Elaboración de Planos del Sistema	195
4.5.1	Elaboración de Planos de la Red de Alcantarillado	195
4.5.1.1	Plano General del Trazado	195
4.5.1.2	Planos de Perfiles Longitudinales	196
4.5.1.3	Planos de Detalles Constructivos de la Red	196
4.5.1.4	Leyendas y Simbología	197
4.5.2	Elaboración de los Planos de la Planta Tratamiento	197
4.5.2.1	Plano General de la Planta	197
4.5.2.2	Planos de Detalles Constructivos de la Planta	198
4.5.2.3	Leyendas y Simbología	198
4.6	Elaboración del Presupuesto Del Proyecto	199
4.6.1	Metodología de Elaboración del Presupuesto	199
4.6.1.1	Definición de las Actividades	199
4.6.1.2	Definición de Ítems	200
4.6.1.3	Análisis de Precios Unitarios (APU)	200
4.6.1.4	Integración de Datos al Software Quark	201
4.6.2	Resultados Generados por Software Quark	201
4.6.2.1	Presupuesto Total del Proyecto:	201
CAPITULO V		203
5	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	203

5.1	CONCLUSIONES.....	203
5.2	RECOMENDACIONES .....	206
	REFERENCIAS.....	208
	ANEXOS .....	210

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 <i>Proyección de habitantes comunidad Santa Lucía</i> .....	4
Tabla 2 <i>Periodo de diseño en (años)</i> .....	19
Tabla 3 <i>Métodos para el cálculo de la población futura</i> .....	20
Tabla 4 <i>Aplicación de métodos de cálculo para la estimación</i> .....	21
Tabla 5 <i>Dotación media (L/hab/d)</i> .....	23
Tabla 6 <i>Coefficientes de infiltración en tuberías - <math>q_{inf}</math> (L/s/m)</i> .....	27
Tabla 7 <i>Valores del coeficiente de Pöpel</i> .....	28
Tabla 8 <i>Valores del coeficiente <math>k_2</math></i> .....	29
Tabla 9 <i>Valores de las rugosidades de las tuberías</i> .....	36
Tabla 10 <i>Profundidad mínima de colectores</i> .....	41
Tabla 11 <i>Dimensiones mínimas de zanja</i> .....	43
Tabla 12 <i>Composición típica del agua residual doméstica.</i> .....	52
Tabla 13 <i>Características físicas, químicas y biológicas de las aguas residuales y sus fuentes.</i> .....	54
Tabla 14 <i>Clasificación de los microorganismos</i> .....	59
Tabla 15 <i>Unidades de tratamiento de aguas residuales</i> .....	62
Tabla 16 <i>Velocidades de flujo</i> .....	67
Tabla 17 <i>Espesores y espaciamientos de rejillas</i> .....	68
Tabla 18 <i>Clasificación y tamaño de barras</i> .....	68
Tabla 19 <i>Cantidad de material cribado por abertura de rejillas</i> .....	71
Tabla 20 <i>Estimación de las cantidades de arenas extraídas en los desarenadores.</i> .....	76
Tabla 21 <i>Valores recomendados para el dimensionamiento de desengrasadores estáticos</i> .....	79

Tabla 22	<i>Medidores Parshall con escurrimiento libre: límites de aplicación</i> .....	81
Tabla 23	<i>Valores del exponente n y del coeficiente K</i> .....	82
Tabla 24	<i>Dimensiones estándar de medidores Parshall, en milímetros</i> .....	83
Tabla 25	<i>Dimensiones estándar de medidores Parshall, en milímetros</i> .....	84
Tabla 26	<i>Volumen útil de los Tanques Sépticos</i> .....	88
Tabla 27	<i>Factor de capacidad relativa según la temperatura</i> .....	91
Tabla 28	<i>Criterios de diseño para filtros anaerobios aplicables para el post tratamiento de efluentes de reactores anaerobios</i> .....	97
Tabla 29	<i>Características principales de los filtros percoladores</i> .....	100
Tabla 30	<i>Remoción de los distintos procesos de tratamientos</i> .....	112
Tabla 31	<i>Eficiencia de los procesos de tratamiento</i> .....	113
Tabla 32	<i>Valores Máximos Admisibles de Parámetros Indicadores de Contaminación</i> ..	116
Tabla 33	<i>Valores del coeficiente <math>k_2</math></i> .....	123
Tabla 34	<i>Resumen de Los Caudales de Diseño de la Red de Alcantarillado Sanitario</i> ....	144
Tabla 35	<i>Resumen de Los Caudales de Diseño Para la Planta de Tratamiento de Agua Residual</i> .....	145
Tabla 36	<i>Resultados del Análisis Físico-Químico-Bacteriológico del Agua Residual Cruda</i> .....	146
Tabla 37	<i>Resultados del Análisis Físico-Químico-Bacteriológico del Agua del Cuerpo Receptor</i> .....	148
Tabla 38	<i>Límites Máximos Admisibles de Parámetros en Cuerpo Receptores</i> .....	149
Tabla 39	<i>Pendiente Mínima Admisible Para <math>Q_p/Q_{ll} = 0,15</math></i> .....	154
Tabla 40	<i>Profundidad mínima de colectores</i> .....	154
Tabla 41	<i>Dimensiones mínimas de zanja</i> .....	156

Tabla 42 <i>Dimensionamiento del Cárcamo de Bombeo</i> .....	162
Tabla 43 <i>Datos de la Tubería de Impulsión</i> .....	163
Tabla 44 <i>Tabla Auxiliar Para la Verificación de Operación</i> .....	166
Tabla 45 <i>Verificación de los Ciclos de Operación</i> .....	168
Tabla 46 <i>Procesos Adoptados en el Tratamiento</i> .....	176
Tabla 47 <i>Resumen del Calculo y Dimensionamiento de las Rejillas</i> .....	178
Tabla 48 <i>Resumen del Calculo y Dimensionamiento del Desarenador</i> .....	180
Tabla 49 <i>Resumen del Calculo y Dimensionamiento del Canal Parshall</i> .....	181
Tabla 50 <i>Resumen del Calculo y Dimensionamiento del Tanque Imhoff</i> .....	183
Tabla 51 <i>Resumen del Calculo y Dimensionamiento del Filtro Biológico Percolador</i> .....	186
Tabla 52 <i>Resumen del Calculo y Dimensionamiento de la Cámara de Contacto de Cloro</i> .....	188
Tabla 53 <i>Resumen del Balance de Masas</i> .....	194
Tabla 54 <i>Capítulos y Actividades Desarrolladas en el Proyecto</i> .....	199
Tabla 55 <i>Incidencias Para Análisis de Precios Unitarios</i> .....	201
Tabla 56 <i>Presupuesto General del Proyecto</i> .....	201

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 <i>Comunidad de Santa Lucía</i> .....	3
Figura 2 <i>Estado actual letrinas de uso doméstico</i> .....	6
Figura 3 <i>Componentes de un Sistema de Alcantarillado Sanitario</i> .....	14
Figura 4 <i>Trazado de Red Tipo “MESETA”</i> .....	31
Figura 5 <i>Trazado de Red Tipo “LADERA”</i> .....	32
Figura 6 <i>Trazado de Red Tipo “LOMA”</i> .....	32
Figura 7 <i>Trazado de Red Tipo “VALLE EN U”</i> .....	33
Figura 8 <i>Trazado Tipo “COLINA”</i> .....	34
Figura 9 <i>Relaciones geométricas de la sección circular parcialmente llena</i> .....	37
Figura 10 <i>Estación de bombeo</i> .....	46
Figura 11 <i>Composición de las aguas residuales domésticas.</i> .....	51
Figura 12 <i>Clasificación de los sólidos presentes en las aguas residuales domésticas de concentración media.</i> .....	53
Figura 13 <i>Variación horaria típica del caudal de las aguas residuales domésticas.</i> .....	60
Figura 14 <i>Reja de limpieza manual</i> .....	66
Figura 15 <i>Reja de limpieza mecanizada</i> .....	66
Figura 16 <i>Desarenador de flujo horizontal</i> .....	72
Figura 17 <i>Desarenador de flujo vertical</i> .....	72
Figura 18 <i>Desarenador aireado</i> .....	73
Figura 19 <i>Desarenador de dos unidades en paralelo</i> .....	74
Figura 20 <i>Desengrasadores estáticos.</i> .....	78
Figura 21 <i>Desengrasador aireado</i> .....	78
Figura 22 <i>Canal Parshall</i> .....	80

Figura 23 <i>Canal Parshall</i> .....	84
Figura 24 <i>Sección transversal de un Tanque Séptico.</i> .....	86
Figura 25 <i>Sección transversal de un Tanque Imhoff</i> .....	89
Figura 26 <i>Esquema grafico de la cámara de digestión y la tubería de extracción de lodos</i> .....	92
Figura 27 <i>Esquemas de Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA)</i> .....	94
Figura 28 <i>Esquema de las partes que componen a un filtro percolador</i> .....	98
Figura 29 <i>Materiales de soporte empleados en Filtros Percoladores</i> .....	100
Figura 30 <i>Geometría de los filtros percoladores</i> .....	101
Figura 31 <i>Esquema de una Laguna Anaerobia</i> .....	104
Figura 32 <i>Esquema de una Laguna Facultativa</i> .....	105
Figura 33 <i>Esquema de una Laguna de Maduración</i> .....	106
Figura 34 <i>Tipos de humedales construidos, típicamente usados para tratamiento de aguas residuales</i> .....	107
Figura 35 <i>Esquema de un Reactor UASB</i> .....	107
Figura 36 <i>Esquema de un Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente</i> .....	108
Figura 37 <i>Laberinto de cloración</i> .....	111
Figura 38 <i>Medición De Caudal</i> .....	147
Figura 39 <i>Trazado Tipo Bayoneta</i> .....	156
Figura 40 <i>Determinación de la Curva del Sistema</i> .....	159
Figura 41 <i>Curva del Sistema</i> .....	160
Figura 42 <i>Esquema de la Estación de Bombeo</i> .....	161
Figura 43 <i>Bomba Sumergible Sulzer JS 15</i> .....	164
Figura 44 <i>Curva Característica Bomba JS 15 (114D)</i> .....	164

Figura 45 <i>Esquema de las Condiciones de Operación "A" y "B"</i> .....	165
Figura 46 <i>Comparación de las Tres Curvas</i> .....	167
Figura 47 <i>Pasos a Seguir en Software AquasystemS</i> .....	170
Figura 48 <i>Ubicación de la PTAR</i> .....	171
Figura 49 <i>Perfil del Sistema de Tratamiento</i> .....	176
Figura 50 <i>Rejillas de Limpieza Manual</i> .....	177
Figura 51 <i>Esquema de Desarenador</i> .....	179
Figura 52 <i>Esquema de Canal Parshall</i> .....	181
Figura 53 <i>Esquema de Tanque Imhoff</i> .....	182
Figura 54 <i>Forma Típica de las Bacterias</i> .....	184
Figura 55 <i>Esquema de un Filtro Biológico Percolador</i> .....	185
Figura 56 <i>Esquema de la Cámara de Contacto de Cloro</i> .....	187



# CAPÍTULO I

## 1 Introducción

El saneamiento básico es un elemento esencial para garantizar la calidad de vida de las comunidades y la protección del medio ambiente. En la comunidad de Santa Lucía, ubicada en el municipio de Bella Flor, departamento de Pando, se identifica una problemática crítica debido a la inexistencia de un sistema de alcantarillado sanitario que permita la recolección y tratamiento adecuado de las aguas residuales. Esta deficiencia ha generado un impacto negativo en el medio ambiente y la salud pública, manifestándose en la contaminación de recursos hídricos y riesgos sanitarios para sus habitantes.

Con una población actual de 368 habitantes y un clima tropical característico de la región, la comunidad cuenta con servicios básicos como electricidad y agua potable, pero carece de infraestructura sanitaria que garantice la disposición segura de las aguas residuales. Esta situación subraya la urgente necesidad de implementar soluciones que no solo respondan a las demandas actuales, sino que también sean sostenibles en el tiempo y compatibles con el crecimiento poblacional proyectado.

El presente proyecto tiene como objetivo diseñar un sistema de alcantarillado sanitario eficiente que permita mejorar la calidad de vida de los habitantes, proteger los recursos hídricos de la región y reducir los riesgos asociados a la contaminación ambiental. Además, busca garantizar el cumplimiento de la normativa boliviana NB-688 y las disposiciones establecidas en la Ley de Medio Ambiente 1333, contribuyendo al desarrollo sostenible de la comunidad.

La relevancia del proyecto radica en su capacidad para transformar las condiciones de vida de Santa Lucía, promoviendo un entorno más saludable y disminuyendo significativamente los impactos ambientales. La implementación de este sistema permitirá el tratamiento adecuado de las aguas residuales, asegurando su disposición final en condiciones seguras y minimizando los riesgos tanto para la población como para los ecosistemas cercanos.

## 1.1 Antecedentes

Los sistemas de alcantarillado tienen sus raíces en civilizaciones antiguas. Uno de los ejemplos más emblemáticos es la Cloaca Máxima de la antigua Roma, construida en el siglo VI a.C., que transportaba aguas residuales desde el Foro hasta el río Tíber. Sin embargo, el tratamiento sistemático de las aguas residuales no se desarrolló hasta finales del siglo XIX, impulsado por avances científicos como la teoría del germen de Koch y Pasteur, que estableció la relación entre la contaminación del agua y las enfermedades (Metcalf & Eddy, 1995).

A lo largo del siglo XX, los sistemas de alcantarillado evolucionaron significativamente, incorporando tecnologías como los procesos de lodos activados, los filtros percoladores y los sistemas de tratamiento anaeróbico. Estos avances han permitido mejorar la eficiencia en la remoción de contaminantes y reducir los impactos ambientales asociados con la disposición de aguas residuales.

A nivel global, el acceso a sistemas de saneamiento adecuados sigue siendo uno de los desafíos más críticos para el desarrollo sostenible. Según el informe conjunto de la Organización Mundial de la Salud (OMS) y UNICEF (2020), aproximadamente 2.300 millones de personas, el 29% de la población mundial, carecen de instalaciones de saneamiento gestionadas de manera segura. Esta situación es particularmente grave en áreas rurales y periurbanas, donde la falta de infraestructura sanitaria contribuye a la contaminación de los recursos hídricos y a la propagación de enfermedades.

La falta de acceso a un saneamiento adecuado tiene graves implicaciones para la salud pública. Las aguas residuales sin tratar son una de las principales fuentes de contaminación de los cuerpos de agua, lo que favorece la proliferación de enfermedades como la diarrea, el cólera, la hepatitis y diversas infecciones parasitarias. Según la OMS (OMS, 2019), la diarrea asociada a la falta de saneamiento es responsable de más de 430.000 muertes anuales en niños menores de cinco años, siendo las poblaciones vulnerables las más afectadas.

En Bolivia, el acceso a servicios de saneamiento básico, varía considerablemente entre las ciudades y las áreas rurales. Según la (ABI, 2024), Mientras que en las ciudades la mayoría de la población alrededor del 72.1% Tiene acceso a sistemas de saneamiento básico,

en las zonas rurales esta cifra se reduce drásticamente, alcanzando apenas el 45.9 %. Esta brecha se debe a múltiples factores, como la falta de recursos económicos, la escasa planificación territorial y la limitada capacidad institucional para implementar proyectos de infraestructura sanitaria en comunidades alejadas. Como resultado, muchas familias en zonas rurales dependen de métodos no seguros para la disposición de aguas residuales, lo que genera impactos negativos en la salud y el medio ambiente.

La comunidad de Santa Lucía, ubicada en el municipio de Bella Flor, departamento de Pando ver figura 1. Es una zona rural que enfrenta desafíos significativos en materia de saneamiento básico. Con una población de 308 habitantes y 76 viviendas, y una tasa de crecimiento anual del 4.71%, la tabla 1 muestra que se proyecta que para el año 2025 la comunidad alcance los 497 habitantes y aproximadamente 150 viviendas (P.T.D.I Bella Flor). Este crecimiento demográfico, aunque moderado, ejerce presión sobre la infraestructura existente y resalta la necesidad de implementar soluciones sostenibles para la para la gestión de aguas residuales.

### **Figura 1**

*Comunidad de Santa Lucía*



*Nota.* Elaboración propia en base a imágenes de Google Earth.

**Tabla 1***Proyección de habitantes comunidad Santa Lucía*

Año	P <sub>Futura</sub>
2013	323
2014	337
2015	352
2016	366
2017	381
2018	395
2019	410
2020	424
2021	439
2022	453
2023	468
2024	482
2025	497

*Nota.* Elaboración propia en Base a datos de Gobierno Autónomo Municipal de Bella Flor (2016).

Santa Lucía carece totalmente de un adecuado sistema de recolección, transporte y tratamiento de sus aguas residuales, lo que obliga a los habitantes a gestionar sus aguas residuales mediante letrinas y cámaras sépticas con fosos de absorción. Sin embargo, muchos de estos sistemas no cumplen con los estándares técnicos necesarios para evitar la contaminación del suelo y las fuentes de agua subterránea. Además, es común que las aguas grises (provenientes de lavanderías y cocinas) sean vertidas directamente en el entorno, generando focos de contaminación y malos olores.

Las letrinas y los pozos sépticos mal contruidos pueden estar llegando a contaminar las aguas subterráneas. Esta contaminación no solo afecta la calidad del agua que podría ser utilizada para consumo humano, sino que también representa un riesgo para la agricultura y la ganadería, actividades fundamentales para la economía local. Además, la filtración de aguas residuales en el suelo puede generar la proliferación de vectores de enfermedades, que transportan patógenos y contribuyen a la propagación de infecciones.

La falta de un sistema de alcantarillado sanitario en la comunidad de Santa Lucía representa un problema crítico que afecta la salud pública, el medio ambiente y el desarrollo socioeconómico de la zona. Las prácticas actuales de gestión de aguas residuales, como el

uso de letrinas y cámaras sépticas, han demostrado ser insuficientes generando la contaminación de suelos y aguas subterráneas.

## **1.2 Planteamiento del Problema**

La comunidad Santa Lucía, aunque cuenta con servicios básicos como ser agua potable y energía eléctrica carece de un sistema de recolección y tratamiento de aguas residuales.

La comunidad gestiona actualmente sus aguas residuales mediante letrinas y pozos sépticos con fosos de absorción, como se pueden ver en la figura 2. Sistemas que por su diseño inadecuado han demostrado ser insuficientes para una disposición segura. Esta deficiencia en la infraestructura sanitaria ha generado contaminación de suelos y aguas subterráneas, situación que se agrava por la proximidad de un arroyo, incrementando el riesgo de afectación a los recursos hídricos locales y representando una amenaza significativa para la salud pública y el equilibrio del ecosistema. Esta problemática se ve reforzada por la limitación de recursos económicos y la falta de apoyo institucional, factores que históricamente han impedido la implementación de un sistema de alcantarillado sanitario acorde a los estándares técnicos requeridos.

En el ámbito de la salud pública, las enfermedades de mayor prevalencia en el municipio incluyen la malaria, las infecciones respiratorias agudas (IRAs) y las enfermedades diarreicas agudas (EDAs), estas últimas asociadas principalmente al consumo de agua contaminada con agentes patógenos, tales como bacterias, virus y parásitos. Según el perfil epidemiológico de la población, estratificado por grupo etario y desarrollado en el (P.T.D.I Bella Flor), se han registrado cifras que alcanzan hasta 50 casos mensuales de EDAs, lo cual evidencia un impacto significativo en la morbilidad local, especialmente en poblaciones vulnerables.

## Figura 2

### *Estado actual letrinas de uso doméstico*



*Nota.* Elaboración propia.

En el ámbito ambiental, la contaminación de suelos y aguas subterráneas representa un riesgo a largo plazo para los recursos hídricos de la comunidad. Debido a la infiltración de las aguas residuales provenientes de las letrinas y los pozos de absorción, es probable que las aguas subterráneas estén siendo contaminadas, y que estas, a su vez, estén llegando al arroyo cercano, que se utiliza para la captación de agua potable en la comunidad. Esta situación no solo compromete la calidad del agua que consume la población, sino que también representa un riesgo para la salud de los habitantes y para la sostenibilidad del ecosistema local. En el ámbito socioeconómico, la falta de acceso a saneamiento básico limita el desarrollo de la comunidad y contribuye a perpetuar condiciones de pobreza y desigualdad lo que ocasiona un ciclo de pobreza y limita las oportunidades de progreso económico.

#### ***1.2.1 Problema Principal***

La comunidad de Santa Lucía, ubicada en el municipio de Bella Flor, departamento de Pando, carece de un sistema de alcantarillado sanitario adecuado para gestionar las aguas residuales generadas por sus habitantes. Actualmente, el uso de letrinas y pozos sépticos con fosos de absorción ha demostrado ser insuficiente, generando la contaminación de suelos y aguas subterráneas. Esta contaminación, a su vez, podría estar afectando el arroyo cercano,

que es fuente de abastecimiento de agua potable para la comunidad, lo que representa un riesgo significativo para la salud pública y el medio ambiente. La ausencia de infraestructura sanitaria ha incrementado la incidencia de enfermedades hídricas, como diarrea y parasitosis. lo cual también obstaculiza el desarrollo socioeconómico. Por ello, se requiere el diseño e implementación de un sistema de alcantarillado sanitario eficiente y sostenible, que garantice la gestión adecuada de aguas residuales, mejore la calidad de vida de la población y preserve los recursos naturales, esto conlleva a plantear la siguiente problemática:

¿Cómo diseñar un sistema adecuado para el tratamiento de aguas residuales en la comunidad de Santa Lucía que garantice una correcta recolección, transporte, tratamiento y descarga de las aguas residuales, conforme a la normativa boliviana?

### **1.3 Objetivos**

#### ***1.3.1 Objetivo General***

Realizar el diseño del sistema de alcantarillado sanitario y la planta de tratamiento de aguas residuales en la comunidad de Santa Lucía, para proveer de una adecuada recolección, transporte, tratamiento y descarga de sus aguas residuales.

#### ***1.3.2 Objetivos Específicos***

- Determinar los parámetros de diseño para el sistema de alcantarillado sanitario y la planta de tratamiento de aguas residuales.
- Diseñar el sistema de alcantarillado sanitario acorde a la topografía de la zona, según la normativa boliviana, NB-688.
- Diseñar la planta de tratamiento de aguas residuales considerando la selección de alternativas de tratamientos.
- Elaborar los planos y perfiles longitudinales de red de alcantarillado sanitario y la planta de tratamiento de aguas residuales.
- Elaborar el presupuesto del sistema de alcantarillado sanitario.

## **1.4 Justificación**

El presente trabajo de grado se desarrolla con el objetivo de proporcionar una alternativa técnica y económicamente viable para la futura inversión y ejecución de un sistema de alcantarillado sanitario en la comunidad de Santa Lucía, municipio de Bella Flor, departamento de Pando. Este proyecto busca mitigar los riesgos asociados a la falta de infraestructura sanitaria, tales como la proliferación de enfermedades de origen hídrico (diarrea, parasitosis intestinales, entre otras) y problemas de contaminación ambiental que afectan directamente la calidad de vida de los habitantes.

También se puede afirmar que el presente proyecto de grado tiene una relevancia técnica y social significativa, ya que aborda una problemática crítica en el ámbito del saneamiento básico. La implementación de un sistema de alcantarillado sanitario no solo resolverá una necesidad urgente de la comunidad, sino que también contribuirá al cumplimiento de los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS), en particular el ODS 6: 'Agua limpia y saneamiento'. Además, el proyecto se alinea con las normativas nacionales, como la Ley N° 1333 de Medio Ambiente, y establece un precedente para la aplicación de soluciones técnicas innovadoras en zonas rurales con condiciones similares.

Los beneficios sociales y técnicos de este proyecto son de amplio alcance. En primer lugar, se mejorará la salud pública al reducir la incidencia de enfermedades transmitidas por el agua, como la diarrea y las parasitosis intestinales, mediante la eliminación de la disposición inadecuada de aguas residuales. Esto tendrá un impacto directo en la calidad de vida de los habitantes. En segundo lugar, se protegerá el medio ambiente al evitar la contaminación de suelos y acuíferos, así como del arroyo cercano, preservando los recursos hídricos y minimizando el impacto en el ecosistema local. Finalmente, se promoverá el desarrollo socioeconómico de la comunidad, reduciendo las condiciones de pobreza y desigualdad, y generando oportunidades para actividades económicas sostenibles.

## **1.5 Metodología y Herramientas Utilizadas.**

En primera instancia, se llevará a cabo un reconocimiento técnico del área de intervención, con el objetivo de identificar los puntos críticos que requieran atención prioritaria. Posteriormente, se procederá a la recopilación sistemática de información

secundaria y primaria, incluyendo estudios previos, datos cartográficos y encuestas descriptivas de carácter presencial, diseñadas bajo criterios técnicos y aplicadas cara a cara a la población residente estas encuestas, estructuradas en cuestionarios estandarizados, permitirán cuantificar variables clave como: densidad poblacional, hábitos de consumo hídrico y infraestructura sanitaria existente. Con la finalidad de garantizar la fiabilidad y precisión de los datos que sustentarán la elaboración del proyecto. Este proceso permitirá establecer una base técnica sólida para la planificación y ejecución de las acciones propuestas.

A continuación, se detalla la metodología de trabajo diseñada para alcanzar cada uno de los objetivos específicos propuestos.

- **Determinar los parámetros de diseño del sistema de alcantarillado sanitario y la planta de tratamiento de aguas residuales.** Se determinarán los parámetros de diseño para el sistema de alcantarillado sanitario como ser: Obtención de datos sobre la población de la comunidad, levantamiento topográfico, estudio geotécnico, periodo de diseño, caudal de diseño, áreas de tributarias entre otros. Basándose en los lineamientos indicados por la normativa boliviana, NB-688. Se utilizarán algunas herramientas como ser: encuestas, equipo de protección personal, estación total, ensayo SPT y programas computarizados como ser: Excel, Civil 3D entre otros. De la misma manera se determinarán los parámetros de diseño para la planta de tratamiento de aguas residuales como ser: levantamiento topográfico, estudio geotécnico, análisis físico-químico-bacteriológico de las aguas residuales. este último para definir parámetros necesarios como ser: DBO, DQO, SST entre otros. Se utilizarán algunas herramientas como ser: equipo de protección personal, estación total, ensayo SPT y programas computarizados como ser: Excel, Civil 3D entre otros.
- **Diseño del sistema de alcantarillado sanitario.** Para el desarrollo de este objetivo se efectuará mediante trabajo de gabinete el cual consiste en el diseño del sistema de alcantarillado sanitario en el cual se buscará el trazado más eficiente y económico acorde a la topografía y características de la zona,

cumpliendo con todos los parámetros indicados en la norma boliviana NB-688. Se utilizarán herramientas computarizadas como ser: Excel, Civil 3D, AquasystemS Networks entre otros.

- **Diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales.** Se procede al diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales el cual se realizara mediante trabajo de gabinete, el número de tratamientos necesarios ya sean primarios secundarios o terciarios y el tipo de tratamiento biológico de la planta de aguas residuales obedecerá al análisis de aguas residuales realizado anteriormente cumpliendo con los parámetros establecidos por la normativa de medio ambiente del país, para realizar el diseño se utilizaran herramientas computarizadas como ser: Excel, Civil 3D entre otros.
- **Elaboración de planos y perfiles longitudinales de la red de alcantarillado sanitario y la planta de tratamiento de aguas residuales.** Luego de haber realizado el diseño de la red de alcantarillado sanitario y la planta de tratamiento de aguas residuales se procede a la elaboración de los planos y perfiles longitudinales de la red de alcantarillado sanitario, de la misma manera elaborarán los planos respectivos de la planta de tratamiento de aguas residuales tomando en cuenta los detalles constructivos para el desarrollo de los mismos, se apoyará en herramientas computarizadas como ser (AutoCAD, Civil 3D y otros).
- **Elaboración del presupuesto del sistema de alcantarillado sanitario.** Para la elaboración del presupuesto general del sistema de alcantarillado sanitario, se realizarán cálculos métricos detallados y análisis de precios unitarios empleando herramientas digitales especializadas (Quark), con el fin de generar un presupuesto referencial ajustado a las condiciones reales del proyecto, garantizando precisión en la estimación de costos.

## 1.6 Alcances

Los trabajos previstos en el presente proyecto contemplarán exclusivamente las siguientes acciones:

- Se determinarán los parámetros necesarios para el proyecto como ser datos demográficos, topográficos y geotécnicos, necesarios para determinar los caudales de diseño y las pendientes de las tuberías y la caracterización de las aguas residuales mediante análisis físico-químicos y bacteriológicos, que permitirán definir parámetros como DBO, DQO, SST, y Coliformes Termorresistentes.
- El diseño de la red de alcantarillado sanitario incluirá el diseño hidráulico de la red de colectores, la ubicación de los pozos de inspección y la estación de bombeo, considerando la topografía local, se delimitarán las áreas tributarias cumpliendo estrictamente con los criterios de diseño de la Norma Boliviana NB-688. Con el fin de garantizar el cumplimiento de los estándares técnicos.
- El diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR) se basará en la caracterización de las aguas residuales mediante análisis físico-químicos y bacteriológicos. Se seleccionará la tecnología de tratamiento más adecuada y se dimensionarán las unidades principales. El diseño cumplirá con las normativas ambientales vigentes.
- Elaboración de la documentación gráfica completa del sistema, la cual comprende los planos de la red de recolección y transporte de aguas residuales, así como los planos de la planta de tratamiento. Esta documentación incorporará planimetría general, perfiles longitudinales y los planos de distribución, dimensionamiento y detalles constructivos de todas las unidades de la planta de tratamiento, garantizando una representación técnica precisa
- El presupuesto del sistema incluirá los costos asociados a la construcción de la red de alcantarillado y la PTAR. Se considerarán los materiales, mano de obra, equipos y herramientas.

## CAPÍTULO II

### **2 Fundamentos Teóricos.**

#### **2.1 Sistema de Alcantarillado Sanitario.**

Según la (Norma Boliviana NB 688, 2007), un sistema de alcantarillado es el conjunto de colectores secundarios, principales, interceptores, emisarios, bombeo, cámaras de inspección, terminales de limpieza y tubos de inspección y limpieza, que recogen y transportan aguas residuales (viviendas, industrias, comercios e instituciones públicas) hasta la planta de tratamiento o disposición final. Denominado también sistema de recolección y evacuación de aguas residuales.

##### **2.1.1 Componentes de un Sistema de Alcantarillado Sanitario**

Según la (Norma Boliviana NB 688, 2007), los elementos esenciales que conforman un sistema de alcantarillado sanitario incluyen los siguientes componentes principales:

###### **2.1.1.1 Redes Públicas.**

Conjunto de tuberías que reciben las aguas residuales de ramales condominiales o conexiones domiciliarias.

###### **2.1.1.2 Colector Principal.**

Conducto sin conexiones domiciliarias directas que recibe los caudales de los tramos secundarios, para conducirlos a plantas de tratamiento de aguas residuales o a cuerpos de agua.

###### **2.1.1.3 Colector Secundario.**

Colector de diámetro menor que se conecta a un colector principal.

###### **2.1.1.4 Interceptor.**

Colector que recibe la contribución de varios colectores principales, localizados en forma paralela a lo largo de las márgenes de quebradas y ríos o en la parte más baja de la cuenca.

###### **2.1.1.5 Estaciones de Bombeo.**

Conjunto de estructuras, instalaciones y equipos que permiten elevar el agua de un nivel inferior a otro superior, haciendo uso de equipos de bombeo.

#### **2.1.1.6 Emisario.**

Conducto, canal o tubería que tiene como origen el punto más bajo del sistema y que conduce las aguas residuales al sitio donde se someterán a tratamiento. Se caracteriza porque a lo largo de su recorrido no recibe contribución alguna.

#### **2.1.1.7 Cámara de Inspección o Pozo de Visita.**

Cámara que se instala en los cambios de dirección, diámetro o pendiente en las tuberías de alcantarillado de la red pública, la misma sirve para permitir la inspección y mantenimiento de los colectores. Visitable a través de una abertura existente en su parte superior, destinada a permitir la reunión de dos o más colectores. Estructura de mampostería de piedra o ladrillo u hormigón, de forma usualmente cilíndrica, que remata generalmente en su parte superior en forma troncocónica y con tapa removible.

#### **2.1.1.8 Tratamiento.**

El tratamiento o depuración de aguas residuales es un conjunto de procesos físicos, químicos y biológicos cuyo propósito es eliminar los contaminantes presentes en el agua residual, siempre buscando cumplir con las normativas ambientales exigidas por la normativa del país.

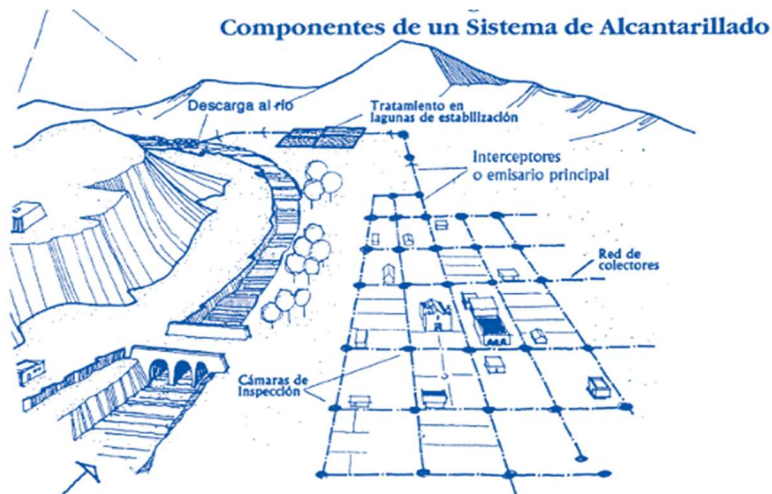
#### **2.1.1.9 Disposición Final.**

Destino final del efluente de aguas residuales a una planta de tratamiento o cuerpo receptor de agua.

Si bien existen más componentes importantes en un sistema de alcantarillado sanitario los mencionados anteriormente son los más importantes, cada uno de estos componentes es fundamental para asegurar un manejo seguro y eficiente de las aguas residuales. Un sistema de alcantarillado sanitario bien diseñado previene la contaminación del medio ambiente, reduce el riesgo de enfermedades transmisibles por el agua y mejora la calidad de vida de las personas. Además, garantiza la protección de los recursos hídricos y ayuda a cumplir con las normativas ambientales, contribuyendo al desarrollo sostenible de las comunidades. Una composición típica de un sistema de alcantarillado se poder observar en la figura 3.

**Figura 3**

*Componentes de un Sistema de Alcantarillado Sanitario*



*Nota.* Adaptado de (Manual de Operacion y Mantenimiento de Sistemas de Alcantarillado en Areas Rurales, 2007)

**2.1.2 Tipos de Sistemas**

Según indica la (Norma Boliviana NB 688, 2007), los tipos de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales pueden dividirse en los siguientes:

- Sistemas convencionales.
- Sistemas no convencionales.
- Sistemas aislados de disposición.

**2.1.2.1 Sistemas Convencionales.**

Los sistemas de alcantarillado convencionales son los sistemas tradicionales utilizados para la recolección y transporte de aguas residuales o pluviales hasta los sitios de disposición final. Los tipos de sistemas convencionales son: El alcantarillado separado y el alcantarillado combinado. En el primero, tanto las aguas residuales como las pluviales son recolectadas y transportadas mediante sistemas independientes; es decir, alcantarillado sanitario y alcantarillado pluvial; mientras que, en el tipo combinado, esto se hace por el mismo sistema.

### **2.1.2.2 Sistemas no convencionales.**

Los sistemas de alcantarillado no convencionales son sistemas de menor costo basados en consideraciones de diseño adicionales y en una tecnología disponible para su operación y mantenimiento.

Dentro de estos sistemas alternativos están los denominados alcantarillados condominiales, los alcantarillados sin arrastre de sólidos, los alcantarillados modulares 100% con material plástico y los alcantarillados simplificados. Los sistemas no convencionales deben constituir alternativas de saneamiento, cuando partiendo de sistemas in situ, se incrementa la densidad de población.

a) Los sistemas de alcantarillados sanitarios condominiales (SASC).

Son sistemas que recogen las aguas residuales de un conjunto de viviendas que normalmente están ubicadas en un área inferior a 1 ha, mediante el “ramal condominal”, y que se conecta a la red pública a través de un punto de inspección.

b) Los alcantarillados sin arrastre de sólidos (ASAS).

Son sistemas que permiten trasladar aguas residuales domésticas que han sido sedimentadas o decantadas previamente en un tanque séptico, también denominado “tanque interceptor de sólidos”. El caudal de estos alcantarillados puede alternar a sección parcialmente llena y el flujo presión. En tales casos, deben tomarse precauciones a fin de que se asegure que en las secciones que trabajan a presión no exista reflujos del colector al tanque interceptor. Asimismo, entre el punto inicial y el final del colector debe existir una diferencia positiva de altura. Sirven para uso doméstico en pequeñas comunidades o poblados y su funcionamiento depende de la operación adecuada de los tanques interceptores y del control al uso indebido de los colectores. Desde el punto de vista ambiental pueden tener un costo y un impacto mucho más reducido.

El alcantarillado sin arrastre de sólidos (ASAS) es también conocido como alcantarillado de flujo decantado (AFD), alcantarillado de pequeño diámetro (APD), alcantarillado de redes de aguas residuales decantada

(ARARD), alcantarillados libres de sólidos (ALS) o de drenes de efluentes (DE).

c) Los sistemas de alcantarillados simplificados (SAS).

Funcionan esencialmente como un alcantarillado sanitario convencional, pero teniendo en cuenta para su diseño y construcción consideraciones que permiten reducir el diámetro de los colectores tales como la disponibilidad de mejores equipos para su mantenimiento, que permiten reducir el número de pozos de inspección o su sustitución por estructuras más económicas.

d) Los sistemas de alcantarillados modulares 100 % de material plástico (SAM).

Son sistemas definidos en bloques o “módulos”, aliados a una creativa disposición física del sistema de colecta con las ventajas del material hidráulico utilizado (totalmente de material plástico). Según la disposición física, son admitidas conexiones prediales solo en las redes secundarias y en las redes principales, no siendo permitidas en los colectores troncales diámetros menores a 150 mm. El sistema modular, es concebido de modo de minimizar la influencia del usuario en su desempeño. Con la utilización del Tubo de Inspección y Limpieza (TiL) con tapón y la Terminal de Limpieza (TL) partes integrantes de la inspección, con dimensiones cerradas, el acceso queda restringido solo a la inspección visual, tornándose el sistema semi-cerrado, “cerrado” lo suficiente para que el usuario no tenga perjuicio en el desempeño del sistema y “abierto” lo bastante para que el responsable del servicio pueda manejarlo.

### **2.1.2.3 Sistemas aislados de disposición**

Sistemas basados en la disposición in situ de las aguas residuales, como las letrinas, cámaras sépticas, campos de infiltración y baños ecológicos (campo seco o húmedo) los cuales son sistemas de bajo costo y pueden ser apropiados en áreas urbanas, periurbanas y rurales con población dispersa y adecuadas características del subsuelo.

### **2.1.3 Estudios Básicos del Diseño.**

Según la (Norma Boliviana NB 688, 2007), los estudios básicos deben realizarse en el lugar del proyecto y con participación de la población beneficiaria, organizaciones e instituciones involucradas. Se deben considerar en términos generales, sin ser limitativos los siguientes estudios básicos de diseño:

- Técnico
- Socio-económico y cultural
- Ambiental

#### **2.1.3.1 Estudios técnicos**

Los estudios técnicos deben incluir:

- a) Evaluación de la cuenca
- b) Evaluación de las posibles fuentes de agua
- c) Calidad y cantidad de las aguas
- d) Reconocimiento geológico del área del proyecto
- e) Estudios de suelos y geotécnicos
- f) Trabajos topográficos; véase Anexo A (Normativo)
- g) Evaluación del sistema de abastecimiento de agua existente
- h) Evaluación del sistema de recolección y evacuación de aguas residuales y/ o pluviales existente
- i) Evaluación del cuerpo receptor para la disposición final de las aguas residuales

#### **2.1.3.2 Estudios socio-económicos y culturales**

Los estudios socio-económicos y culturales deben incluir:

- a) Población actual y sus características de crecimiento
- b) Tipo de suministro de servicios y cobertura
- c) Evaluación de la condición económica de la población
- d) Evaluación de las condiciones sanitarias
- e) Hábitos y costumbres sobre el manejo del agua
- f) Evaluación de la salud con relación al agua

### **2.1.3.3 Estudios Ambientales**

Los estudios ambientales deben incluir la evaluación de las condiciones del entorno ambiental en la zona del proyecto. Particularmente las referidas al uso y conservación de las fuentes hídricas e hidrogeológicas.

### **2.1.4 Parámetros Básicos de Diseño**

Según la (Norma Boliviana NB 688, 2007), Indica que los parámetros de diseño constituyen los elementos básicos para el desarrollo del diseño de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales.

La importancia de estos parámetros radica en que permiten optimizar el transporte de las aguas residuales, garantizan la autolimpieza de las tuberías, evitan la acumulación de sólidos y aseguran un dimensionamiento adecuado para atender tanto las necesidades actuales como futuras de la población. Además, un correcto diseño que cumpla con los parámetros técnicos contribuye a la sostenibilidad del sistema, reduciendo costos de operación y mantenimiento, y asegurando el cumplimiento de las normativas ambientales.

#### **2.1.4.1 Periodo de Diseño**

El período de diseño es el tiempo durante el cual servirán eficientemente las obras del sistema. Los factores que intervienen en la selección del período de diseño son:

- a) Vida útil de las estructuras y equipos tomando en cuenta la obsolescencia, desgaste y daños
- b) Ampliaciones futuras y planeación de las etapas de construcción del proyecto
- c) Cambios en el desarrollo social y económico de la población
- d) Comportamiento hidráulico de las obras cuando éstas no estén funcionando a su plena capacidad

El período de diseño debe adoptarse en función de los componentes del sistema y las características de la población, según lo indicado en la tabla 2.

**Tabla 2***Periodo de diseño en (años)*

<b>Componentes del sistema</b>	<b>Población menor a 20 000 habitantes</b>	<b>Población mayor a 20 000 habitantes</b>
Interceptores y emisarios	20	30
Plantas de tratamiento	15 a 20	20 a 30
Estaciones de bombeo	20	20
Colectores	20	20
<b>Equipamiento:</b>		
Equipos eléctricos	5 a 10	5 a 10
Equipos de combustión interna	5	5

*Nota.* (Norma Boliviana NB 688)

Con el fin de evitar inversiones mayores al inicio del proyecto y/o el sobredimensionamiento de los distintos componentes del sistema, referido a los requerimientos del período inicial del proyecto, se deben definir etapas de construcción para los componentes susceptibles de crecimiento.

#### **2.1.4.2 Población del proyecto**

Es el número de habitantes servidos por el proyecto para el período de diseño, el cual debe ser establecido con base en la población inicial.

Para la estimación de la población de proyecto se deben considerar los siguientes aspectos:

- a) Población inicial, referida al número de habitantes dentro el área de proyecto que debe determinarse mediante un censo de población y/o estudio socioeconómico.

Se deben aplicar los datos estadísticos del Instituto Nacional de Estadística para determinar la población de referencia o actual y los índices de crecimiento demográfico respectivos.

Para poblaciones menores, en caso de no contar con índice de crecimiento poblacional, se debe adoptar el índice de crecimiento de la población de la capital o del municipio. Si el índice de crecimiento fuera negativo se debe adoptar como mínimo un índice de crecimiento de 1 %.

- b) Población futura, referida al número de habitantes dentro el área del proyecto que debe estimarse con base a la población inicial, el índice de crecimiento poblacional y el período de diseño.

### 2.1.4.2.1 Métodos de cálculo

Para determinar la población futura para el proyecto, es necesario conocer cuál es la posible distribución de la población. Se deben tomar en cuenta los métodos tradicionales como se muestra en la tabla 3.

**Tabla 3**

*Métodos para el cálculo de la población futura*

Método	Fórmula	Observaciones
Aritmético	$P_f = P_0 \left(1 + \frac{i * t}{100}\right)$	Dónde:
		$P_f$ Población futura, en hab
Geométrico	$P_f = P_0 \left(1 + \frac{t}{100}\right)^t$	$P_0$ Población inicial, en hab
Exponencial	$P_f = P_0 * e^{\left(\frac{i*t}{100}\right)}$	$i$ Índice de crecimiento poblacional anual, en porcentaje
	$P_f = \frac{L}{1 + m * e^{(a*t)}}$	$t$ número de años de estudio o período de diseño, en años
		$L$ Valor de saturación de la población
	$L = \frac{2 * P_0 * P_1 * P_2 - P_1^2(P_0 + P_2)}{P_0 * P_2 - P_1^2}$	$m$ Coeficiente
		$a$ Coeficiente
Curva logística	$m = \frac{L - P_0}{P_0}$	$P_0, P_1, P_2$ Población correspondiente a los tiempos
		$t_0, t_1$ y $t_2 = 2 * t_1$
	$a = \frac{1}{t_1} \ln \left[ \frac{P_0(L - P_1)}{P_1(L - P_0)} \right]$	$t_0, t_1, t_2$ Tiempo intercensal, en años, correspondiente a la población
		$P_0, P_1, P_2$

Nota. (Norma Boliviana NB 688, 2007)

En todos los casos se debe presentar un gráfico con los resultados obtenidos de los métodos utilizados. El proyectista debe evaluar las tendencias de crecimiento en función a las actividades económicas de la población y recomendar la más apropiada.

#### **2.1.4.2.2 Aplicación**

Los métodos a emplearse deben ser aplicados en función del tamaño de la población, de acuerdo a lo especificado en la tabla 4.

**Tabla 4**

*Aplicación de métodos de cálculo para la estimación*

Método	Población (Hab)			
	Hasta 2000	De 2001 a 10000	De 10001 a 100000	>100000
Aritmético	X	X		
Geométrico	X	X	X	X
Exponencial		X (2)	X (1)	X
Curva logística				X

*Nota.* Norma Boliviana NB 689. (1) Optativo, recomendable (2) Sujeto a justificación.

#### **2.1.4.2.3 Correcciones a la población calculada**

La población calculada según los métodos descritos, debe ser determinada y ajustada de acuerdo a las siguientes consideraciones:

- a) Población estable
- b) Población flotante, se refiere a la población ocasional que signifique un aumento notable y distinto a la población estable
- c) Población migratoria, que depende de las condiciones de planificación sectorial en relación con los recursos naturales, humanos y/o económicos de cada localidad

#### **2.1.4.2.4 Área del proyecto**

Se considera área de proyecto, a aquella que contará con el servicio de alcantarillado sanitario, para el período de diseño del proyecto.

La delimitación del área de proyecto debe seguir los lineamientos del plan de desarrollo de la población o planes maestros, o ser establecido de acuerdo a un estudio de áreas de expansión futura.

De acuerdo a la magnitud y características de la población, se deben diferenciar claramente las áreas de expansión futura, industriales, comerciales, de equipamiento y áreas verdes. El área de proyecto se debe dividir en subáreas de acuerdo a rangos de densidad poblacional y por sus características socioeconómicas como centros urbanos y zonas periurbanas.

En el área rural, se debe diferenciar las áreas de nucleamiento y las áreas de población dispersa y semidispersa. Se debe señalar claramente los establecimientos educativos, cuarteles, hospitales, centros deportivos y otras instituciones, así como la capacidad de los mismos, que representan consumos de carácter comercial, público / institucional a ser considerados especialmente en el diseño de redes de recolección y evacuación de aguas residuales.

#### **2.1.4.3 Dotación media diaria**

La contribución de las aguas residuales depende principalmente del abastecimiento de agua. Para el dimensionamiento del sistema de alcantarillado sanitario debe ser utilizado el consumo de agua efectivo per cápita, sin tomar en cuenta las pérdidas de agua.

El consumo de agua per cápita es un parámetro extremadamente variable entre diferentes poblaciones y depende de diversos factores, entre los cuales se destacan:

- a) Los hábitos higiénicos y culturales de la comunidad
- b) La cantidad de micro medición de los sistemas de abastecimiento de agua
- c) Las instalaciones y equipamientos hidráulico - sanitario de los inmuebles
- d) Los controles ejercidos sobre el consumo
- e) El valor de la tarifa y la existencia o no de subsidios sociales o políticos
- f) La abundancia o escasez de los puntos de captación de agua

- g) La intermitencia o regularidad del abastecimiento de agua
- h) La temperatura media de la región
- i) La renta familiar
- j) La disponibilidad de equipamientos domésticos que utilizan agua en cantidad apreciable
- k) La intensidad de la actividad comercial

Para el caso de sistemas nuevos de alcantarillado sanitario, la dotación media diaria de agua debe ser obtenida sobre la base de la población y zona geográfica dada, según lo especificado en la tabla 5.

**Tabla 5**

*Dotación media (L/hab/d)*

Zona	Población (Hab)					
	Hasta 500	De 501 a 2 000	De 2 001 a 5 000	De 5 001 a 20 000	De 20 001 a 100 000	Más a 100 000
Del Altiplano	30 a 50	30 a 70	50 a 80	80 a 100	100 a 150	150 a 200
De los Valles	50 a 70	50 a 90	70 a 100	100 a 140	150 a 200	200 a 250
De los Llanos	70 a 90	70 a 110	90 a 120	120 a 180	200 a 250	250 a 350
NOTAS		(1)			(2)	

*Nota.* Norma Boliviana NB 689.

(1) Justificar a través de un estudio social

(2) Justificar a través de un estudio socio – económico

Las dotaciones indicadas son referenciales y deben ajustarse sobre la base de estudios que identifiquen la demanda de agua, capacidad de la fuente de abastecimiento y las condiciones socioeconómicas de la población; deben utilizarse datos de poblaciones con características similares.

#### **2.1.4.3.1 Dotación futura de agua**

La dotación media diaria puede incrementarse de acuerdo a los factores que afectan el consumo y se justifica por el mayor hábito en el uso de agua y por la disponibilidad de la misma. Por lo que, se debe considerar en el proyecto una dotación futura para el período de diseño, la misma que debe ser utilizada para la estimación de los caudales de diseño.

La dotación futura se debe estimar con un incremento anual entre el 0,5 % y el 2,0 % de la dotación media diaria, aplicando la fórmula del método geométrico como se muestra en la ecuación 1:

$$D_f = D_0 \left(1 + \frac{d}{100}\right)^t \quad \text{Ec. 1}$$

Dónde:

$D_f$	Dotación futura, en L/hab/d
$D_0$	Dotación inicial, en L/hab/d
$d$	Variación anual de la dotación, en porcentaje
$t$	Número de años de estudio, en años

#### 2.1.4.4 Coeficiente de retorno

El coeficiente de retorno “C” es la relación que existe entre el caudal medio de aguas residuales domésticas y el caudal medio de agua que consume la población. Del total de agua consumida, solo una parte contribuye al alcantarillado, pues el saldo es utilizado para lavado de vehículos, lavado de aceras y calles, riego de jardines y huertas, irrigación de parques públicos, terrazas de residencias y otros. De esta manera, el coeficiente de retorno depende de factores locales como la localización y tipo de vivienda, condición de las calles (pavimentadas o no), tipo de clima u otros factores.

Se deben utilizar valores entre el 60 % al 80 % de la dotación de agua potable. Valores menores y mayores a este rango deben ser justificados por el proyectista.

#### 2.1.4.5 Contribuciones de aguas residuales

El volumen de aguas residuales aportadas a un sistema de recolección y evacuación, está integrado por las aguas residuales domésticas, industriales, comerciales e institucionales. Su estimación debe basarse, en lo posible, en información histórica de consumos, mediciones periódicas y evaluaciones regulares. Para su estimación deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

##### 2.1.4.5.1 Domésticas ( $Q_{MD}$ )

El caudal medio diario doméstico ( $Q_{MD}$ ), debe ser calculado utilizando una de las siguientes expresiones:

$$Q_{MD} = \frac{C * P * Dot}{86400} \quad Ec. 2$$

$$Q_{MD} = \frac{C * P * to * Dot}{86400} \quad Ec. 3$$

$$Q_{MD} = \frac{C * a * d * Dot}{86400} \quad Ec. 4$$

Dónde:

$Q_{MD}$	Caudal medio diario doméstico, en L/s
$C$	Coefficiente de retorno, adimensional
$P$	Población, en hab
$dot$	Consumo de agua per cápita, en L/hab/d
$N$	Número de lotes, adimensional
	Tasa de ocupación poblacional, en hab/lote
$a$	Área de contribución, en ha
$d$	Densidad poblacional, en hab/ha

El caudal de contribución doméstico (QMD) debe ser estimado para las condiciones iniciales y finales de operación del sistema.

El caudal de contribución doméstico, debe ser calculado en función del número de lotes  $N$  ( $N^\circ$  lotes) y la tasa de ocupación poblacional,  $t_o$  (hab/lote), o considerando el área de contribución (ha) y la densidad poblacional (hab/ha), además del consumo de agua per cápita,  $D$  (L/hab/d) y el coeficiente de retorno  $\odot$ .

#### **2.1.4.5.2 Industriales ( $Q_I$ )**

El caudal de contribución industrial es la cantidad de agua residual que proviene de una determinada industria.

Los consumos industriales deben ser establecidos en base a lo especificado en el Reglamento Nacional de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias.

El caudal de contribución industrial ( $Q_I$ ) se debe evaluar en forma puntual y como descarga concentrada, de acuerdo al consumo y pérdidas de cada industria en sus diferentes operaciones de producción y debe estimarse para las condiciones iniciales y finales de operación del sistema.

#### **2.1.4.5.3 Comerciales ( $Q_C$ )**

El caudal de contribución comercial es la cantidad de agua residual que proviene de sectores comerciales.

Los consumos comerciales deben ser establecidos en base a lo especificado en el Reglamento Nacional de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias.

El caudal de contribución comercial ( $Q_C$ ) se debe evaluar en forma puntual y como descarga concentrada, de acuerdo a las características de cada zona comercial y debe estimarse para las condiciones iniciales y finales de operación del sistema.

#### **2.1.4.5.4 Instituciones públicas ( $Q_{IP}$ )**

Es la cantidad de agua residual que proviene de instituciones públicas.

Los consumos de instituciones públicas deben ser establecidos en base a lo especificado en el Reglamento Nacional de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias.

El caudal de contribución de instituciones públicas ( $Q_{IP}$ ) se debe evaluar en forma puntual y como descarga concentrada, de acuerdo a las características de instituciones públicas como: Hospitales, hoteles, colegios, cuarteles y otros y debe estimarse para las condiciones iniciales y finales de operación del sistema.

#### **2.1.4.5.5 Infiltración lineal ( $Q_{INF}$ )**

Las contribuciones indebidas en las redes de sistemas de alcantarillado sanitario pueden ser originarias del subsuelo - genéricamente designadas como infiltraciones - o pueden provenir del encauce accidental o clandestino de las aguas pluviales.

Las aguas del suelo penetran a través de los siguientes puntos:

- Por las juntas de las tuberías
- Por las paredes de las tuberías
- En las estructuras de las cámaras de inspección o pozos de visita, cajas de inspección, cajas de paso, tubos de inspección y limpieza y terminales de limpieza

El aporte del caudal por infiltración se debe establecer con base a los valores de la tabla 6. El caudal de infiltración lineal es igual a ( $q_{inf}$ ) por la longitud (L) del tramo del colector (m).

**Tabla 6**

*Coefficientes de infiltración en tuberías -  $q_{inf}$  (L/s/m)*

Nivel freático	Tubería de hormigón		Tuberías de material plástico	
	hormigón	anillo goma	hormigón	anillo goma
Bajo	0,0005	0,0002	0,00010	0,00005
Alto	0,0008	0,0002	0,00015	0,00005

*Nota:* Manual para Cálculo, Diseño y Proyecto de Redes de Alcantarillado, Waldo Peñaranda. La Paz, Bolivia. (1993).

#### **2.1.4.5.6 Conexiones erradas ( $Q_{CE}$ )**

Se deben considerar los aportes de aguas pluviales al sistema de alcantarillado sanitario, provenientes de malas conexiones ( $Q_{CE}$ ) (de bajantes de techos y patios). Estos aportes son función de la efectividad de las medidas de control sobre la calidad de las conexiones domiciliarias y de la disponibilidad de sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales.

El caudal por conexiones erradas debe ser del 5 % al 10 % del caudal máximo horario de aguas residuales domésticas. Valores mayores a este rango deben ser justificados por el proyectista.

#### **2.1.4.6 Coeficientes de punta (M)**

El coeficiente de punta “M” es la relación entre el caudal máximo horario y el caudal medio diario.

El coeficiente de punta sirve para estimar el caudal máximo horario con base en el caudal medio diario, tiene en cuenta las variaciones del consumo de agua.

La variación del coeficiente de punta “M” debe ser estimada con base a relaciones de Harmon y Babbit, válidas para poblaciones de 1000 hab a 1000000 hab; la relación de Flores, en las cuales se estima “M” en función del número de habitantes; la relación de Pöpel para

poblaciones que varían de 5000 a 250000 hab. Y también se debe tomar en cuenta los coeficientes de variación de caudal k1 y k2.

El coeficiente de punta debe ser obtenido mediante las siguientes ecuaciones:

**2.1.4.6.1 Coeficiente de Harmon**

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \quad \text{Ec. 1}$$

Dónde:

*M* Coeficiente de Harmon adimensional  
*P* Población, en miles de habitantes

Su rango está recomendado en el rango:  $2 \leq M \leq 3,8$

**2.1.4.6.2 Coeficiente de Babbit**

$$M = \frac{5}{P^{0.20}} \quad \text{Ec. 2}$$

Dónde:

*P* Población, en miles de habitantes

**2.1.4.6.3 Coeficiente de Flores**

$$M = \frac{3,5}{P^{0.10}} \quad \text{Ec. 3}$$

Dónde:

*P* Número total de habitantes

**2.1.4.6.4 Coeficiente de Pöpel**

En la tabla 7, se presentan los coeficientes de Pöpel, en función al tamaño de la población

**Tabla 7**

*Valores del coeficiente de Pöpel*

Población en miles	Coeficiente M
Menor a 5	2,40 a 2,00
5 a 10	2,00 a 1,85
10 a 50	1,85 a 1,60
50 a 250	1,60 a 1,33
Mayor a 250	1,33

Nota. (Norma Boliviana NB 688, 2007)

### 2.1.4.7 Coeficientes de variación de caudal k1 y k2

El coeficiente de punta está dado por los coeficientes de variación de caudal k1 y k2.

donde:

$$M = k_1 * k_2 \quad \text{Ec. 4}$$

- k1) Coeficiente de máximo caudal diario, es la relación entre el mayor caudal diario verificado al año y el caudal medio diario anual. El coeficiente de máximo caudal diario k1, varía entre 1,2 a 1,5, según las características de la población. Los valores mayores de k1, corresponden a poblaciones menores, donde los hábitos y costumbres de la población son menores.
- k2 Coeficiente de máximo caudal horario, es la relación entre el mayor caudal observado en una hora del día de mayor consumo y el caudal medio del mismo día. El coeficiente de máximo caudal horario k2, varía según el número de habitantes, como se muestra en la tabla 8.

**Tabla 8**

*Valores del coeficiente k<sub>2</sub>*

<b>Población (hab)</b>	<b>Coeficiente k<sub>2</sub></b>
Hasta 2 000	2,20 a 2,00
De 2 001 a 10 000	2,00 a 1,80
De 10 001 a 100 000	1,80 a 1,50
Más de 100 000	1,50

*Nota.* Norma Boliviana NB 688, (2007)

### 2.1.4.8 Caudal máximo horario doméstico (Q<sub>MH</sub>)

El caudal máximo horario es la base para establecer el caudal de diseño de una red de colectores de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. El caudal máximo horario del día máximo se debe estimar a partir del caudal medio diario, mediante el uso del coeficiente de punta “M” y para las condiciones inicial y final del proyecto. El caudal máximo horario está dado por:

$$Q_{CE} = 5 \% * Q_{MH} \quad \text{Ec. 5}$$

Dónde:

$Q_{MH}$	Caudal máximo horario doméstico, en L/s
$M$	Coefficiente de punta adimensional
$Q_{MD}$	Caudal medio diario doméstico, en L/s

#### 2.1.4.9 Caudal de diseño ( $Q_{DT}$ )

El caudal de diseño ( $Q_{DT}$ ) de cada tramo de la red de colectores se obtiene sumando al caudal máximo horario doméstico del día máximo,  $Q_{MH}$ , los aportes por infiltraciones lineales y conexiones erradas y de los caudales de descarga concentrada. El caudal de diseño está dado por:

$$Q_{DT} = Q_{MH} + Q_{INF} + Q_{CE} + \sum Q_{DC} \quad Ec. 6$$

Dónde:

$Q_{DT}$	Caudal de diseño, en L/s
$Q_{MH}$	Caudal máximo horario doméstico, en L/s
$Q_{INF}$	Caudal por infiltración, en L/s
$Q_{CE}$	Caudal por conexiones erradas, en L/s
$Q_{DC}$	Caudal de descarga concentrada, en L/s

## 2.2 Red de Alcantarillado Sanitario.

Una red de alcantarillado sanitario es un conjunto de colectores secundarios, principales, interceptores, emisarios, estaciones de bombeo, cámaras de inspección, terminales de limpieza y tubos de inspección y limpieza, que recogen y transportan aguas residuales.

### 2.2.1 Tipos de Trazados.

Al diseñar el trazado de las redes de alcantarillado, es fundamental tener en cuenta tanto la orografía del terreno como la disposición urbana. La topografía del terreno influye directamente en cómo se distribuyen las tuberías y en los caudales que deben manejarse. Dado que las redes de alcantarillado funcionan transportando aguas residuales por gravedad, los distintos tramos de la red se ajustan para garantizar que el agua fluya de manera adecuada según la pendiente natural del terreno. Los caudales varían en función de la cantidad de agua

que se recolecta en cada sección, lo que requiere un diseño cuidadoso para asegurar un flujo continuo y evitar acumulaciones o sobrecargas.

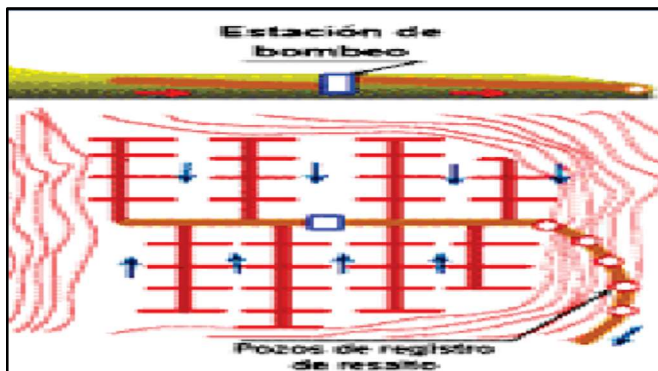
Algunos tipos de trazados pueden ser los siguientes:

#### 2.2.1.1 Trazado Tipo Meseta.

El trazado de la red en tipo meseta se refiere a un diseño de red de alcantarillado que se adapta a zonas de meseta o terrenos planos y elevados. En este tipo de trazado, la red de tuberías se organiza de manera que las aguas residuales puedan ser transportadas con eficacia, a pesar de la limitada pendiente natural del terreno. Para garantizar el adecuado flujo de las aguas, es común que se incorporen estaciones de bombeo en puntos estratégicos, que ayuden a superar la falta de inclinación y faciliten el transporte de las aguas hacia niveles más bajos o hacia plantas de tratamiento ver figura 4.

**Figura 4**

*Trazado de Red Tipo “MESETA”*



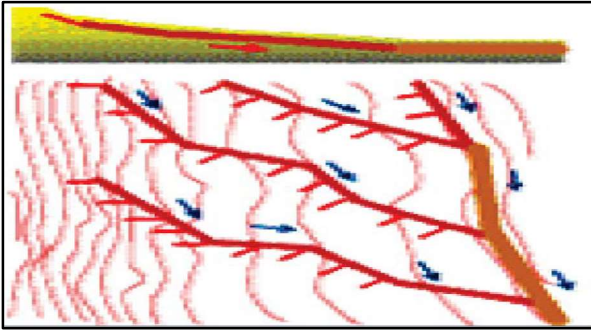
*Nota.* Adaptado de (MATERIAL DE APOYO DIDÁCTICO INGENIERÍA SANITARIA II), Por Fernando Nogales, 2009.

#### 2.2.1.2 Trazado Tipo Ladera

El trazado de la red en tipo ladera se refiere al diseño de una red de alcantarillado en áreas con pendientes pronunciadas, como colinas o montañas. En este tipo de trazado, el principal desafío es manejar adecuadamente el flujo de las aguas residuales, que tienden a moverse rápidamente debido a la inclinación del terreno ver figura 5.

## Figura 5

*Trazado de Red Tipo “LADERA”*



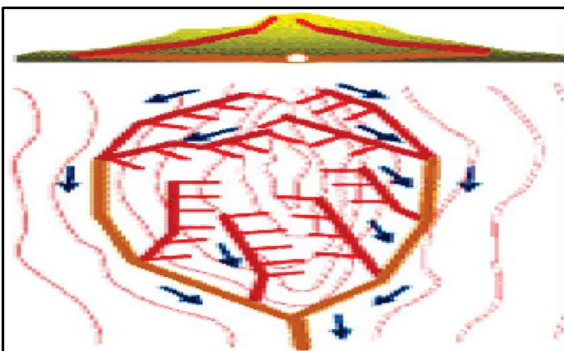
*Nota.* Adaptado de (MATERIAL DE APOYO DIDÁCTICO INGENIERÍA SANITARIA II), Por Fernando Nogales, 2009.

### 2.2.1.3 Trazado Tipo Loma

El trazado de la red en tipo loma se refiere al diseño de sistemas de alcantarillado en terrenos ondulados o con suaves elevaciones, conocidas como lomas. Este tipo de trazado aprovecha las pendientes naturales que existen entre las elevaciones y las depresiones de la loma para facilitar el flujo gravitacional de las aguas residuales. En estos terrenos, es esencial ajustar las pendientes de las tuberías de manera que el agua fluya de manera controlada, evitando velocidades excesivas que podrían dañar la infraestructura, así como pendientes demasiado planas que podrían causar acumulación de sólidos y obstrucciones ver figura 6.

## Figura 6

*Trazado de Red Tipo “LOMA”*



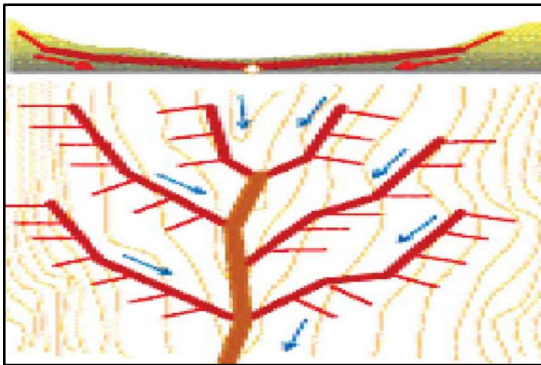
*Nota.* Adaptado de (MATERIAL DE APOYO DIDÁCTICO INGENIERÍA SANITARIA II), Por Fernando Nogales, 2009.

#### 2.2.1.4 Trazado Tipo Valle en U

El trazado de la red en tipo valle en U se refiere al diseño de redes de alcantarillado en áreas con valles de forma U, caracterizados por pendientes laterales suaves y un fondo plano. En este tipo de terreno, el agua tiende a acumularse en la parte más baja del valle, lo que facilita el diseño de un sistema que aprovecha la gravedad para recolectar y transportar las aguas residuales, ver figura 7.

#### Figura 7

*Trazado de Red Tipo “VALLE EN U”*



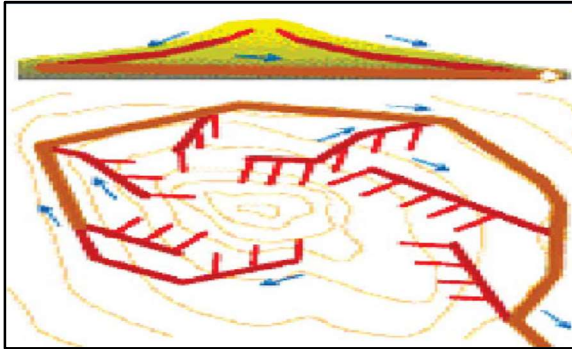
*Nota.* Adaptado de (MATERIAL DE APOYO DIDÁCTICO INGENIERÍA SANITARIA II), Por Fernando Nogales, 2009.

#### 2.2.1.5 Trazado Tipo Colina

El trazado de la red en tipo colina se refiere al diseño de sistemas de alcantarillado en áreas con pendientes pronunciadas o suaves que suben y bajan, características de las colinas. En este tipo de terreno, se aprovecha la gravedad para el transporte de las aguas residuales desde los puntos más altos hacia las zonas bajas. Sin embargo, el desafío principal es controlar la velocidad del flujo de agua, ya que las pendientes pronunciadas pueden generar velocidades excesivas que dañen las tuberías o causen erosión, ver figura 8

**Figura 8**

**Trazado Tipo “COLINA”**



*Nota.* Adaptado de (MATERIAL DE APOYO DIDÁCTICO INGENIERÍA SANITARIA II), Por Fernando Nogales, 2009.

La elección del tipo de trazado depende de diversos factores, como la topografía, el tamaño de la zona a servir, los recursos disponibles, y las proyecciones de crecimiento poblacional. Cada trazado tiene sus ventajas y limitaciones, y el diseño final debe buscar el equilibrio entre eficiencia, costos de instalación y mantenimiento, y capacidad para manejar el flujo de aguas residuales de manera eficiente.

**2.2.2 Parámetros de Diseño**

Los parámetros de diseño de una red de alcantarillado sanitario son criterios técnicos y normativos que aseguran que la red funcione de manera eficiente, segura y duradera. Estos parámetros permiten dimensionar correctamente las tuberías, calcular los caudales de aguas residuales y asegurar un flujo continuo.

Según la (Norma Boliviana NB 688, 2007), los parámetros básicos de diseño para una red de alcantarillado sanitario son:

- a) Período de diseño
- b) Población del Proyecto
- c) Área del Proyecto
- d) Dotación media diaria
- e) Dotación futura de agua
- f) Coeficiente de retorno

- g) Contribuciones de aguas residuales
- h) Coeficientes de punta (M)
- i) Caudal máximo horario doméstico ( $Q_{MH}$ )
- j) Caudal de diseño ( $Q_{DT}$ )

Los parámetros mencionados constituyen los parámetros básicos para el diseño cada uno de los mismos se han desarrollado de manera más explícita en **2.1.4**.

### **2.2.3 Criterios de Diseño**

Los criterios de diseño de una red de alcantarillado sanitario son un conjunto de directrices técnicas que aseguran que el sistema funcione de manera eficiente, segura y sostenible, cumpliendo con la normativa Nacional. Estos criterios tienen como objetivo garantizar el correcto dimensionamiento y operación de la red para manejar de manera efectiva las aguas residuales.

La (Norma Boliviana NB 688, 2007), indica los criterios de diseño a tener en cuenta A continuación, se detallan los criterios más importantes:

#### **2.2.3.1 Ecuaciones Para el Diseño**

Para los cálculos hidráulicos, deben utilizarse las siguientes ecuaciones:

##### **2.2.3.1.1 Ecuaciones de Colebrook – White**

La siguiente ecuación de Prandtl-Colebrook, que permite obtener la velocidad media del flujo de agua residual, se desprende de las expresiones de Darcy-Weisbach y Colebrook-White:

$$V = -2,0 \log \left( \frac{2,51v}{D\sqrt{2g * D * S}} + \frac{K/D}{3,71} \right) \sqrt{2g * D * S} \quad Ec. 7$$

Dónde:

- $V$  Velocidad, en m/s
- $D$  Diámetro de la tubería, en m
- $S$  Pendiente, en m/m
- $K/D$  Rugosidad relativa de la pared de la tubería, en m/m
- $v$  Viscosidad cinemática, en  $m^2/s$  (varia con la temperatura del líquido). Por ejemplo  $1,31 \times 10^{-6}$  ( $m^2/s$ ) para  $10^\circ C$
- $g$  Aceleración de la gravedad, en  $m/s^2$

En la tabla 9, se presentan los valores de las rugosidades de las tuberías (K)

**Tabla 9**

*Valores de las rugosidades de las tuberías*

Material	Rugosidad (K) (mm)
PVC	0,10
Hormigón	0,30
Fierro fundido sin revestimiento	0,25
Fierro fundido con revestimiento	0,125

*Nota: Azevedo Netto (1998)*

**2.2.3.1.2 Ecuación de Manning**

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} * S^{1/2} \quad Ec. 8$$

Donde:

- $V$  Caudal máximo horario doméstico, en m/s
- $n$  Coeficiente de rugosidad de Manning adimensional
- $R_H$  Radio hidráulico, en m
- $S$  Pendiente, en m/m

**2.2.3.1.3 Ecuación de continuidad**

$$Q = A * V \quad Ec. 9$$

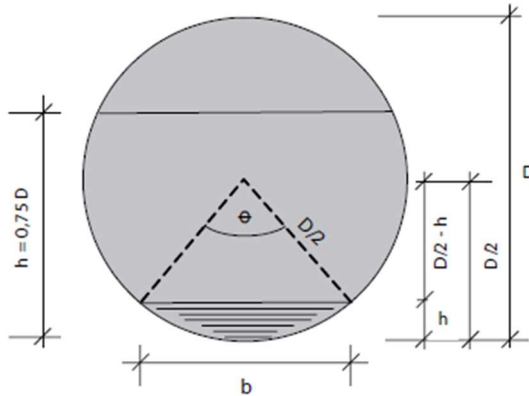
Donde:

- $Q$  Caudal, en m<sup>3</sup>/s
- $A$  Área de la sección, en m<sup>2</sup>
- $V$  Velocidad, en m/s

Los cálculos de las figuras de los sectores y segmentos circulares y relaciones trigonométricas, deben ser obtenidos según la figura 9.

**Figura 9**

*Relaciones geométricas de la sección circular parcialmente llena*



Donde:

D Diámetro, en m (mm) (plg)

h Tirante de agua, en m (%)

*Nota.* Norma Boliviana NB 688, (2007)

**2.2.3.1.4 Sección llena**

Las relaciones geométricas para la sección circular son:

Área  $A = \frac{\pi D^2}{4}$  *Ec. 10*

Perímetro  $P = \pi D$  *Ec. 11*

Radio hidráulico  $R_H = \frac{D}{4}$  *Ec. 12*

Velocidad  $V = \frac{0,397}{n} D^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$  *Ec. 13*

Caudal  $Q = \frac{0,312}{n} D^{\frac{8}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$  *Ec. 14*

**2.2.3.1.5 Sección parcialmente llena**

Angulo central  $\theta^\circ$  (en grado sexagesimal)

$$\theta^\circ = 2 \text{ arc cos } \left( 1 - \frac{2h}{D} \right)$$
 *Ec. 15*

Radio hidráulico

$$R_H = \frac{D}{4} \left( 1 - \frac{360 \sin \theta^\circ}{2\pi \theta^\circ} \right)$$
 *Ec. 16*

Velocidad

$$V = \frac{0,397 D^{\frac{2}{3}}}{n} \left( 1 - \frac{360 \sin \theta^\circ}{2\pi \theta^\circ} \right)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$
 *Ec. 17*

Caudal

$$Q = \frac{D^{8/3}}{7257,15 * n * (2\pi\theta^\circ)^{2/3}} (2\pi\theta^\circ - 360 \sin \theta^\circ)^{5/3} * S^{1/2} \quad Ec. 18$$

### 2.2.3.1.6 Relaciones de tirantes, velocidades y caudales

Relación de tirantes

$$\frac{h}{D} = \frac{1}{2} \left[ 1 - \cos \left( \frac{\theta^\circ}{2} \right) \right] \quad Ec. 19$$

Relación de velocidades

$$\frac{v}{v_{II}} = \left( 1 - \frac{36}{2\pi\theta^\circ} \right)^{2/3} \quad Ec. 20$$

Relación de caudales

$$\frac{Q}{Q_{II}} = \left( \frac{\theta^\circ}{360} - \frac{\sin \theta^\circ}{2\pi} \right) \left( 1 - \frac{360 \sin \theta^\circ}{2\pi\theta^\circ} \right)^{2/3} \quad Ec. 21$$

### 2.2.3.2 Coeficiente “n” de rugosidad

El coeficiente de rugosidad de Manning (n) debe tomar un valor de 0,013 en alcantarillados sanitarios, para cualquier tipo de material de tubería. Es decir la película biológica formada hace que este coeficiente sea uniforme independiente del material.

### 2.2.3.3 Diámetro mínimo

En las redes de recolección y evacuación de aguas residuales, la sección circular es la más usual para los colectores, principalmente en los tramos iniciales. El diámetro mínimo permitido en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales tipo alcantarillado sanitario convencional y/o no convencional (alcantarillados condominial, simplificado y modular 100 % plástico) es 100 mm (4 plg) con el fin de evitar obstrucciones de los conductos por objetos relativamente grandes introducidos al sistema. Para el alcantarillado de pequeño diámetro sin arrastre de sólidos el diámetro mínimo es de 50 mm (2 plg).

### 2.2.3.4 Criterio de la tensión tractiva

Cada tramo debe ser verificado por el criterio de la tensión tractiva media de valor mínimo  $\tau_{\min} = 1$  Pa. En los tramos iniciales la verificación de la tensión tractiva mínima no debe ser inferior a 0,60 Pa.

La ecuación de la tensión tractiva está definida por:

$$\tau = \rho * g * R_H * S \quad \text{Ec. 22}$$

Donde:

$\tau$	Tensión tractiva media, en Pa
$\rho$	Densidad del agua, 1000 kg/m <sup>3</sup>
$g$	Aceleración de la gravedad, 9,81 m/s <sup>2</sup>
$R_H$	Radio hidráulico, en m
$S$	Pendiente del tramo de tubería, en m/m

### 2.2.3.5 Pendiente mínima

La pendiente de cada tramo de la red no debe ser inferior a la mínima admisible calculada de acuerdo con 2.2.3.5.1 y ni superior a la máxima calculada según el criterio de la tensión tractiva según 2.2.3.4.

La pendiente del colector debe ser calculada con el criterio de la tensión tractiva, según las siguientes ecuaciones:

- Pendiente para tuberías con sección llena

$$S_{\min} = \frac{\tau_{\min}}{\rho * g * R_H} \quad \text{Ec. 23}$$

- Pendiente para tuberías con sección parcialmente llena

$$S_{\min} = \frac{\tau_{\min}}{\rho * g * \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \sin \theta^\circ}{2\pi\theta^\circ}\right)} \quad \text{Ec. 24}$$

Donde:

$S_{\min}$	Pendiente mínima del tramo de tubería, en m/m
$\tau_{\min}$	Tensión tractiva mínima, en Pa
$\rho$	Densidad del agua, 1000 kg/m <sup>3</sup>
$g$	Aceleración de la gravedad, 9,81 m/s <sup>2</sup>
$R_H$	Radio hidráulico, en m

- $D$  Diámetro del conducto, en m  
 $\theta^\circ$  Ángulo, en grado sexagesimal

### 2.2.3.5.1 Pendiente mínima admisible

La pendiente mínima admisible se debe determinar para las condiciones de flujo establecidas en el punto anterior, tomando un valor para la relación de caudales (inicial/futuro). Utilizando las propiedades geométricas de la sección circular, se obtiene:

$$S_{min} = \frac{\tau_{min}}{\rho * g * 0.1525D} \left[ \frac{m}{m} \right] \quad Ec. 25$$

Donde:

- $S_{min}$  Pendiente mínima del tramo de tubería, en m/m  
 $\tau_{min}$  Tensión tractiva mínima, en Pa  
 $\rho$  Densidad del agua, 1000 kg/m<sup>3</sup>  
 $g$  Aceleración de la gravedad, 9,81 m/s<sup>2</sup>  
 $D$  Diámetro del conducto, en m

### 2.2.3.6 Pendiente Máxima Admissible

La máxima pendiente debe ser considerada para una velocidad final en la tubería de 5,0 m/s.

### 2.2.3.7 Tirante Máximo de Agua

Los tirantes de agua deben ser siempre calculados admitiendo un escurrimiento en régimen uniforme y permanente, siendo su valor máximo igual o inferior a 75 % del diámetro del colector.

### 2.2.3.8 Velocidad Crítica

Cuando la velocidad final ( $V_f$ ) es superior a la velocidad crítica ( $V_c$ ), el mayor tirante admisible debe ser 50 % del diámetro del colector, asegurándose la ventilación del tramo. La velocidad crítica esta definida por:

$$V_C = 6\sqrt{g * R_H} \quad Ec. 26$$

Donde

- $V_C$  Velocidad crítica, en m/s  
 $g$  Aceleración de la gravedad, en m/s<sup>2</sup>  
 $R_H$  Radio hidráulico para el caudal final, en m

### 2.2.3.9 Control de Remanso

Siempre que la cota del nivel de agua a la salida de cualquier cámara de inspección, pozo de visita o TiL esté por encima de cualquiera de las cotas de los niveles de agua de entrada, debe ser verificada la influencia del remanso en el tramo aguas arriba.

### 2.2.4 Disposiciones Constructivas Para el Diseño

La NB-688. Indica las disposiciones constructivas con la finalidad de mantener un diseño eficiente, se pueden mencionar las siguientes:

#### 2.2.4.1 Profundidad Mínima de Instalación

La profundidad de la tubería debe ser tal que permita recibir los afluentes “por gravedad” de las instalaciones prediales y proteger la tubería contra cargas externas como el tráfico de vehículos y otros impactos. La profundidad mínima debe ser aquella que esté por debajo de la cota de conexión predial del vecino, garantizando que éste sea atendido. Las profundidades deben ser suficientes para permitir las conexiones a la red colectora.

##### 2.2.4.1.1 Recubrimiento Mínimo a la Cota Clave

La profundidad del recubrimiento debe ser definida por el cálculo estructural de la tubería instalada en zanja, considerando que los esfuerzos a la que está sometida depende de las características del suelo, cargas de relleno y vehicular, tipo de material de la tubería, cama de asiento, ubicación y trazado en el terreno. El recubrimiento mínimo del colector debe evitar la ruptura de éste ocasionada por cargas vivas que pueda experimentar. Asimismo, se deben utilizar tuberías y accesorios de diferentes tipos de materiales, siempre que cuenten con la certificación del organismo competente autorizado en el país.

Los valores mínimos permisibles de recubrimiento de los colectores se definen en la tabla 10.

**Tabla 10**

*Profundidad mínima de colectores*

<b>Ubicación</b>	<b>Profundidad a la clave del colector (m)</b>
Vías peatonales o zonas verdes	0,75
Vías vehiculares	1,00

*Nota.* Norma Boliviana NB 688, (2007)

#### **2.2.4.2 Profundidad Máxima**

La profundidad máxima del colector de recolección y evacuación de aguas residuales debe ser aquella que no ofrezca dificultades constructivas, de acuerdo al tipo de suelo y que no obligue al tendido de alcantarillados auxiliares.

La profundidad máxima admisible de los colectores es de 5 m, aunque puede ser mayor siempre y cuando se garanticen los requerimientos geotécnicos de las cimentaciones y estructurales de los materiales y colectores durante y después de su construcción.

#### **2.2.4.3 Ubicación de los Colectores**

Los colectores deben localizarse siguiendo el lineamiento de las calles. Sin embargo, si la topografía o el costo de construcción lo ameritan, pueden ubicarse por las aceras dentro de los manzanos de casas. En particular, esto último es válido para los alcantarillados condominiales.

Los colectores de aguas residuales no deben estar ubicados en la misma zanja de una tubería de agua y su cota clave siempre debe estar por debajo de la cota solera de la tubería de agua.

Si se prevé que el área de proyecto tendrá sólo alcantarillado sanitario, el colector debe ser localizado a lo largo de las vías públicas equidistantes de las edificaciones laterales, esto es en el eje, pero si el terreno es muy accidentado debe asentarse del lado donde quedan los terrenos más bajos.

#### **2.2.4.4 Ubicación de Cámaras de Inspección**

La unión o conexión de dos (2) o más tramos de colectores debe hacerse con estructuras hidráulicas apropiadas, denominadas estructuras de conexión (generalmente cámaras de inspección).

La ubicación de las cámaras de inspección se da en los siguientes sitios:

- a) En los arranques de la red, para servir a uno o más colectores. En algunos casos pueden ser sustituidas por los tubos de inspección y limpieza.
- b) En los cambios de dirección, ya que se asume que todos los tramos de la red son rectos.
- c) En los puntos donde se diseñan caídas en los colectores.

- d) En los puntos de concurrencia de más de un (1) colector.
- e) En los cambios de pendiente, diámetro o material de la tubería, en lugar de una cámara de inspección se pueden emplear transiciones de hormigón ciclópeo que quedan enterradas.
- f) En cada cámara de inspección se admite solamente una salida de colector.

#### 2.2.4.5 Distancia Entre Elementos de Inspección

La distancia máxima entre estructuras de conexión de colectores debe estar determinada por la trama urbana, los equipos disponibles de limpieza y el comportamiento hidráulico del flujo.

En caso de que la trama urbana y el comportamiento del flujo limiten la distancia máxima, ésta debe ser de 50 m a 70 m, si la limpieza de los colectores es manual y debe ser de 150 m, si es mecánica o hidráulica. En emisarios o colectores principales, donde las entradas son muy restringidas o inexistentes, la distancia máxima entre estructuras de inspección debe incrementarse en función del tipo de mantenimiento, la cual es del orden de 200 m.

#### 2.2.4.6 Dimensiones del ancho de zanja

Las dimensiones mínimas del ancho de zanjas para diferentes diámetros de colectores se presentan en la tabla 11.

**Tabla 11**

*Dimensiones mínimas de zanja*

Diámetro (mm)	Profundidad de excavación					
	Hasta 2 m		De 2 m a 4 m		De 4 m a 5 m	
	Anchos de zanja					
	s/entibado	c/entibado	s/entibado	c/entibado	s/entibado	c/entibado
100	0,50	0,60	0,65	0,75	0,75	0,95
150	0,60	0,70	0,70	0,80	0,80	1,00
200	0,65	0,75	0,75	0,85	0,85	1,05
250	0,70	0,80	0,80	0,90	0,90	1,10

300	0,80	0,90	0,90	1,00	1,00	1,20
400	0,90	1,00	1,00	1,10	1,10	1,30
450	0,95	1,05	1,05	1,15	1,15	1,35
500	1,00	1,10	1,10	1,20	1,20	1,40
550	1,10	1,20	1,20	1,30	1,30	1,50
600	1,15	1,25	1,25	1,40	1,35	1,60
700	1,25	1,35	1,35	1,50	1,45	1,70
800	1,35	1,45	1,45	1,60	1,55	1,80

*Nota.* Norma Boliviana NB 688, (2007)

#### **2.2.4.7 Dimensiones de las Cámaras de Inspección**

El diámetro interno mínimo debe ser de 1,20 m. El diámetro mínimo de la boca de ingreso a la cámara de inspección debe ser de 0,60 m.

#### **2.2.4.8 Canaletas Media Caña**

En el fondo de las cámaras de inspección, se deben construir canaletas media caña, que permitan el escurrimiento del flujo en dirección aguas abajo. Su ejecución debe evitar la turbulencia y la retención de material en suspensión.

Estas canaletas tendrán sus aristas superiores a nivel de las claves de los colectores a las que sirven.

#### **2.2.4.9 Cámaras con Caída**

Para desniveles superiores a 0,75 m deben instalarse tuberías de caída que unan el colector con el fondo de la cámara mediante un codo de 90°.

El colector debe ser prolongado a la pared de la cámara de inspección, después de ejecutada la caída para permitir la existencia de una ventana para una desobstrucción eventual.

En caso de existir un desnivel de 0,40 m, éste debe ser resuelto efectuando una canaleta rápida que una el colector con el fondo de la cámara.

#### **2.2.4.10 Etapas de Construcción**

El proyecto elaborado de acuerdo al período de diseño establecido debe permitir la construcción de la red por etapas.

Deben definirse las obras mínimas que corresponden a cada etapa a fin que la red satisfaga las condiciones para las cuales fue prevista.

No deben considerarse etapas de construcción en las obras de expansión de la red que son ejecutadas en forma continua durante el período de la validez del proyecto con el fin de atender el incremento gradual de la población servida.

#### **2.2.4.11 Materiales**

La elección del material de las tuberías debe ser realizada sobre la base de las características de las aguas residuales, las cargas externas actuantes, las condiciones del suelo, las condiciones de nivel freático, las condiciones de abrasión, corrosión y generación de sulfuros.

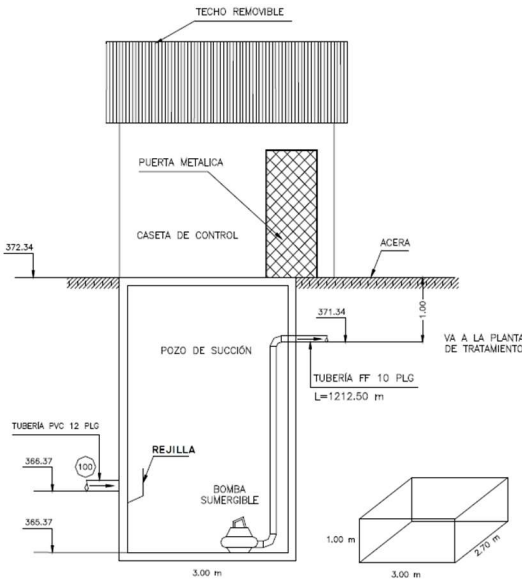
Para las tuberías de alcantarillado pueden utilizarse: Hormigón simple, hormigón armado, fierro fundido, fierro dúctil, PVC, polietileno, polietileno de alta densidad, plástico reforzado con fibra de vidrio, resina termoestable reforzada (fibra de vidrio), mortero plástico reforzado y acero, de acuerdo a las características particulares de cada proyecto y de los factores económicos.

#### **2.2.5 Estaciones de Bombeo**

La (Norma Boliviana NB 688, 2007), indica que las estaciones de bombeo de aguas residuales son necesarias para elevarlas o transportarlas en la red de alcantarillado cuando la disposición final del flujo por gravedad ya no es posible ver figura 10.

**Figura 10**

*Estación de bombeo*



*Nota.* Reglamento Técnico de Diseño de Estaciones de Bombeo NB 688, (2007)

### **2.2.5.1 Consideraciones Generales**

#### **2.2.5.1.1 Ubicación**

La definición de selección de la ubicación del sitio adecuado para la estación de bombeo, debe ser consecuencia de una decisión tomando en cuenta los siguientes factores:

- a) Condiciones del sitio
- b) Drenaje del terreno
- c) Menor nivel geométrico (altura media) entre el punto de succión y punto de bombeo
- d) Trayecto más corto de la tubería de bombeo
- e) Cotas de acceso superiores a las cotas máximas de inundación, o en caso contrario, con posibilidad de protección adecuada
- f) Estabilidad geotécnica del terreno
- g) Accesibilidad ininterrumpida, no obstante, existan inundaciones u otras dificultades, a través de medios prácticos de transporte, a no ser que en tales situaciones sea permitido que la estación quede fuera de servicio

- h) Dimensiones del terreno suficientes para satisfacer las necesidades actuales y futuras
- i) Facilidad de suministro adecuado de energía y disponibilidad de otros servicios (agua potable, teléfonos, etc.)
- j) Facilidad de vertimientos de aguas residuales o pluviales en condiciones eventuales e interrupción de bombeo
- k) Reacondicionamiento mínimo de interferencias
- l) Menor movimiento de tierra
- m) Integración de la obra con el paisaje circundante
- n) Propiedad y facilidad de adquisición del terreno
- o) Manejo de olores
- p) Factibilidad de adquisición de predios o terrenos
- q) Estudios topográficos
- r) Disponibilidad de energía
- s) Condiciones geotécnicas
- t) Calidad del agua a ser bombeada

## **2.2.5.2 Parámetros de Diseño**

### **2.2.5.2.1 *Período de diseño***

Los siguientes factores del período de proyecto deben ser considerados:

- a) Vida útil de las instalaciones y equipos, y la rapidez con que se tornan obsoletos.
- b) Mayor o menor dificultad de ampliación de las instalaciones.
- c) Población futura: características de crecimiento.
- d) Tasas de intereses y amortización del financiamiento.
- e) Nivel económico de la población atendida.
- f) Facilidades o dificultades en la obtención del financiamiento.
- g) Funcionamiento de la instalación en los primeros años.

### **2.2.5.2.2 *Caudal de diseño***

En general se consideran para una estación de bombeo de aguas residuales el caudal promedio diario, los caudales diarios mínimos y máximos y el caudal máximo horario. Tanto para aguas residuales como pluviales, deben tenerse en cuenta los siguientes factores:

- a) Caudal al final del periodo de diseño
- b) Caudal mínimo al final del periodo de diseño
- c) Caudal máximo al final de cada etapa del periodo de diseño
- d) Caudal mínimo al final de cada etapa del periodo de diseño
- e) Caudal máximo al inicio de la operación de la estación
- f) Caudal mínimo en el inicio de la operación de la estación

### **2.2.5.3 Criterios de Diseño**

La magnitud y las variaciones de los caudales y los desniveles que deben ser vencidos, permiten determinar el tipo de bomba. Las variaciones de caudales a lo largo del tiempo contribuyen a determinar las etapas del proyecto y el tipo de instalación. Para pequeñas estaciones de bombeo deben adoptarse instalaciones simplificadas con automatización en función de los niveles en el pozo de succión. Deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- a) Características del agua residual afluyente
- b) Tipo de energía disponible
- c) Espacios requeridos y disponibles
- d) Forma de operación prevista
- e) Variación en los niveles máximo y mínimo en la succión y la descarga, así como la variación en los caudales
- f) Periodos de operación
- g) Compatibilidad con equipos existentes

#### **2.2.5.3.1 Pozos de succión**

El pozo de succión, también denominado cárcamo o pozo húmedo, es el compartimiento destinado a recibir y acumular las aguas residuales durante un determinado período. Su adecuado dimensionamiento y la utilización de controles de nivel permiten el correcto manejo de las aguas afluentes. El volumen útil del pozo de succión debe ser determinado considerándose:

- a) Intervalo del tiempo entre partidas sucesivas del motor de la bomba (tiempo de ciclo)
- b) Caudal de bombeo

### **2.2.5.3.2 Control de tamaños de sólidos**

Los sólidos en el agua residual afluyente, que puedan perjudicar el funcionamiento de las bombas, deben ser removidos antes que las aguas lleguen al pozo de succión, mediante rejas de limpieza, o utilizando bombas con trituradores.

### **2.2.5.3.3 Válvulas y accesorios**

Deben ser instalados en sitios accesibles para su operación, con indicaciones claras de posición abierta o cerrada para posibilitar su montaje y desmontaje. En caso de accionamiento manual, el esfuerzo tangencial a ser aplicado no debe sobrepasar 200 N. Si esto no puede lograrse, debe preverse un accionamiento mecanizado. Las presiones de servicio deben ser compatibles con las presiones máximas previstas. Los tipos de válvulas principalmente utilizados son: de retención, de compuerta.

### **2.2.5.4 Tipos de Estaciones de Bombeo**

Las estaciones de bombeo se clasifican de diversas formas y los criterios más comunes son:

- a) Capacidad (m<sup>3</sup>/s, m<sup>3</sup>/h, L/s)
- b) Fuente de energía (electricidad, diesel)
- c) Método constructivo (convencional, premoldeada)
- d) Altura manométrica
- e) Función específica

De acuerdo con su capacidad, las estaciones de bombeo son clasificadas en:

- a) Pequeñas: menor de 50 L/s
- b) Medias: 50 L/s a 500 L/s
- c) Grandes: superior a 500 L/s

Y de acuerdo con su carga, en:

- a) Bajas: menor de 10 m.
- b) Medias: 10 m a 20 m.
- c) Altas: superior a 20 m.

La elección del tipo de bomba debe depender básicamente de los siguientes factores: localización, capacidad de la bomba, número, tipo y tamaño de la bomba, proyecto estructural, proyecto arquitectónico y aspectos estéticos.

El tipo de bomba también puede ser definido por el área disponible para su construcción. Los tipos de elevadoras se clasifican según las bombas a ser utilizadas:

- d) Bombas con eyectores neumáticos
- e) Bombas centrífugas
- f) Bombas helicoidales

De acuerdo a su posición e instalación de los conjuntos elevatorios, las bombas convencionales pueden ser clasificadas en:

- a) Pozo seco
  - conjunto motor-bomba de eje horizontal
  - conjunto motor-bomba de eje prolongado-bomba no sumergida
  - conjunto motor-bomba de eje vertical-bomba no sumergida
  - conjunto motor-bomba de eje horizontal-bomba auto escorvante
- b) Pozo húmedo
  - conjunto vertical de eje prolongado-bomba sumergida
  - conjunto motor-bomba sumergida

## **2.3 Tratamiento de Aguas Residuales**

### **2.3.1 Generalidades de Aguas Residuales**

EL tratamiento de aguas residuales es el proceso mediante el cual se elimina o reduce los contaminantes presentes en el agua residual generada por actividades domésticas, industriales y comerciales. Este proceso implica el uso de una serie de tecnologías y técnicas que buscan reducir la carga contaminante, tanto de origen físico (sólidos suspendidos), como químico (nutrientes, metales pesados) y biológico (patógenos).

El objetivo principal es devolver el agua tratada a los cuerpos receptores naturales, como ríos, lagos o yeguas, sin que estos sufran daños ambientales, o reutilizarla de manera segura en actividades no potables, como el riego agrícola o industrial. El tratamiento de aguas residuales es clave en la gestión sostenible del agua, ya que evita la contaminación de los

recursos hídricos, reduce el impacto ambiental y protege la salud pública (Metcalf & Eddy, 1995)

### 2.3.2 Características de las Aguas Residuales

Las características principales de las aguas residuales pueden dividirse en características cualitativas y cuantitativas.

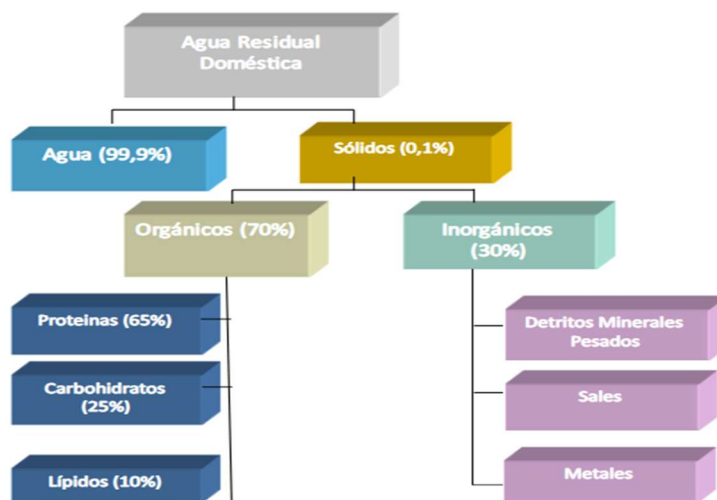
Las características de las aguas residuales domésticas son determinadas a partir de una secuencia de procedimientos que incluye mediciones locales de caudal, colección de muestras y análisis e interpretación de los resultados obtenidos. El conjunto de esas actividades se denomina caracterización cualitativa y cuantitativa de las aguas residuales, (Hanai, 1997).

Las aguas residuales domésticas están constituidas en un elevado porcentaje en peso por agua, cerca de 99,9%, y apenas 0.1% de sólidos suspendidos, coloidales y disueltos. Sin embargo, esta pequeña fracción de sólidos es la que presenta los mayores problemas en el tratamiento y su disposición ver figura 11.

El agua es apenas el medio de los sólidos la composición general de las aguas residuales domésticas

**Figura 11**

*Composición de las aguas residuales domésticas.*



*Nota.* Adaptado de Tebbutt (1997).

### 2.3.2.1 Concentraciones Típicas en Aguas Residuales

Algunos Datos de los encontrados en las aguas residuales domésticas e industrial dependiendo de la concentración de estos el residuo puede clasificarse como medio o diluido ver Tabla 12. Tanto los componentes como las concentraciones variar durante el día en los diferentes días de la semana y con los periodos estacionales.

**Tabla 12**

*Composición típica del agua residual doméstica.*

CONTAMINANTES	UNIDAD	CONCENTRACIÓN		
		DÉBIL	MEDIA	FUERTE
Solidos totales (ST)	mg/l	350	720	1200
Disueltos, totales (SDT)	mg/l	250	500	850
Fijos	mg/l	145	300	525
Volátiles	mg/l	105	200	325
Sólidos En Suspensión (Ss)	mg/l	100	220	350
Fijos	mg/l	20	55	75
Volátiles	mg/l	80	165	275
Solidos Sedimentables (Dbo5 20°C)	mg/l	5	10	20
Carbono Orgánico Total (Cot)	mg/l	110	220	400
(Dqo)	mg/l	80	160	290
(Dqo)	mg/l	250	500	1000
Nitrógenos Totales N	mg/l	20	40	85
Orgánico	mg/l	8	15	35
Amoniac Libre	mg/l	12	25	50
Nitritos	mg/l	0	0	
Nitratos	mg/l	0	0	0
Fosforo Total P	mg/l	4	8	15
Orgánico	mg/l	1	3	5
Inorgánico	mg/l	3	5	10
Cloruros	mg/l	30	50	100
Sulfatos	mg/l	20	30	50
Alcalinidad (Ca Co3)	mg/l	50	100	200
Grasa	mg/l	50	100	150
Coliformes Totales	Nmp/100ml	$10^6 - 10^7$	$10^7 - 10^8$	$10^7 - 10^9$
Compuestos Orgánicos Volátiles (Cov)	µg /l	< 100	100-400	> 400

*Nota.* Metcalf & Eddy, (1995).

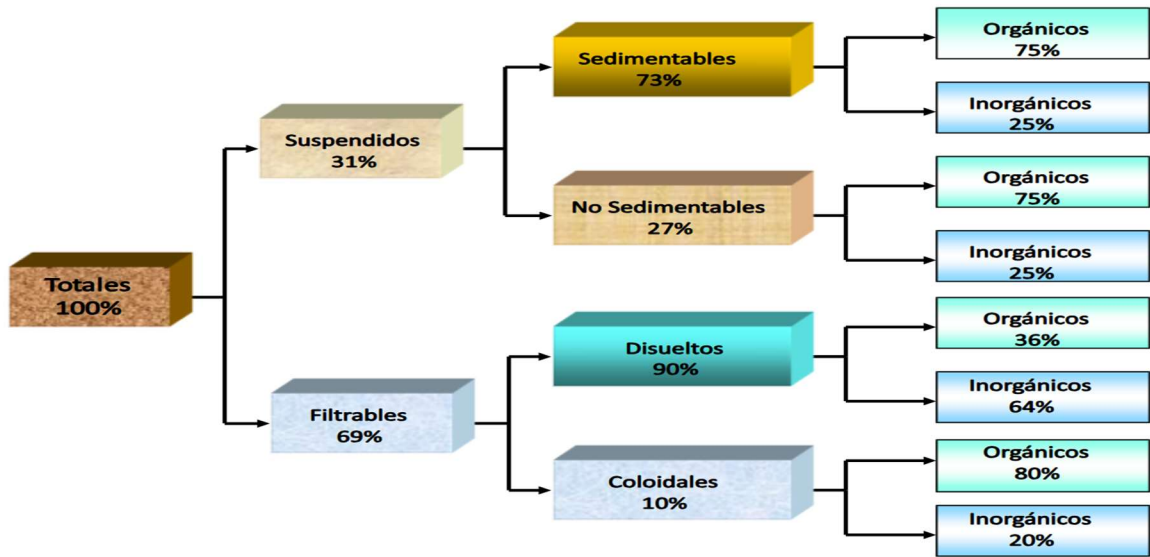
### 2.3.2.2 Sólidos Presentes en las Aguas Residuales

Los sólidos presentes en el agua residual doméstica son partículas y compuestos que se encuentran en diferentes estados y provienen de actividades diarias en los hogares, como el uso de sanitarios, duchas, lavadoras y cocinas. Estos sólidos pueden clasificarse según su tamaño, solubilidad y origen en el agua. La clasificación permite identificar los métodos adecuados para su tratamiento y remoción, ya que cada tipo de sólido influye en la calidad del agua residual y en los procesos de depuración, los sólidos suspendidos totales (SST), son partículas visibles o microscópicas que permanecen en suspensión en el agua. Estos incluyen restos de alimentos, fibras textiles, papel y otras partículas inorgánicas que pueden ser removidos en las primeras etapas del tratamiento mediante procesos como la sedimentación y filtración. La acumulación de estos sólidos puede causar problemas de obstrucción en las tuberías y comprometer la eficiencia de los sistemas de tratamiento si no se eliminan adecuadamente (Metcalf & Eddy, 2014).

La distribución de los sólidos en el agua residual doméstica media puede ser presentada aproximadamente según su clasificación ver figura 12.

**Figura 12**

*Clasificación de los sólidos presentes en las aguas residuales domésticas de concentración media.*



*Nota.* Adaptado de Metcalf & Eddy (1995).

### 2.3.2.3 Componentes del Agua Residual

El agua residual doméstica está compuesta de componentes físicos, químicos y biológicos. Es una mezcla de materiales orgánicos e inorgánicos, suspendidos o disueltos en el agua. La mayor parte de la materia orgánica consiste en residuos alimenticios, heces, materia vegetal, sales minerales, materiales orgánicos y materiales diversos como jabones en la tabla 13, se puede observar las características principales y sus fuentes correspondientes.

**Tabla 13**

*Características físicas, químicas y biológicas de las aguas residuales y sus fuentes.*

CARACTERISTICAS	PROCEDENCIA
<b>PROPIEDADES FISICAS</b>	
Color	Aguas residuales domesticas e industriales de gradación natural de materia orgánica
Olor	Agua residual en descomposición, residuos industriales
Solidos	Agua de suministro, agua residual domesticas e industriales, erosión del suelo, infiltración y conexiones incontroladas.
Temperatura	Agua residual domesticas e industriales
<b>CONSTITUYENTES QUIMICOS ORGANICOS:</b>	
Carbohidratos	Agua residuales domésticas, industriales y comerciales
Grasas Animales, Aceites Y Grasas	Agua residuales domésticas, industriales y comerciales
Pesticidas	Residuos agrícolas
Fenoles	Vertidos industriales
Proteínas	Agua residual domestica industriales y comerciales
Contaminantes Prioritario	Agua residuales domésticas, industriales y comerciales
Agentes Tensoactivos	Agua residuales domésticas, industriales y comerciales
Compuestos Orgánicos Volátiles	Agua residuales domésticas, industriales y comerciales
Otros	Degradación de la materia orgánica
<b>INORGANICOS:</b>	
Alcalinidad	Aguas residuales domésticas, agua de suministro, infiltración de agua subterránea
Cloruros	Aguas residuales domésticas, agua de suministro, infiltración de agua subterránea
Nitrógeno	Residuos agrícolas y aguas residuales domesticas
PH	Agua residuales domésticas, industriales y comerciales
Fosforo	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales; aguas de escorrentías
Contaminantes Prioritarios	Águas residual doméstica comercial e industrial
Sulfuro De Hidrogeno	Descomposición de residuos domésticos
Metano	Descomposición de residuos domésticos

Oxígeno	Agua de suministro; infiltración de agua superficial
CONSITUYENTES BIOLÓGICOS:	
Animales	Curso de aguas y plantas de tratamiento
Plantas	Curso de aguas y plantas de tratamiento
PROTISTAS:	
Eubacterias	Aguas residuales domésticas, infiltración de agua superficial, plantas de tratamiento
Arqueobacterias	Aguas residuales domésticas, infiltración de agua superficial, plantas de tratamiento
Virus	Aguas residuales domésticas

*Nota.* (Metcalf & Eddy, 1995)

### 2.3.2.3.1 *Características Físicas*

Las principales características físicas del agua residual incluyen el contenido total de sólidos, que abarca la materia en suspensión, sedimentable, coloidal y disuelta. Además, otros aspectos físicos relevantes son el color, olor y temperatura.

Cada una de estas características influye en el diseño y la selección de métodos de tratamiento, ya que determina tanto el tipo de proceso necesario como la efectividad del mismo para cumplir con los estándares de calidad.

- **Olor** Los olores en el agua residual suelen originarse por los gases liberados en el procesamiento de materia orgánica. El agua residual reciente tiene un olor distintivo y algo desagradable, pero es más tolerable que el agua residual séptica, cuyo olor, caracterizado principalmente por el azufre de hidrógeno, es generado por la actividad de microorganismos anaerobios que transforman sulfatos en sulfitos. En los últimos años, la gestión de olores ha cobrado relevancia en el diseño de sistemas de alcantarillado y plantas de tratamiento, ya que la percepción negativa y el temor al mal olor han motivado el rechazo de muchos proyectos de tratamiento de aguas residuales. Los olores no solo representan un problema de incomodidad, sino también una fuente de estrés psicológico, afectando la calidad de vida. Pueden provocar efectos como pérdida de apetito, molestias respiratorias, náuseas e incluso influir negativamente en las relaciones sociales, el valor económico de una comunidad y el bienestar general, resaltando la importancia de su control en infraestructuras de tratamiento.

- **Sólidos** Analíticamente se define el contenido de sólidos totales como la materia que se obtiene como residuo después de someter al agua a un proceso de evaporación con una temperatura entre 103 a 105 °C. Los sólidos totales, o residuo de la evaporación, pueden clasificarse en filtrables o no filtrables (sólidos en suspensión) haciendo pasar un volumen conocido de líquido por un filtro, para este proceso de separación suele emplearse un filtro de fibra de vidrio con un tamaño nominal de poro de 1.2 micrómetros.
- **Temperatura** La temperatura del agua residual suele ser más alta que la del agua potable, debido a la incorporación de agua caliente proveniente de los hogares y especialmente de los usos industriales. Dado que el calor específico del agua es superior al del aire, las aguas residuales suelen mantener una temperatura mayor que la del ambiente durante la mayor parte del año, disminuyendo solo en los meses más cálidos del verano. En función de la ubicación geográfica, la temperatura media anual del agua residual oscila entre 10 y 21 °C, La temperatura es un factor clave, ya que afecta tanto el desarrollo de la vida acuática como la velocidad de las reacciones químicas, además de influir en la idoneidad del agua para ciertos usos. Por otra parte, el oxígeno se disuelve menos en agua caliente que en agua fría, y el aumento de la temperatura acelera las reacciones químicas, lo cual, sumado a la disminución del oxígeno en aguas superficiales, provoca una reducción frecuente de las concentraciones de oxígeno disuelto en los meses de verano.
- **Color** Históricamente, para describir el agua residual, se empleaba el término “condición” junto con información sobre su composición y concentración. Este término hacía referencia a la “edad” del agua residual, que se puede estimar cualitativamente observando su color y olor. El agua residual fresca suele presentar un color grisáceo; sin embargo, con un tiempo prolongado de transporte en las redes de alcantarillado y al darse condiciones cercanas a las anaerobias, el color evoluciona de gris a gris oscuro y, finalmente, a negro, momento en que el agua residual se clasifica como séptica.

### 2.3.2.3.2 *Características Químicas*

Las características químicas de las aguas residuales comprenden los componentes y compuestos químicos presentes en el agua, que son fundamentales para evaluar su calidad y definir los tratamientos necesarios.

- **Materia orgánica** son sólidos que provienen de fuentes animales y vegetales, así como de actividades humanas que generan compuestos orgánicos. Estos compuestos suelen incluir carbono, hidrógeno y oxígeno, ya veces también nitrógeno, azufre, fósforo o hierro. Los principales grupos de sustancias orgánicas en el agua residual son proteínas, carbohidratos, grasas y aceites. La urea, un componente clave de la orina. Se han desarrollado diversos métodos para medir el contenido orgánico en aguas residuales, que se dividen en dos categorías: aquellos para concentraciones elevadas (más de 1 mg/l) y los que se emplean para concentraciones en niveles de trazas (entre 0,001 y 1 mg). /l). En el primer grupo se encuentran métodos de laboratorio como la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), la Demanda Química de Oxígeno (DQO), el Carbono Orgánico Total (COT) y la Demanda Teórica de Oxígeno (DTeO). Para concentraciones en niveles de trazas, se utilizan métodos instrumentales avanzados.
- **Materia inorgánica** Las aguas residuales y naturales contienen varios componentes inorgánicos esenciales para evaluar y controlar la calidad del agua. Las concentraciones de estos compuestos inorgánicos aumentan tanto por el contacto del agua con formaciones geológicas, disolviendo y rocas minerales, como por el vertido de aguas residuales, tratadas o no. Las aguas residuales generalmente no se tratan específicamente para eliminar estos componentes inorgánicos, excepto en ciertos casos de diseño. Además, la evaporación natural incrementa la concentración de sustancias inorgánicas en el agua restante. Dado que estos compuestos inorgánicos pueden afectar significativamente los usos del agua, es importante analizar los elementos que se incorporan al agua superficial.
- **Gases presentes en el agua residual** los gases que con mayor frecuencia se encuentran en aguas residuales brutas son el nitrógeno, el oxígeno, el dióxido

de carbono, el sulfuro de hidrogeno, el amoniaco y el metano. Los tres primeros son gases de común presencia en la atmósfera, y se encuentran en todas las aguas en contacto con la misma. Los tres últimos proceden de la descomposición de la materia orgánica presente en las aguas residuales. Si bien no se encuentran en el agua residual sin tratar, existen otros gases como por ejemplo del cloro y el ozono (desinfección y control de olores), y los óxidos de azufre y nitrógeno denominados procesos de combustión, (AYALA FANOLA & GONZALES MARQUEZ, 2009)

### **2.3.2.3.3 *Características Biológicas***

Según (AYALA & GONZALES, 2009) Se debe estar familiarizado con los siguientes temas:

- a) Principales grupos de microorganismos biológicos presentes, tanto en aguas superficiales como residuales, así como aquellos que intervienen en los tratamientos biológicos
- b) Organismos patógenos presentes en las aguas residuales
- c) Organismos utilizados como indicadores de contaminación y su importancia
- d) Métodos empleados para determinar los organismos indicadores
- e) Métodos empleados para determinar la toxicidad de las aguas tratadas.

Los principales grupos de organismos presentes tanto en aguas residuales como superficiales se clasifican en organismos eucariotas, eubacterias y arqueobacterias como se muestra en la tabla 14, la mayoría de los organismos pertenecen al grupo de eubacterias. La categoría protista, dentro de los organismos eucariotas, incluye las algas, los hongos y los protozoos. Las plantas tales como los helechos, los musgos, las plantas hepáticas y las plantas de semilla están clasificadas como eucariotas multicelulares. Los vertebrados y los invertebrados están clasificados como animales eucariotas multicelulares. Los virus, también presentes en el agua residual, se clasifican en función del sujeto infectado.

**Tabla 14***Clasificación de los microorganismos*

<b>Grupo</b>	<b>Estructura celular</b>	<b>Caracterización</b>	<b>Miembros representativos</b>
Eucariotas	Eucariota	Multicelular, con gran diferenciación de las células y el tejido  Unicelular o cenocítica o micelial; con escasa o nula diferenciación de tejidos.	Plantas (plantas de semillas, musgos, helechos) Animales (vertebrados e invertebrados)  Protistas (algas, hongos protozoos).
Eubacterias	Procariota	Química celular parecida a las eucariotas	La mayoría de las bacterias.
Arqueobacterias	Procariota	Química celular distintiva	Metanógenos, halófilos, termófilos.

*Nota.* AYALA FANOLA & GONZALES MARQUEZ, (2009).

**2.3.2.4 Contribución per cápita**

La contribución de las aguas domésticas del sistema de suministro de agua. El agua usada en las viviendas es encaminada posteriormente a las instalaciones luego a las redes de en consecuencia, una nítida correlación entre el consumo per cápita de agua y la contribución a la red de alcantarillado (Netto, 1998).

(Além & Tsutiya, 1999) Indican que el consumo per cápita es un parámetro extremadamente variable entre diferentes sitios dependiendo de diversos factores:

- Hábitos higiénicos y culturales de la población.
- Cantidad de micro medición del sistema de suministro de agua.
- Instalaciones y equipos hidráulico-sanitarios de los inmuebles.
- Control ejercido sobre el consumo.
- Valor de la tarifa y existencia o no de subsidios sociales o políticos.
- Abundancia o escasez de manantiales.

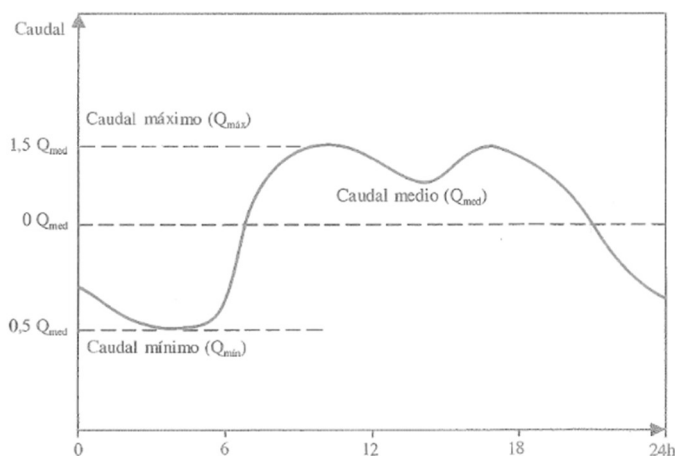
- Intermittencia o del abastecimiento de agua.
- Temperatura media de la región.
- Renta familiar.
- Disponibilidad de domésticos que utilizan agua en cantidad apreciable.
- Índices de industrialización,
- Intensidad y de actividad comercial.

### 2.3.2.5 Variaciones de Caudal

Las variaciones de caudales en el tratamiento de aguas residuales se refieren a los cambios en el volumen de agua residual que ingresa al sistema de tratamiento en diferentes momentos del día, días de la semana, o incluso épocas del año ver figura 13. Estas fluctuaciones dependen de factores como los hábitos de consumo de agua de la población, la variabilidad en el uso doméstico, industrial y comercial, y las condiciones climáticas (por ejemplo, las lluvias pueden aumentar el volumen de agua en los sistemas combinados).

#### Figura 13

*Variación horaria típica del caudal de las aguas residuales domésticas.*



*Nota.* Campos (1994).

### 2.3.2.6 Caudal de Diseño

Los caudales de diseño son parámetros esenciales para la sostenibilidad, eficiencia y seguridad de las plantas de tratamiento de aguas residuales, ya que permiten que estas

instalaciones puedan adaptarse a las fluctuaciones de flujo y cumplir con sus objetivos de tratamiento.

Un caudal de diseño adecuado garantiza que la planta pueda manejar eficientemente los picos de flujo sin desbordarse o comprometer la calidad del tratamiento. Esto es especialmente importante en momentos de caudal máximo, cuando el volumen de aguas residuales puede ser significativamente mayor debido al uso intensivo o precipitaciones (Metcalf & Eddy, 2014).

Los distintos caudales de diseño son:

- Caudal Máximo Horario

$$Q_{MaxH} = Q_{MH} + Q_{INF} + Q_{CE} + \sum Q_{DC} \quad Ec. 31$$

- Caudal Promedio de Diseño

$$Q_p = Q_{md} + Q_{ce} + Q_{inf} + \sum Q_{DC} \quad Ec. 32$$

- Caudal Mínimo de Diseño

$$Q_{min} = Q_{promedio} * K_3 \quad Ec. 27$$

Dónde:

$Q_{MaxH}$	Caudal máximo de diseño, en L/s
$Q_p$	Caudal promedio de diseño en L/s
$Q_{min}$	Caudal mínimo de diseño en L/s
$Q_{MH}$	Caudal máximo horario doméstico, en L/s
$Q_{md}$	Caudal medio diario domestico de diseño en L/s
$Q_{INF}$	Caudal por infiltración, en L/s
$Q_{CE}$	Caudal por conexiones erradas, en L/s
$Q_{DC}$	Caudal de descarga concentrada, en L/s
$K_3$	Coefficiente de caudal mínimo igual a 0.50.

### 2.3.2.7 Cargas Orgánicas en las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales

Las cargas orgánicas determinan la capacidad de tratamiento que debe tener la planta. Un conocimiento preciso de estas cargas permite dimensionar adecuadamente los reactores biológicos y otros procesos de tratamiento. Equipos subdimensionados pueden fallar al tratar

altos niveles de carga orgánica, mientras que el sobredimensionamiento implica costos innecesarios (Metcalf & Eddy, 2014).

Las cargas orgánicas para las plantas de tratamiento deben de calcularse para todos los parámetros deseados, dicha carga puede calcularse mediante la siguiente ecuación:

$$Carga\ orgánica\left(\frac{kg}{día}\right) = \frac{Cocentración\left(\frac{gr}{m^3}\right)*Caudal\left(\frac{l}{s}\right)*86400\left(\frac{s}{día}\right)}{10^6\left(\frac{g}{kg}\right)*\left(\frac{l}{m^3}\right)} \quad Ec.34$$

### 2.3.3 Tecnologías de Tratamientos

Las tecnologías de tratamiento de aguas residuales comprenden diversos procesos físicos, químicos y biológicos diseñados para eliminar contaminantes y mejorar la calidad del agua antes de su descarga o reutilización. Estas tecnologías se aplican para reducir sólidos suspendidos, materia orgánica, nutrientes, metales pesados y otros compuestos tóxicos o patógenos presentes en el agua residual, los niveles de tratamiento se pueden clasificar en los siguientes:

- Tratamiento Preliminar
- Tratamiento Primario
- Tratamiento Secundario
- Tratamiento Terciario
- Tratamiento de Desinfección

Cada uno de los tratamientos cumplen funciones específicas en el tratamiento de las aguas residuales ver tabla 15.

**Tabla 15**

*Unidades de tratamiento de aguas residuales*

<b>Clasificación</b>	<b>Unidad De Tratamiento</b>	<b>Descripción</b>
<b>Tratamiento preliminar</b>	Rejas	El tratamiento preliminar en plantas de tratamiento de aguas residuales es la primera etapa en el proceso de purificación y está diseñado para eliminar sólidos grandes y materiales flotantes que pueden
<b>Pre-tratamiento</b>	Desarenador	
	Trampa de Grasas	
	Medidores de caudal	

---

<b>Tratamiento primario</b>	<p>Tanque Séptico</p> <p>Tanque Imhoff</p> <p>Tanque de Sedimentación primaria</p>	<p>interferir con las etapas posteriores. Este tratamiento se centra en la separación de objetos grandes, grasas, aceites y arena que ingresan al sistema de alcantarillado. En el tratamiento primario, el agua residual pasa a través de tanques de sedimentación o clarificadores, donde se permite que las partículas sólidas sedimenten al fondo, formando un lodo que se retira periódicamente. El tratamiento primario permite reducir significativamente los sólidos suspendidos y la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), disminuyendo la carga orgánica del agua y optimizando la eficiencia de los procesos posteriores.</p> <p>El tratamiento secundario en plantas de tratamiento de aguas residuales es la tercera etapa en el proceso de purificación y se centra en la eliminación de la materia orgánica disuelta y de sólidos suspendidos finos mediante procesos biológicos. En esta fase, se utilizan microorganismos (principalmente bacterias) para descomponer la materia orgánica en condiciones controladas, reduciendo significativamente la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) y otros contaminantes que no se eliminan en los tratamientos preliminares y primarios.</p>
<b>Tratamiento secundario</b>	<p>Lagunas de estabilización<sup>1</sup></p> <p>Reactores UASB<sup>2</sup></p> <p>Lodos Activados</p> <p>Filtro percolador</p> <p>Filtro anaerobio</p> <p>Humedales</p> <p>Biodisco</p> <p>Zanja de oxidación</p>	

---

<b>Tratamiento Terciario</b>	<p>Micro cribado</p> <p>Coagulación-floculación</p> <p>Filtros rápidos</p> <p>Precipitación química</p> <p>Nitrificación desnitrificación</p> <p>Precipitación con cal</p> <p>Electrodialisis</p> <p>Adsorción Oxidación química</p>	<p>El tratamiento terciario en plantas de tratamiento de aguas residuales es la última fase del proceso y se emplea para eliminar contaminantes residuales específicos que no fueron eliminados en las etapas anteriores, logrando una calidad de agua adecuada para descarga o reutilización. Este tratamiento avanzado está diseñado para eliminar nutrientes como nitrógeno y fósforo, sólidos disueltos finos, compuestos orgánicos persistentes y microorganismos patógenos.</p>
<b>Desinfección</b>	<p>Físicos: Filtración, ebullición, rayos ultravioletas.</p> <p>Químicos: Aplicación de cloro, bromo, yodo, ozono, etc.</p>	<p>El tratamiento de desinfección en plantas de tratamiento de aguas residuales es un proceso crucial que se lleva a cabo en las etapas finales para eliminar o inactivar microorganismos patógenos, como bacterias, virus y protozoos, asegurando que el agua tratada sea segura para su descarga en cuerpos de agua o para su reutilización en aplicaciones no potables.</p>
<b>Tratamiento de lodos</b>	<p>Digestión anaerobia</p> <p>Tratamiento con cal</p> <p>Compostaje</p> <p>Lecho de Secado</p>	<p>El tratamiento de lodos en plantas de tratamiento de aguas residuales es un proceso destinado a manejar, estabilizar y reducir el volumen de los lodos generados durante el tratamiento de agua.</p>

*Nota.* Adaptado de (AYALA FANOLA & GONZALES MARQUEZ, 2009).

<sup>1</sup> Las lagunas de estabilización también pueden realizar tratamiento primario

<sup>2</sup> El Reactor UASB también puede ser utilizado para realizar tratamiento primario

### 2.3.3.1 Tratamiento Preliminar

La etapa de pretratamiento consta de una serie de operaciones físicas y mecánicas, que tienen por objetivo separar del agua residual la mayor cantidad posible de materias (sólidos gruesos, arenas, grasas) que, por su naturaleza o tamaño, pueden dar lugar a problemas en las etapas posteriores del tratamiento.

Dentro del pretratamiento se contemplan las siguientes etapas:

- Rejas
- Desarenadores
- Trampa de Grasas
- Medidores de Caudal

#### 2.3.3.1.1 *Rejas*

Las rejas son dispositivos formados por barras metálicas paralelas y uniformemente espaciadas, colocadas transversalmente al flujo de agua y ubicadas antes del desarenador sin alterar el flujo normal. Estas barras, que pueden ser rectas o curvadas, están diseñadas para retener sólidos gruesos y flotantes de tamaño relativamente grande. Generalmente, las rejas son la primera unidad en una planta de tratamiento.

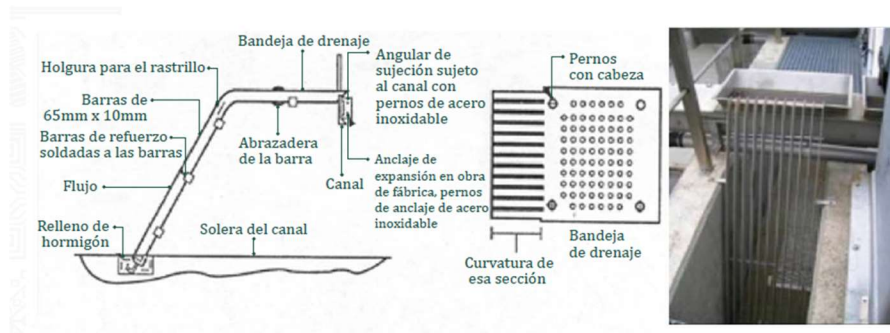
Los materiales retenidos suelen incluir papel, trapos de taller, productos de higiene femenina, cáscaras de frutas, restos de vegetales, madera, tapones, latas, plásticos, cepillos y otros objetos que ingresan al sistema de alcantarillado a través de inodoros o aberturas de pozos. y buzones de inspección

Con relación al sistema de limpieza, las rejas pueden ser clasificadas en dos categorías:

- **Rejas sencillas de limpieza manual**, las rejas de limpieza manuales son dispositivos de barras metálicas paralelas instaladas al inicio de una planta de tratamiento de aguas residuales para interceptar sólidos gruesos y flotantes, como papeles, plásticos y desechos grandes, que podrían dañar el equipo de la planta o causar obstrucciones. Su diseño permite que los residuos atrapados sean removidos manualmente por operadores a intervalos regulares. Estas rejas son simples y de bajo costo, ideales para instalaciones pequeñas o con bajo caudal, donde la frecuencia de mantenimiento ver figura 14.

## Figura 14

### Reja de limpieza manual

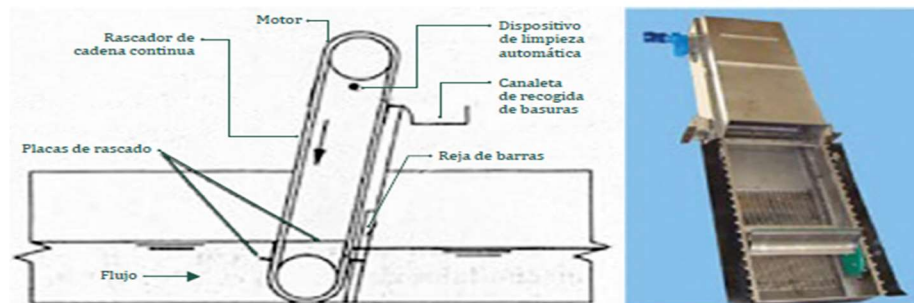


Nota. (Ortega, 2015)

- **Rejas de limpieza mecanizada**, incorporan un rastrillo móvil que, periódicamente de manera automática, limpia la reja, extrayendo los residuos retenidos. Este rastrillo puede activarse mediante un temporizador, al superarse cierto valor establecido de pérdida de carga, o mediante un sistema combinado de temporización y pérdida de carga ver figura 15.

## Figura 15

### Reja de limpieza mecanizada



Nota. (Ortega, 2015)

- **Velocidades en rejas**, las velocidades en rejas de limpieza manual se refieren a la velocidad del flujo de agua que atraviesa las barras de las rejas, las cuales están diseñadas para retener sólidos grandes antes de que ingresen a otras unidades de tratamiento. La velocidad adecuada es crucial: si es demasiado baja, los sólidos pueden acumularse rápidamente, dificultando la limpieza; si es demasiado alta, los

sólidos pueden pasar a través de la reja sin ser retenidos. Las velocidades de flujo deben variar según la tabla 16.

**Tabla 16**

*Velocidades de flujo*

<b>Velocidad</b>	<b>Valor (m/s)</b>
Mínima	0.30
Media	0.40
Máxima	0.60

*Nota.* (DINASBA, 1996)

- **Inclinación de barras**, la inclinación en rejas de limpieza manual se refiere al ángulo en que se instalan las barras de la reja en relación con el flujo de agua residual. Esta inclinación, generalmente entre 45° y 60°, facilita la retención y la acumulación de sólidos gruesos en la reja, permitiendo que el operador los remueva con mayor facilidad. Una inclinación adecuada mejora la eficiencia de captura de residuos y optimiza la limpieza manual, ya que reduce el esfuerzo necesario para extraer los desechos acumulados
- **Abertura o espaciamiento de las barras**, la abertura o espaciado de las barras en rejas de limpieza manual se refiere a la distancia entre las barras metálicas que conforman la reja. Este espaciado, que generalmente oscila entre 10 y 50 mm, determina el tamaño de los sólidos que la reja puede retener. Una abertura menor permite capturar partículas más pequeñas, mientras que una mayor deja pasar sólidos de menor tamaño. La selección del espaciamiento adecuado depende de la carga de sólidos y del nivel de protección necesario para los equipos aguas abajo, en la tabla 17. Se puede observar los espesores y espaciamientos recomendados en las rejillas por la normativa nacional.

**Tabla 17***Espesores y espaciamentos de rejillas*

TIPO DE REJILLAS	BARRAS	
	ESPESOR (Pulgadas)	ESPACIAMIENTO (Centímetros)
Rejas gruesas	½ - 3/8	4 – 10
Rejas medias	5/16 – 3/8	2 – 4
Rejas finas	¼ - 5/16	1 - 2

*Nota.* (DINASBA, 1996)

- **Dimensiones de las barras**, las dimensiones de las barras en rejillas de limpieza manual se refieren al grosor y a la forma de las barras metálicas que componen la reja. Estas dimensiones afectan la resistencia estructural de la reja y su capacidad para retener sólidos sin deformarse o bloquearse con facilidad. Generalmente, las barras tienen un grosor adecuado (normalmente entre 6 y 12 mm) para soportar el impacto y el peso de los residuos acumulados, y su forma puede ser rectangular o redondeada, dependiendo del diseño. Según la bibliografía algunas se clasifican según la tabla 18.

**Tabla 18***Clasificación y tamaño de barras*

TIPO	ANCHO POR PROFUNDIDAD (mm x mm)
Rejas gruesas	10x50 – 10x60 – 13x40 – 13x50
Rejas comunes	8x50 – 10x40 – 10x50
Rejas pequeñas	6x40 – 8x40 – 10x40

*Nota.* (Netto, 1998)

- **Eficiencia en las rejillas**, la eficiencia de las barras en rejillas de limpieza manual se refiere a la capacidad de estas para capturar y retener sólidos horribles y flotantes del flujo de agua residual antes de que ingresen a las etapas posteriores de tratamiento. Esta eficiencia depende de varios factores, como el espaciado de las barras, la inclinación y la velocidad del flujo. Una reja con

alta eficiencia reduce el riesgo de obstrucción y protege el equipo de la planta al interceptar una mayor cantidad de residuos, facilitando una remoción efectiva durante la limpieza manual y optimizando el rendimiento, para la determinación de la eficiencia se ha desarrollado la siguiente ecuación.

$$E = a/(a + e) \quad \text{Ec. 35}$$

Donde

$E$  Eficiencia  
 $a$  Espaciamiento en cm.  
 $e$  Espesor en Pulgadas.

- **Área transversal**, el área transversal total del canal ( $A$ ) donde se ubicara la reja de barras, será determinado asumiendo la velocidad de flujo en el canal utilizando los criterios de velocidades de la tabla 16, posteriormente aplicando la ecuación de continuidad para flujo permanente incompresible

$$A_u = Q_{max}/V \quad \text{Ec. 36}$$

Donde

$A_u$  Área Transversal en  $m^2$ .  
 $Q_{max}$  Caudal máximo, en  $m^3/s$ .  
 $V$  Velocidad en el canal, en  $m/s$ .

- **Área del canal aguas arriba de la barra**, (Mendonça, 2000) indica que el área total o sección de flujo aguas arriba de la barra para un caudal máximo este es calculado mediante la siguiente ecuación:

$$S_{max} = A_u/E \quad \text{Ec. 37}$$

Donde

$A_u$  Área útil transversal entre barras en  $m^2$ .  
 $S_{max}$  Area del canal hasta el nivel del agua. En  $m^2$ .  
 $E$  Velocidad en el canal, en  $m/s$ .

- **Ancho del canal**, para la determinación de sección del canal se utiliza una relación entre la sección de área total y la tirante máxima calculada en el canal parshall aunque esta relación puede resultar en secciones muy pequeñas del

canal. Por lo que se utiliza criterio propio y como mínimo debe de ser 0.30 m. (CENTA, 2021).

$$B = S_{max}/h_{max} \quad Ec. 38$$

Donde

- $B$  Base del canal, en m.
- $S_{max}$  Área del canal hasta el nivel del agua. En m<sup>2</sup>.
- $h_{max}$  Tirante máxima del canal, en m.

- **Perdidas de cargas en las rejías**, la pérdida de carga en las barras de rejías de limpieza manual es la disminución de presión o energía en el flujo de agua a medida que pasa a través de las barras de la reja. Esta pérdida ocurre debido a la resistencia que generan las barras y la acumulación de sólidos retenidos, lo que causa una ligera reducción en la velocidad del agua. La pérdida de carga debe mantenerse en un nivel adecuado para evitar alteraciones en el flujo y garantizar la eficiencia de la reja. Un incremento excesivo en la pérdida de carga puede indicar una acumulación significativa de residuos, lo que requiere una limpieza manual.

(Metcalf & Eddy, 1995) Indicas que las pérdidas en rejillas no deben de superar los 0.15 m. los mismos autores han desarrollado una ecuación para determinar dicha perdida entes las más conocidas dicha ecuación es la siguiente:

$$h_f = \frac{1}{0.7} \left( \frac{V^2 - v^2}{2g} \right) \quad Ec. 39$$

Donde

- $h_f$  Perdida de carga, en m.
- $V$  Velocidad a través de las barras, en m/s
- $v$  Velocidad de aproximación  $V * E$ , en m/s.
- $g$  Aceleración de la gravedad, en m/s<sup>2</sup>
- $E$  Eficiencia de la rejilla.

- **Volumen de material retenido**, según (ICA, 2016), el volumen del material retenido es proporcional a la abertura de la rejilla por lo tanto dicho instituto

presenta las cantidades de materiales cribados por apertura rejillas ver tabla 19.

**Tabla 19**

*Cantidad de material cribado por apertura de rejillas*

ABERTURA (mm)	CANTIDAD (Litros de material cribado por m <sup>3</sup> de agua residual)
20	0.038
25	0.023
35	0.012
40	0.009

*Nota.* (ICA, 2016)

### **2.3.3.1.2 Desarenadores**

Los desarenadores en plantas de tratamiento de aguas residuales son unidades diseñadas para eliminar partículas pesadas y minerales, como arena, grava y sedimentos finos, que se encuentran en el flujo de agua residual. Este proceso evita que estas partículas abrasivas dañen equipos, obstruyan tuberías o afecten la eficiencia de los tratamientos posteriores. En los desarenadores, el flujo de agua se desacelera para permitir que las partículas más densas se sedimenten y puedan ser removidas. Existen distintos tipos de desarenadores, como los de flujo horizontal, vertical y aireado, que se seleccionan en función del diseño de la planta y el caudal de entrada.

- **Desarenador de flujo horizontal**, el desarenador de flujo horizontal es un tipo de unidad utilizada en plantas de tratamiento de aguas residuales para remover partículas pesadas, como arena y grava, mediante la sedimentación en un flujo de agua horizontal. En este sistema el agua residual fluye a través de un tanque largo y poco profundo a una velocidad controlada que permite que las partículas más densas sedimenten al fondo mientras el agua limpia continúa hacia las etapas posteriores del tratamiento. Este tipo de desarenador es eficiente para caudales moderados y se emplea para proteger el equipo de la planta y evitar obstrucciones en las tuberías ver figura 16.

**Figura 16**

*Desarenador de flujo horizontal*

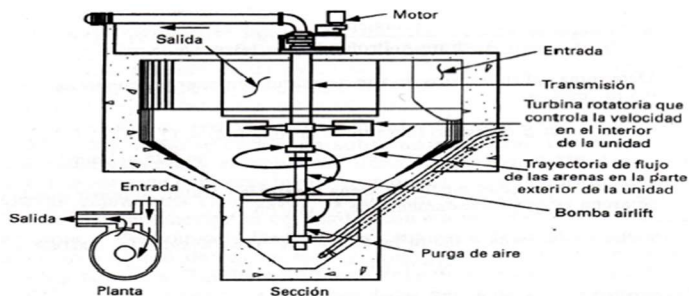


*Nota.* (CENTA, 2021).

- **Desarenador vertical**, en este sistema, el agua residual ingresa en la parte inferior del tanque y fluye hacia arriba a una velocidad controlada, permitiendo que las partículas más densas caigan y se acumulen en el fondo del tanque, donde luego pueden ser retiradas. Este tipo de desarenador es compacto y eficiente en la remoción de sólidos pesados, siendo ideal para instalaciones con limitaciones de espacio ver figura 17.

**Figura 17**

*Desarenador de flujo vertical*



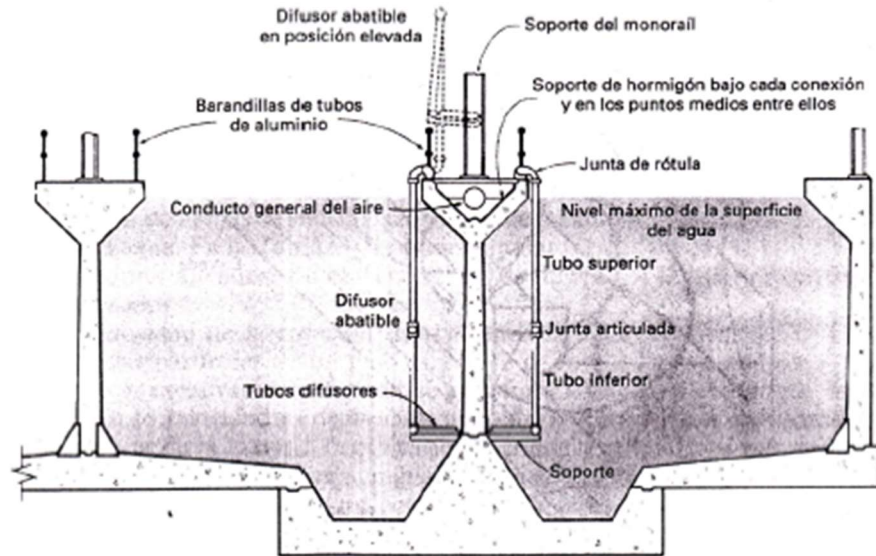
*Nota.* (AYALA FANOLA & GONZALES MARQUEZ, 2009)

- **Desarenador aireado**, en este sistema, el agua residual fluye a través de un tanque donde se introduce aire, lo que genera un movimiento controlado que permite que las partículas más densas sedimenten en el fondo mientras los materiales orgánicos y otros sólidos más ligeros quedan suspendidos y se

desplazan con el flujo. La aireación ayuda también a evitar la acumulación de materiales orgánicos en el fondo, facilitando la separación eficiente de sólidos minerales, ver figura 18.

**Figura 18**

*Desarenador aireado*



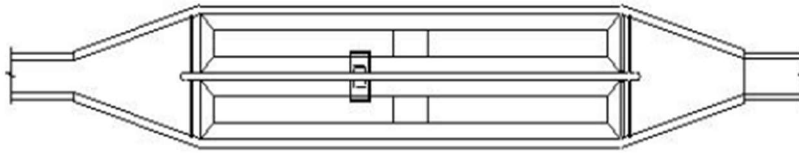
*Nota.* (AYALA FANOLA & GONZALES MARQUEZ, 2009)

Los criterios de diseño para los desarenadores dependen de varios factores, aunque se tienen que tener en cuenta que, para el tratamiento en lugares pequeños, el modelo más típico es el desarenador de flujo horizontal debido a su eficiencia y facilidad de operación y construcción. Los aspectos más importantes a tener en cuenta son:

- **Número de unidades**, según la normativa nacional, se deben dimensionar al menos dos desarenadores en paralelo, cada uno diseñado para manejar el caudal máximo horario. Uno de los desarenadores opera mientras el otro permanece en modo de reserva “stand by” para facilitar la limpieza de las arenas removidas o para realizar reparaciones. Los desarenadores son obligatorios en plantas que cuentan con sedimentadores y digestores, como tanques Imhoff, reactores anaerobios de flujo ascendente ver figura 19.

**Figura 19**

*Desarenador de dos unidades en paralelo*



*Nota.* (AYALA FANOLA & GONZALES MARQUEZ, 2009)

- **Velocidad de flujo en el desarenador**, en los canales de remoción de arena la velocidad recomendable es del orden de 0.30 a 0.40 m/s, velocidades inferiores a 0.30 m/s causan la deposición simultánea cantidades relativamente grandes de materia orgánica, y velocidades mayores a 0.40 m/s causan el arrastre del material sedimentado. Por esto se debe procurar controlar y mantener la velocidad de flujo alrededor de 0,30 m/s con una tolerancia de  $\pm 20$  %. Para todos los caudales. (AYALA FANOLA & GONZALES MARQUEZ, 2009).
- Ancho de desarenador, la norma (CENTA, 2021) indica que la base mínima aceptada para un desarenador es 0.30 m. debido a disposiciones constructivas y de mantenimiento. El ancho del desarenador no debe calcularse en función del tiempo de detención a ser fijado, pues en este caso dependería de la profundidad volumen, y la teoría aplicada se refiere a teoría de la sedimentación, es decir, la velocidad de sedimentación de las partículas suspendidas en las aguas residuales (Mendonça, 2000). Este se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$b = \frac{Q_{max}}{h_{max} * V} \quad Ec. 40$$

Donde

- $b$  Base del desarenador, en m.
- $V$  Velocidad de flujo usualmente, 0.30 m/s
- $h_{max}$  Altura máxima de la lámina de agua, en m.
- $Q_{max}$  Caudal maximo, en  $m^3/s$

- **Longitud del desarenador**, (Mendonça, 2000) indica que la longitud del desarenador debe de ser la suficiente para que permita la sedimentación de las partículas pesadas de arena, generalmente esta es calculada pendiente la siguiente ecuación:

$$Lt = 25 * h_{max} \quad Ec. 41$$

Donde

$L$  Longitud del desarenador, en m.

$h_{max}$  Altura máxima de la lámina de agua, en m.

- **Corrección de la longitud teórica del desarenador**, (Metcalf & Eddy, 2014) Indica que debe de añadir 50 %. A la longitud teórica calculada por condiciones de seguridad, dicha corrección debe de aplicarse 25 %. En cada extremo del desarenador.
- **Volumen útil del sedimentador**, El volumen útil del sedimentador debe de calcularse mediante las características geométricas ya calculadas, es decir una relación entre el largo, ancho y la altura máxima de lámina de agua. Como se muestra en la siguiente ecuación:

$$V_{util} = b * h_{max} * L \quad Ec. 42$$

Donde

$L$  Longitud del desarenador, en m.

$V_{util}$  Volumen útil del desarenador, en m<sup>3</sup>.

$h_{max}$  Altura máxima de la lámina de agua, en m.

$b$  Base del desarenador, en m.

- **Tiempo de retención**, el tiempo de retención es calculado mediante una relación entre el volumen útil calculado y el caudal maximo por lo que se utiliza la siguiente ecuación:

$$TRH = \frac{V_{util}}{Q_{max}} \quad Ec. 43$$

Donde:

$TRH$  Tiempo de retención hidráulico, en seg.

$V_{util}$  Volumen útil del desarenador, en  $m^3$ .

$Q_{max}$  Caudal máximo, en  $m^3/s$

- **Profundidad de tolva**, la profundidad de la tolva es calculada mediante la relación entre la cantidad de material retenido ver tabla 20, el área y el periodo de limpieza asumido, según lo antes mencionado se tiene la siguiente ecuación:

$$P = \frac{q*t}{b*L} \quad Ec. 44$$

Donde

$p$  Profundidad de la tolva, en m.

$t$  Periodo de limpieza en días de 7 a 15 Días

$q$  Material retenido en el desarenador, en  $L/1000 m^3$ .

$b$  Base del desarenador, en m.

$L$  Longitud del desarenador, en m.

**Tabla 20**

*Estimación de las cantidades de arenas extraídas en los desarenadores.*

Tipo de alcantarillado sanitario	Cantidad de arenas (L/ 1000 m3 agua residual)	Cantidad de arenas (L/hab/año)
Combinado	8 - 80	10 - 30
Separado	6 - 20	5 - 10

*Nota.* (CENTA, 2021)

- **Longitud de transición**, la longitud de transición debe de calcularse teniendo en cuenta el ancho del desarenador, el espesor del muro central, el ancho de canal de rejillas y un ángulo de transición. Luego de todo este análisis se obtiene la siguiente ecuación:

$$Lt = \frac{(2*B+e)-B'}{2*\tan \alpha} \quad Ec. 45$$

Donde:

$Lt$	Longitud de transición, en m.
$B'$	Ancho del canal de rejas <sup>3</sup> .
$B$	Ancho de los 2 desarenadores + Espesor de Muro medio m.
$\alpha$	Angulo de Transición por lo general se Adopta 12.5 °
$e$	Espesor del muro medio, en m.

### 2.3.3.1.3 *Desengrasado*

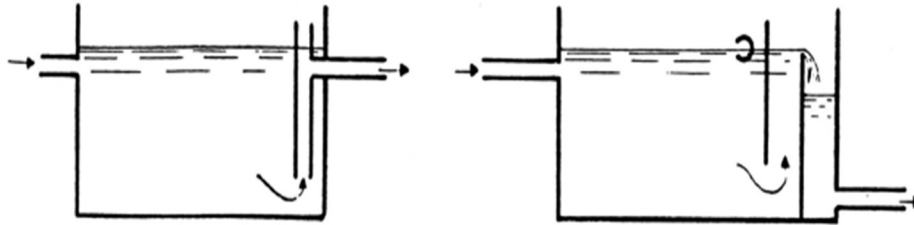
En esta etapa de pretratamiento, la función principal es separar, mediante gravedad, las grasas y otras sustancias más ligeras que el agua. En algunos casos, se omite el uso de desengrasadores y la remoción de grasas y flotantes se realiza durante el tratamiento primario, en unidades como tanques sépticos, tanques Imhoff o sedimentadores primarios. Sin embargo, en ciertos sistemas, como los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA), el desengrasado es fundamental para evitar la formación de costras en la superficie del reactor, lo cual podría afectar su funcionamiento y eficiencia. Esta separación previa reduce el riesgo de obstrucciones y mejora la operación de las unidades posteriores.

En el tratamiento de las aguas residuales urbanas se hace uso de diferentes tipos de desengrasadores:

- **Desengrasadores estáticos**, Los desengrasadores estáticos en plantas de tratamiento de aguas residuales son unidades diseñadas para remover grasas, aceites y otras sustancias ligeras presentes en el agua, mediante sedimentación y separación natural. En estos sistemas, el flujo de agua residual se mantiene en reposo o circula lentamente a través del desengrasador, permitiendo que las grasas y aceites flotantes se acumulen en la superficie, desde donde pueden ser removidos mecánicamente o manualmente. Este proceso es esencial en el pretratamiento para evitar que estos contaminantes afecten la eficiencia y el rendimiento de las etapas posteriores del tratamiento ver figura 20.

## Figura 20

*Desengrasadores estáticos.*



*Nota.* (CENTA, 2021)

- **Desengrasadores aireados**, en este tipo de sistema, se introduce aire en el fondo del tanque, creando burbujas que ayudan a que las partículas ligeras se eleven y se acumulen en la superficie del agua, donde pueden ser retiradas fácilmente. El uso de aireación mejora la eficiencia en la separación de grasas ver figura 21.

## Figura 21

*Desengrasador aireado*



*Nota.* (Ortega, 2015).

(MARM, 2010) Para el dimensionamiento de los desengrasadores estáticos se aconseja el empleo de las recomendaciones recogidas en la tabla 21.

**Tabla 21***Valores recomendados para el dimensionamiento de desengrasadores estáticos*

<b>Parámetro</b>	<b>Valor recomendado</b>
Carga hidráulica a caudal máximo (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /h)	≤ 20
Tiempo de retención a caudal medio (min)	≥ 30
Profundidad (m)	1,2 - 2,4

*Nota.* (CENTA, 2021).**2.3.3.1.4 Medición de caudales**

La medición de caudales en plantas de tratamiento de aguas residuales es el proceso de determinar la cantidad de agua residual que fluye a través de la planta en un periodo de tiempo determinado. Esta medición, expresada generalmente en litros por segundo (L/s) o metros cúbicos por día (m<sup>3</sup>/día), es fundamental para el control y la operación eficiente de la planta, ya que permite ajustar los procesos de tratamiento según el volumen de agua recibida. La medición de caudales se realiza mediante equipos como canales Parshall, medidores de área-velocidad, sensores ultrasónicos, o dispositivos de presión diferencial, y es clave para dimensionar las unidades de tratamiento.

Para el proyecto se utilizará el canal como medidor de caudal y controlador de velocidades el canal parshall.

- **Canal Parshall**, es un dispositivo de medición de caudal utilizado en plantas de tratamiento de aguas residuales para determinar el flujo de agua Ver figura 22. Consiste en un canal con una sección de estrechamiento y pendiente específica que provoca un cambio en la velocidad y nivel del agua, lo que permite calcular el caudal mediante fórmulas calibradas. Este tipo de canal es preciso, requiere poco mantenimiento y es adecuado para aguas residuales debido a su capacidad para manejar sólidos en suspensión. La medición en un canal parshall es clave para el control de procesos y la optimización del tratamiento. El calculo de las tirantes de mediante el canal parshall se determina mediante la siguiente ecuación:

$$H = \left(\frac{Q}{K}\right)^{\frac{1}{n}} \quad \text{Ec. 46}$$

Donde

$H$	Tirante, en m.
$K$	Coficiente en función de la garganta del medidor Parshall.
$Q$	Caudal en m <sup>3</sup> /s.
$n$	Coficiente adimensional en función de la garganta del medidor Parshall.

## Figura 22

*Canal Parshall*



*Nota.* (CENTA, 2021)

- **Ancho de garganta  $W$** , el ancho de garganta en un canal Parshall es la sección más estrecha del canal, donde ocurre el mayor cambio en la velocidad y nivel del agua, permitiendo una medición precisa del caudal en plantas de tratamiento de aguas residuales. Este ancho es un parámetro fundamental en el diseño del canal, ya que influye directamente en la capacidad de medición de flujo. La elección del ancho de garganta se basa en el rango de caudales que se espera medir, asegurando que el canal funcione adecuadamente dentro de los márgenes de diseño y proporcionando datos precisos para el control del tratamiento.

Según (Netto, 1998), indica la tabla 22. En las que se determina el ancho de garganta en función de los límites de aplicación de caudales máximos y mínimos.

**Tabla 22**

*Medidores Parshall con escurrimiento libre: límites de aplicación.*

W		Caudal (L/s)	
US	cm	Mínimo	Máximo
3 Pulg	7.6	0.85	28.31
6 Pulg	15.2	1.42	110.4
9 Pulg	22.9	2.55	251.9
12 Pulg	30.05	3.11	455.6
18 Pulg	45.7	4.25	696.2
24 Pulg	61	11.89	936.7
36 Pulg	91.5	17.26	1426.3
48 Pulg	122	36.79	1921.5
60 Pulg	152.5	62.8	2422
72 Pulg	183	74.4	2929
84 Pulg	213.5	115.4	3440
96 Pulg	244	130	3950
120 Pulg	305	200	5660

*Nota.* Adaptado de (Netto, 1998).

W = Sección o garganta contraída.

- **Coefficientes “n” y “K”**, Los coeficientes “n” y “K” en el canal Parshall son valores empíricos utilizados en las ecuaciones de cálculo de caudal para ajustar la precisión de la medición en función del tamaño del canal y del caudal específico, Estos coeficientes permiten calcular con precisión el caudal en función del nivel del agua y son esenciales para obtener mediciones exactas, optimizando el control y la operación en plantas de tratamiento. Según (Netto, 1998), indica la tabla 23. En las que se determina los valores de los coeficientes en función de la garganta adoptada dicha tabla es utilizada para obtener los coeficientes tanto en unidades métricas como en unidades americanas.

**Tabla 23***Valores del exponente n y del coeficiente K*

W		n	K	
Pulgadas	metros		U. Metrica	Unidades (USA)
3 Pulg	0.076	1.547	0.176	0.10
6 Pulg	0.152	1.580	0.381	2.06
9 Pulg	0.229	1.530	0.535	3.07
12 Pulg	0.305	1.522	0.690	4
18 Pulg	0.547	1.538	1.054	6
24 Pulg	0.610	1.550	1.426	8
36 Pulg	0.925	1.556	2.182	12
48 Pulg	1.220	1.578	2.935	16
60 Pulg	1.525	1.587	3.728	20
72 Pulg	1.830	1.595	4.515	24
84 Pulg	2.135	1.601	5.306	28

*Nota.* Adaptado de (Netto, 1998).

- **Resalto “Z”**, El resalto en el canal Parshall es un cambio abrupto en el flujo de agua que ocurre en la sección estrecha del canal, donde el agua pasa de un flujo de alta velocidad (flujo subcrítico) a un flujo más lento y profundo (flujo supercrítico). Este fenómeno crea una zona de turbulencia controlada que permite que el nivel del agua sea fácilmente medido aguas arriba del resalto, proporcionando una referencia precisa para calcular el caudal. El resalto hidráulico es esencial en el funcionamiento del canal Parshall, ya que estabiliza el flujo y garantiza una medición de caudal confiable en plantas de tratamiento. Se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$Z = \frac{Q_{Max} * H_{min} - Q_{min} * H_{max}}{Q_{max} - Q_{min}} \quad Ec. 47$$

Donde

Z      Resalto, en m.

 $Q_{Max}$     Caudal máximo horario, en m<sup>3</sup>/s.

$Q_{Min}$  Caudal mínimo, en m<sup>3</sup>/s.  
 $H_{min}$  Altura mínima de tirante, en m.  
 $H_{max}$  Altura Máxima de tirante, en m

- **Dimensiones estándar**, las dimensiones estándar en el canal Parshall se refieren a las medidas específicas y proporciones establecidas para este tipo de canal, diseñadas para garantizar una medición precisa del caudal en plantas de tratamiento de aguas residuales. Estas dimensiones incluyen el ancho de garganta, la longitud total del canal, la profundidad en las distintas secciones y el ángulo de inclinación, todas definidas en función del caudal máximo que se desea medir. Los canales Parshall están disponibles en varios tamaños estandarizados, que van desde pequeños (con un ancho de garganta de 1 pulgada) hasta grandes (de varios pies), permitiendo seleccionar la medida adecuada para distintos rangos de flujo y asegurar la precisión en el cálculo de caudal, estas dimensiones se pueden observar en la tabla 24 y 25.

**Tabla 24**

*Dimensiones estándar de medidores Parshall, en milímetros.*

W		A	B	C	D	E	T	G
pulg	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
3	76.2	467	457	178	259	610	152	305
6	152.4	621	610	394	397	610	305	610
9	228.6	879	864	381	575	762	305	457
12	304.8	1372	1343	610	845	914	610	914
18	457.2	1448	1419	762	1026	914	610	914
24	609.6	1524	1495	914	1206	914	610	914
36	914.4	1676	1645	1219	1572	914	610	914
48	1219.2	1829	1794	1524	1937	914	610	914
60	1524.0	1981	1943	1829	2302	914	610	914
72	1828.8	2134	2092	2134	2667	914	610	914
84	2133.6	2286	2242	2438	3032	914	610	914

*Nota.* Adaptado de (Netto, 1998).

**Tabla 25**

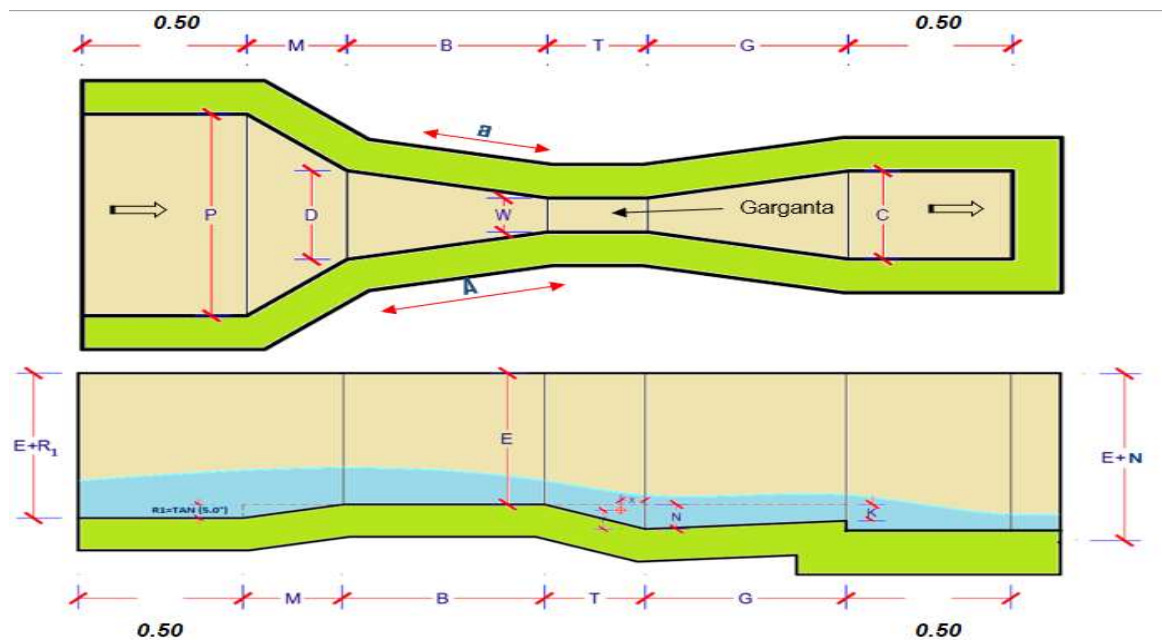
*Dimensiones estándar de medidores Parshall, en milímetros.*

	W	K	M	N	P	R	X	Y	a
pulg	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
3	76.2	25.4	305	57.2	750	406	25.4	38.1	311.3
6	152.4	76	305	114	902	406	51	76	414
9	228.6	76	305	114	1080	406	51	76	587
12	304.8	76	381	229	1492	508	51	76	914
18	457.2	76	381	229	1676	508	51	76	965
24	609.6	76	381	229	1854	508	51	76	1016
36	914.4	76	381	229	2222	508	51	76	1118
48	1219.2	76	457	229	2711	610	51	76	1219
60	1524.0	76	457	229	3080	610	51	76	1321
72	1828.8	76	457	229	3442	610	51	76	1422
84	2133.6	76	457	229	3810	610	51	76	1524

Nota. Adaptado de (Netto, 1998).

**Figura 23**

*Canal Parshall*



Nota. Adaptado de (Netto, 1998).

### **2.3.3.2 Tratamiento Primario**

El tratamiento primario en plantas de tratamiento de aguas residuales es la etapa inicial de eliminación de sólidos suspendidos y materia orgánica sedimentable mediante procesos físicos, principalmente sedimentación. Durante esta fase, el agua residual pasa a través de tanques de sedimentación o clarificadores, donde los sólidos más pesados se depositan en el fondo como lodo, mientras que las grasas y aceites flotan y se retiran de la superficie. El objetivo del tratamiento primario es reducir la carga de contaminantes, disminuyendo la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) y los sólidos en el agua, para preparar el flujo hacia los procesos de tratamiento secundarios y asegurar una mayor eficiencia (Metcalf & Eddy, 2014).

Estos tratamientos se pueden dividir en los siguientes:

- Tanque Séptico.
- Tanque Imhoff.

#### **2.3.3.2.1 *Tanque Séptico***

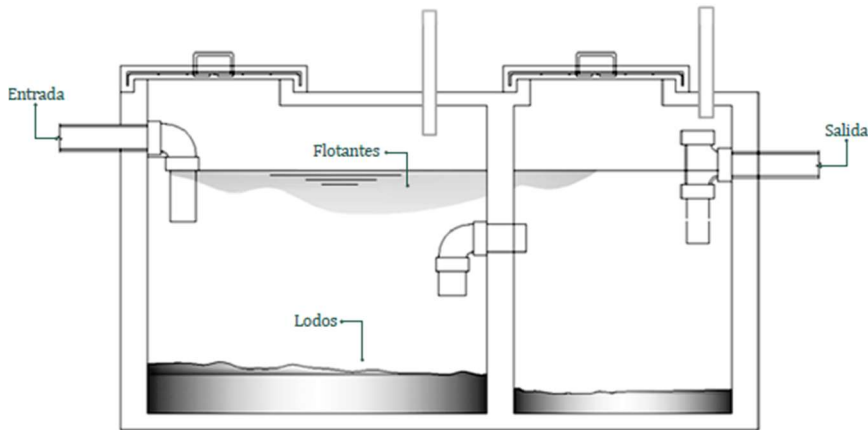
Un tanque séptico es una unidad de tratamiento primario en plantas de tratamiento de aguas residuales y sistemas descentralizados, diseñada para realizar la sedimentación y tratamiento inicial de los sólidos en el agua residual. En este tanque, el agua residual fluye lentamente, permitiendo que los sólidos más pesados se sedimenten en el fondo, formando lodo, mientras que las grasas y aceites flotan y se acumulan en la superficie. En el fondo, la materia orgánica está parcialmente descompuesta por bacterias anaerobias, reduciendo la cantidad de sólidos y generando gases como metano ver figura 24. El tanque séptico ayuda a disminuir la carga de contaminantes en el agua residual antes de que este pase a otros sistemas de tratamiento o sea liberada al ambiente (Metcalf & Eddy, 2014).

Algunos de los principales criterios de dimensionamiento son los siguientes:

- Tiempo de retención hidráulica
- Carga hidráulica a caudal medio
- Profundidad
- Geometría (relación Largo/Ancho)

## Figura 24

Sección transversal de un Tanque Séptico.



Nota. (CENTA, 2021)

- **Tiempo de retención hidráulica**, el Tiempo de Retención Hidráulica (TRH) en un tanque séptico es el período promedio durante el cual el agua residual permanece dentro del tanque antes de pasar a la siguiente etapa de tratamiento o ser liberada al ambiente. Este tiempo es clave para permitir la sedimentación de sólidos y la acumulación de grasas en el tanque, así como para facilitar la degradación parcial de la materia orgánica por bacterias anaerobias. El TRH, generalmente calculado en horas o días, depende del volumen del tanque y del caudal de entrada, y es esencial para optimizar la eficiencia de la separación de sólidos y la estabilización de los desechos en sistemas séptico (CENTA, 2021). Generalmente es calculado mediante la siguiente ecuación:

$$TRH = V/Q \quad \text{Ec. 48}$$

Donde

$TRH$  Tiempo de retención hidráulica, en días  
 $V$  Volumen útil del Tanque Séptico, en  $m^3$   
 $Q$  Caudal de aguas residuales a tratar, en  $m^3/d$

Se recomienda trabajar con valores del TRH de 2-3 días (CENTA, 2021).

- **Carga hidráulica a caudal medio**, la carga hidráulica o caudal medio en un tanque séptico es el volumen promedio de agua residual que ingresa al tanque por unidad de tiempo, usualmente expresado en metros cúbicos por día ( $m^3/día$ ) o litros por segundo (L/s). Este parámetro es esencial para dimensionar el tanque y calcular el Tiempo de Retención Hidráulica (TRH), asegurando que haya suficiente tiempo para la sedimentación de sólidos y la separación de grasas. Mantener un caudal medio adecuado permite optimizar la eficiencia del tratamiento en el tanque séptico y evitar problemas como la sobrecarga hidráulica, que puede reducir el rendimiento del sistema y la calidad del efluente. Dicha carga viene definida por:

$$C_{hQm} = \frac{Q_{med}}{S} \quad Ec. 49$$

Donde

$C_{hQm}$	Carga hidráulica a caudal medio, en ( $m^3/m^2/h$ , m/h)
$Q_{med}$	Caudal medio horario de aguas residuales a tratar, en $m^3/h$
$S$	Superficie de la sección horizontal del Tanque Séptico, en $m^2$

Se debe operar con valores de carga hidráulica a caudal medio  $\leq 1,5$  m/h (CENTA, 2021).

- **Geometría**, En lo referente a la profundidad y geometría, los Tanques Sépticos operan con alturas útiles de la lámina de agua de 0,90 - 1,20 m, y suelen ser se sección rectangular, con relaciones largo/ancho de 3/1. (CENTA, 2021).
- **Volumen útil**, Para tener en cuenta que el volumen útil de los Tanques Sépticos va disminuyendo con el tiempo ver tabla 26, como consecuencia de los lodos que se van depositando en su fondo, existen propuestas para determinar este volumen en función de la frecuencia con la que se proceda a la extracción de los lodos y del caudal medio de aguas a tratar ( $m^3/d$ ). (CENTA, 2021).

**Tabla 26***Volumen útil de los Tanques Sépticos*

<b>Frecuencia de la extracción de lodos (años)</b>	<b>Volumen útil del Tanque Séptico (m3)</b>
1	2,7. $Q_{med}$
2	3,5. $Q_{med}$
3	4,2. $Q_{med}$

*Nota.* (CENTA, 2021)

El volumen total útil del Tanque Séptico, calculado de acuerdo con las expresiones anteriores, se repartirá en 2/3 para el primer compartimento del tanque y en 1/3 para el segundo.

### **2.3.3.2.2 Tanque Imhoff**

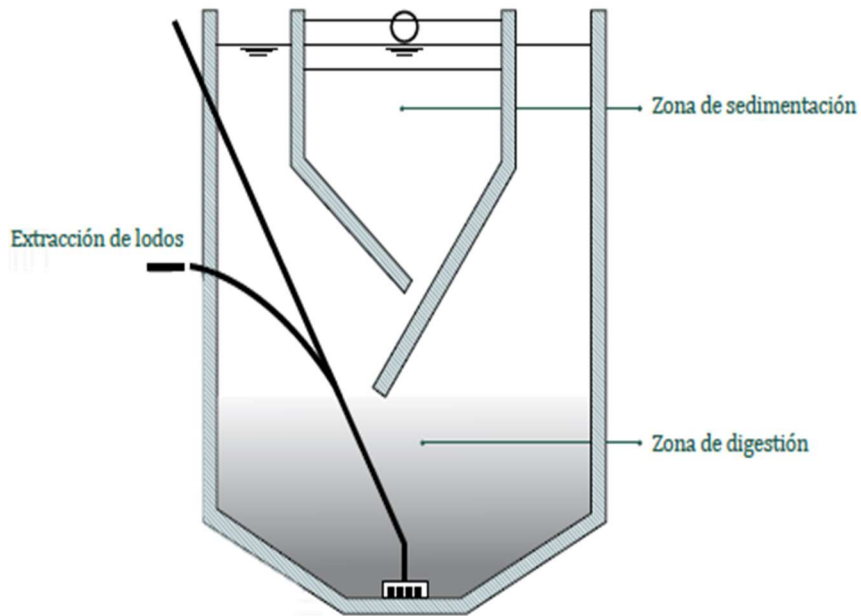
El tanque Imhoff es una unidad de tratamiento primario en plantas de tratamiento de aguas residuales que combina las funciones de sedimentación y digestión anaerobia en una sola estructura, ver figura 25. En este tanque de doble compartimento, los sólidos suspendidos en el agua residual sedimentan en la sección inferior, donde son digeridos por microorganismos anaerobios, produciendo gases como metano y reduciendo el volumen de lodo. La sección superior permite que el efluente clarificado se dirija hacia las etapas posteriores del tratamiento, mientras que el lodo estabilizado se acumula y retira periódicamente. El diseño del tanque Imhoff es especialmente útil en instalaciones pequeñas y en sistemas que requieren un pretratamiento eficaz sin equipamientos adicionales de digestión (Metcalf & Eddy, 2014).

El tanque Imhoff es recomendable para poblaciones pequeñas y medianas, generalmente en rangos de 500 a 5000 habitantes. Este tipo de tanque es especialmente adecuado para comunidades rurales o periurbanas que carecen de infraestructura. El tanque Imhoff es una opción efectiva para poblaciones pequeñas con recursos limitados, el tanque Imhoff se compone de 3 compartimientos:

- Zona de sedimentación
- Zona de digestión de lodos
- Área para ventilación y acumulación de natas.

**Figura 25**

*Sección transversal de un Tanque Imhoff.*



*Nota.* (CENTA 2021)

Para el dimensionamiento del tanque Imhoff se tomará en consideración lo establecido por la Norma Boliviana (DINASBA) para el diseño de unidades no mecanizadas para aguas residuales, aunque también se considerará los criterios indicados por la guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales.

El dimensionamiento de la zona de sedimentación se tendrá en cuenta los siguientes criterios:

- **Área de la cámara de sedimentación**, El área de la cámara de sedimentación se determina con base a una carga superficial  $C_s \leq a 25$   $m^3/(m^2.dia)$ , generalmente se utiliza un valor de  $C_s$  igual a  $24 m^3/(m^2.dia)$  calculado respecto al caudal medio:

$$A_s = \frac{Q_{med}}{C_s} \quad Ec. 50$$

Donde:

$C_s$  Carga hidráulica a caudal medio, en  $(m^3/m^2.dia)$

$Q_{med}$	Caudal medio horario de aguas residuales a tratar, en m <sup>3</sup> /h
$A_s$	Área de la cámara de sedimentación, en m <sup>2</sup>

- **Tiempo de retención hidráulico**, normalmente los tanques de sedimentación primaria se proyectan para proporcionar un tiempo de retención hidráulica (TRH) de 1 a 2 horas (recomendable 2 horas).
- **Volumen de la cámara de sedimentación** normalmente los tanques de sedimentación primaria se proyectan para proporcionar un tiempo de retención hidráulica (TRH) de 1 a 2 horas (recomendable 2 horas).

$$V_s = Q_{med} * TRH \quad \text{Ec. 51}$$

Donde:

$V_s$	Volumen del sedimentador en, m <sup>3</sup> .
$Q_{med}$	Caudal medio horario de aguas residuales a tratar, en m <sup>3</sup> /h
$TRH$	Tiempo de retención hidráulico, en horas.

- **Consideraciones adicionales**, las consideraciones adicionales que se tienen a tener son las siguientes:
  - El fondo del tanque será de sección transversal en forma de V y la pendiente de los lados respecto a la horizontal tendrá de 50° a 60°.
  - En la arista central se debe dejar una abertura para el paso de los sólidos removidos hacia el digestor, esta abertura debe de estar de entre 0,15 a 0,20 m.
  - Uno de los lados deberá prolongarse, de 0.15 0.20 m. de modo que impida el paso de gases y sólidos desprendidos del digestor hacia el sedimentador, situación que reduciría la capacidad de remoción de sólidos en suspensión de esta unidad de tratamiento.

Para el dimensionamiento de la zona de digestión se deberán de tener en cuenta algunas consideraciones importantes:

- **Volumen de la zona de digestión**, Para calcular el volumen del compartimento de digestión y almacenamiento de lodos se utilizará una contribución individual de lodos de 70 litros por habitante, cuando la temperatura promedio mensual del mes más frío sea de 15°C. Para cualquier otra temperatura se debe multiplicar el valor del volumen unitario por un factor de capacidad relativa ( $f_{CR}$ ), de acuerdo con los valores de la tabla 27. Por tanto, el volumen requerido para la digestión de lodos ( $V_d$  en m<sup>3</sup>) estará dado por:

$$V_d = \frac{70 * P * f_{cr}}{1000} \quad \text{Ec. 52}$$

Donde:

- $P$  Población, en habitantes.
- $f_{cr}$  Factor de capacidad relativa

**Tabla 27**

*Factor de capacidad relativa según la temperatura*

<b>Factor de capacidad relativa según la temperatura</b>	
Temperatura °C	Factor de Capacidad Relativa $f_{cr}$
5	2
10	1.4
15	1
20	0.7
≥ 25	0.5

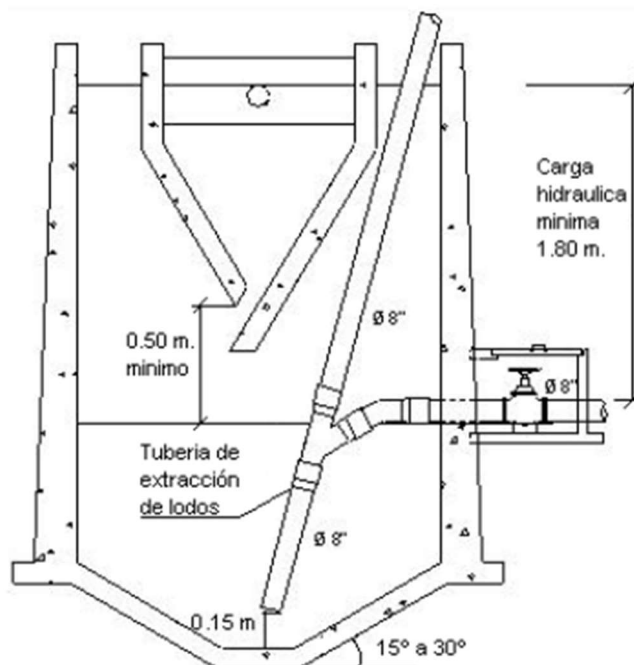
*Nota.* (AYALA FANOLA & GONZALES MARQUEZ, 2009)

- **Consideraciones adicionales**, estas se pueden ver en la figura 26, las consideraciones adicionales que se tienen a tener son las siguientes:
  - La altura máxima de lodos deberá estar 0.45 m por debajo del fondo del sedimentador; a esta distancia se le denomina profundidad libre.

- El fondo de la cámara de digestión tendrá la forma de un tronco de pirámide invertida (tolva de lodos), para facilitar el retiro de los lodos digeridos. Las paredes laterales de esta tolva tendrán una inclinación de  $15^\circ$  a  $30^\circ$  con respecto a la horizontal.
- La tubería de remoción de lodos deberá estar 15 cm. Por encima del fondo del tanque.
- El tubo de extracción de lodos no deberá tener menos de 200 mm. de diámetro de hierro fundido a menos que el lodo se vaya a extraer por bombeo, en ese caso puede ser de 150 mm.
- Para la remoción hidráulica del lodo se requiere por lo menos una carga hidráulica de 1.80 m., sobre la tubería de extracción de lodos.

**Figura 26**

*Esquema grafico de la cámara de digestión y la tubería de extracción de lodos*



*Nota.* (CENTA, 2021).

Para el Área para ventilación y acumulación de natas, se seguirán las siguientes consideraciones:

- El espaciamiento libre será de 0.60 m como mínimo (desde la parte exterior de la cámara de sedimentación hasta la parte interior de la cámara de digestión).
- La superficie libre total será por lo menos 20% de la superficie total del tanque.
- El borde libre tendrá como mínimo 30 cm.

### **2.3.3.3 Tratamiento Secundario**

El tratamiento secundario en plantas de tratamiento de aguas residuales es una etapa de tratamiento biológico que busca eliminar la materia orgánica disuelta y en suspensión que no se removió en el tratamiento primario. Este proceso utiliza microorganismos para degradar y estabilizar los compuestos orgánicos en el agua, reduciendo significativamente la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) y otros contaminantes. Existen varias tecnologías en el tratamiento secundario, como los filtros anaerobios de flujo ascendente, filtros percoladores y lagunas de estabilización, que se seleccionan en función del caudal y la carga contaminante de las aguas residuales (Metcalf & Eddy, 2014).

#### **2.3.3.3.1 Filtro anaerobio de Flujo Ascendente**

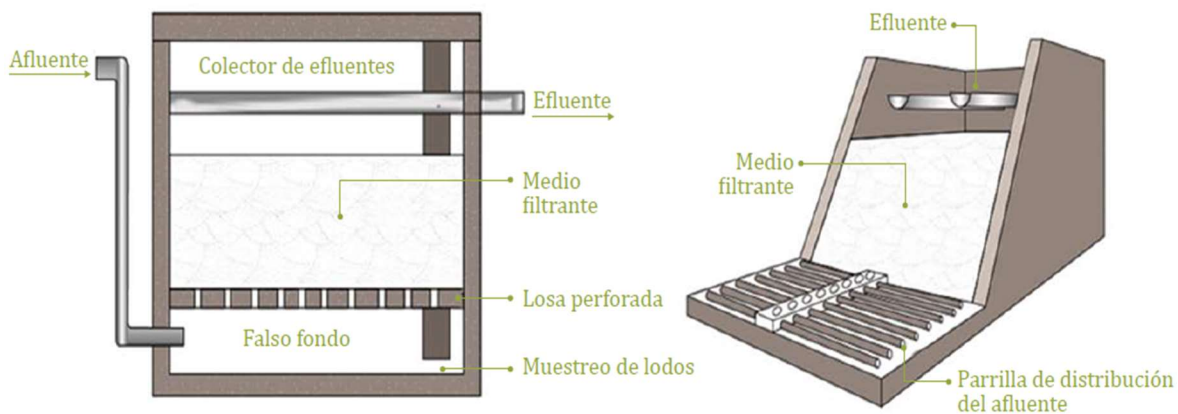
Los reactores anaerobios de crecimiento adherido con flujo ascendente se diferencian entre sí por el tipo de empaque usado y por el grado de expansión de la cama o lecho. En el reactor de cama empacada con flujo ascendente ver figura 27. El empaque está fijo y el flujo del agua residual asciende por los espacios intersticiales entre el empaque y el crecimiento de biomasa. Generalmente no se recircula el efluente, excepto cuando se tratan aguas residuales con concentraciones altas. El primer proceso empacado de flujo ascendente fue empacado con roca, actualmente se utiliza una variedad de empaques sintéticos, (CONAGUA, 2016).

Tanto el filtro anaerobio como el filtro rociador son procesos de óxido-reducción que se llevan a cabo por microorganismos que se encuentran adheridos a una superficie sólida; su diferencia es hidráulica, ya que el afluente, en el FAFA, es alimentado por la parte inferior del reactor y opera inundado. Aunque los filtros anaerobios pueden ser usados como la principal unidad de tratamiento, suelen utilizarse como una unidad de postratamiento

(pulimento). La principal limitación de los filtros anaerobios resulta de los riesgos de la obstrucción de la cama (tajonamiento de los intersticios) y del relativo volumen, debido al espacio ocupado por el material inerte empacado.

**Figura 27**

*Esquemas de Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA)*



*Nota.* (CENTA, 2021).

Los criterios de diseño son establecidos de acuerdo a lo indicado por (CONAGUA, 2016). Estos son:

- **Tiempo de Retención Hidráulica**, El tiempo de retención hidráulica (TRH) se refiere al promedio del tiempo de residencia del líquido dentro del filtro, Los filtros anaerobios de flujo ascendente para el tratamiento de aguas residuales domésticas han sido utilizados para el pulimento de efluentes de tanques sépticos y de reactores anaerobios de flujo ascendente (RAFA), operando con un TRH de 4 a 10 horas (Chernicharo de Lemos, 2007). Es calculado por la siguiente ecuación:

$$TRH = V/Q \quad \text{Ec. 53}$$

Donde:

- TRH* Tiempo de retención hidráulica, en días
- V* Volumen del filtro anaerobio, en m<sup>3</sup>
- Q* Caudal de aguas residuales a tratar, en m<sup>3</sup>/d

- **Carga orgánica volumétrica (COV)**, (Chernicharo de Lemos, 2007) se refiere a la carga de la materia orgánica aplicada por unidad de volumen del filtro o medio empacado en estudios realizados en filtros anaerobios se han obtenido buenos resultados aplicando una COV de 0.15 a 0.50 kg de DBO/m<sup>3</sup>d, (tomando en cuenta el volumen total del filtro) y de 0.25 a 0.75 kg de DBO/m<sup>3</sup>d (tomando en cuenta el volumen del filtro empacado). Se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$V = \frac{Q * S_o}{COV} \quad Ec. 54$$

Donde:

- $S_o$  Concentración total de DBO en el afluente, en mg/L
- $V$  Volumen del filtro anaerobio, en m<sup>3</sup>
- $Q$  Caudal de aguas residuales a tratar, en m<sup>3</sup>/d
- $COV$  Carga orgánica volumétrica, en kg de DQO/(m<sup>3</sup>.d).

- **La carga hidráulica superficial**, (Chernicharo de Lemos, 2007) menciona la carga hidráulica superficial se refiere al volumen del agua residual aplicada diariamente por unidad de superficie (área) del medio empacado del filtro en filtros anaerobios empacados con piedras, para el pulimento de efluentes de tanques sépticos y de reactores anaerobios de flujo ascendente, las cargas hidráulicas utilizadas fueron de entre 6 y 15 m<sup>3</sup>/(m<sup>2</sup> d). Para su determinación se utiliza la siguiente ecuación:

$$CHS = \frac{Q}{A} \quad Ec. 55$$

Donde

- $CHS$  Carga hidráulica superficial, en m<sup>3</sup>/(m<sup>2</sup> d).
- $Q$  Gasto, en m<sup>3</sup>/d.
- $A$  Área superficial del medio empacado, en m<sup>2</sup>
- **Remoción**, (Chernicharo de Lemos, 2007) menciona que a partir de datos experimentales, desarrollaron la ecuación:

$$E = 100(1 - 0.87TRH^{-0.5}) \quad Ec. 53$$

Donde:

*TRH* Tiempo de retención hidráulica, en días.

*E* Eficiencia del filtro anaerobio, en %.

0.87 Coeficiente empírico del sistema.

0.50 Coeficiente empírico del medio filtrante.

- **Altura del medio de empaque**, (Chernicharo de Lemos, 2007) indica debería estar entre 0.8 y 3 metros. Para reactores con menor riesgo de obstrucción del empaque se ha utilizado el límite superior (3 m), ya que dependen mayormente de la dirección del flujo, y no tanto del tipo de material de empaque ni de la concentración del afluente. El valor más usado es aproximadamente 1.5 metros.
- **Altura total del filtro**, la altura total del medio de empaque es la sumatoria de la altura del falso fondo, altura del medio de empaque y el borde libre. Esta altura es calculada mediante la siguiente ecuación:

$$HT = hf + he + bl \quad \text{Ec. 54}$$

Donde:

*HT* Altura total del filtro, en metros.

*hf* Altura del fondo, en metros. De 0.30 a 0.60 m.

*he* Altura del medio de empaque, en metros. De 0.8 a 3 m.

*bl* Borde libre, en metros. Por encima del material filtrante 0.30 m. y 0.20 m. de seguridad por encima del nivel líquido en agua.

Según (Chernicharo de Lemos, 2007) indica la tabla 28. Que representa un resumen de criterios de diseño para filtros anaerobios cuando estos se han aplicado como postratamiento de efluentes anaerobios. La selección de los límites inferiores de TRH en el diseño de filtros anaerobios requiere especial atención en cuanto al tipo de medio de empaque, la presencia de SST en el efluente y la altura del lecho de empaque.

**Tabla 28**

*Criterios de diseño para filtros anaerobios aplicables para el post tratamiento de efluentes de reactores anaerobios*

Parámetro de Diseño	Rango de valores como una función del gasto		
	Q Promedio	Q Máximo Diario	Q Máximo Horario
Medio de empaque	Piedra	Piedra	Piedra
Altura del medio filtrante (m)	0.8 a 3.0	0.8 a 3.0	0.8 a 3.0
Tiempo de residencia hidráulica (horas)	5 a 10	4 a 8	3 a 6
Carga hidráulica superficial (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> d)	6 a 10	8 a 12	10 a 15
Carga orgánica volumétrica (kg BDO/m <sup>3</sup> d)	0.15 a 0.50	0.15 a 0.50	0.15 a 0.50
Carga orgánica en el medio filtrante (kg BDO/m <sup>3</sup> d)	0.25 a 0.75	0.25 a 0.75	0.25 a 0.75

*Nota.* (CONAGUA, 2016).

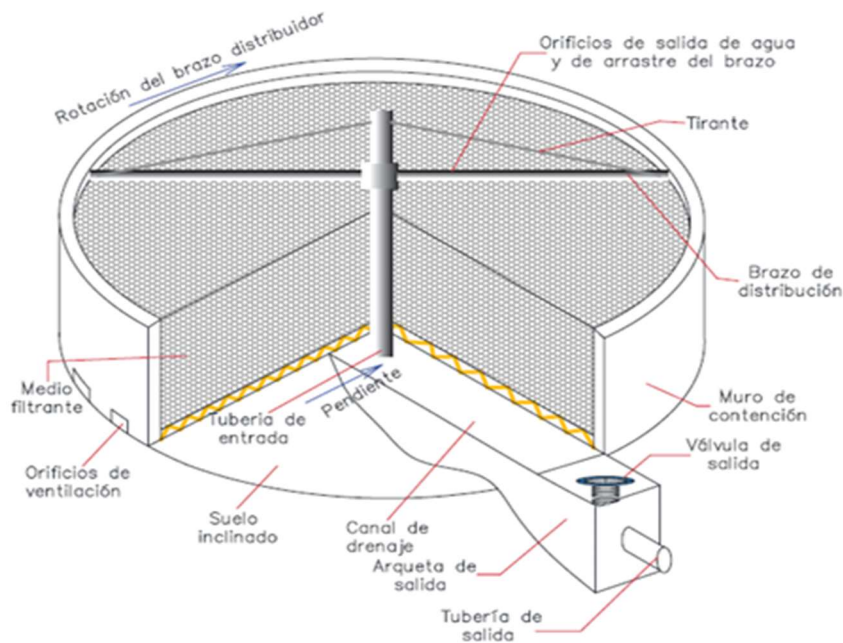
#### **2.3.3.3.2 Filtros Percoladores**

Los filtros percoladores son sistemas de tratamiento secundario en plantas de tratamiento de aguas residuales que emplean un lecho de material poroso, como piedra, grava o plástico, sobre el cual crecen microorganismos que forman una biopelícula ver figura 28. El agua residual se distribuye de manera uniforme sobre el lecho, y a medida que percola hacia abajo, la biopelícula descompone la materia orgánica disuelta, reduciendo la carga contaminante. Este sistema es especialmente útil para el tratamiento de aguas residuales domésticas y para caudales moderados, y requiere menos energía que otros métodos biológicos.

Los filtros percoladores en plantas de tratamiento de aguas residuales se clasifican principalmente en función de la tasa de carga hidráulica y la concentración de materia orgánica a tratar. Las categorías en las que se dividen son de carga baja o normal, de carga media alta o muy alta carga. A menudo, se emplean sistemas de filtros de dos etapas en los que se conectan en serie dos filtros percoladores (Metcalf & Eddy, 2014).

## Figura 28

Esquema de las partes que componen a un filtro percolador



Nota. (CONAGUA, 2016).

- **Filtros de baja tasa**, Los filtros percoladores de baja tasa en plantas de tratamiento de aguas residuales son sistemas de tratamiento biológico que operan a una carga hidráulica baja, permitiendo un tiempo de contacto prolongado entre el agua residual y la biopelícula que se forma en el lecho de soporte. Esta biopelícula, compuesta por microorganismos, degrada de manera eficiente la materia orgánica disuelta, reduciendo significativamente la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) y otros contaminantes. Debido a su diseño, los filtros de baja tasa son altamente efectivos para el tratamiento de aguas residuales domésticas y suelen requerir menos mantenimiento que otros sistemas. Estos filtros son ideales para caudales moderados y plantas de tratamiento en comunidades pequeñas y medianas (Metcalf & Eddy, 2014).
- **Filtros de media y alta carga**, los filtros percoladores de media y alta carga en plantas de tratamiento de aguas residuales son sistemas biológicos diseñados para operar a tasas de carga hidráulica y orgánica más elevadas en comparación con los filtros de baja tasa. En estos sistemas, el agua residual se

aplica en mayor volumen y con tiempos de contacto más cortos sobre el lecho de material poroso, donde una biopelícula de microorganismos degrada la materia orgánica.

- Filtros de media carga: Estos ofrecen una eficiencia intermedia en la remoción de la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) y son adecuados para caudales moderados con necesidades de tratamiento rápidas, siendo más compactos que los filtros de baja tasa.
- Filtros de alta carga: Utilizan una carga hidráulica elevada, lo que permite un mayor tratamiento de volumen en un espacio reducido. Aunque menos efectivos en la reducción de DBO en comparación con los filtros de baja tasa, los filtros de alta carga son útiles en áreas con espacio limitado y altos caudales.

Ambos tipos de filtros se emplean frecuentemente en combinación con otros tratamientos para mejorar la calidad del efluente (Metcalf & Eddy, 2014).

- **Filtros de muy alta carga**, los filtros de muy alta carga trabajan a altas cargas hidráulicas y orgánicas. Las principales diferencias entre los filtros de muy alta carga y los filtros de alta carga radican en las mayores cargas hidráulicas y la mayor profundidad. El aumento de la profundidad se hace posible por el empleo de medios más ligeros. De plástico. La mayoría de estos filtros se constituyen en forma de torres (AYALA FANOLA & GONZALES MARQUEZ, 2009).

El material de empaque en los filtros percoladores de plantas de tratamiento de aguas residuales es el medio de soporte en el que se desarrolla la biopelícula de microorganismos responsable de la degradación de la materia orgánica. Este material puede estar compuesto de piedras, grava, plástico o materiales sintéticos que ofrecen una gran superficie para la adherencia de los microorganismos y permiten un flujo adecuado de agua y aire a través del filtro ver figura 29. La elección del material de empaque influye en la eficiencia del tratamiento, el mantenimiento del sistema y la durabilidad del filtro. Los materiales plásticos suelen ser preferidos por su baja densidad y resistencia a la degradación, permitiendo un

diseño más compacto y eficiente la profundidad de los filtros de medio rocoso se suele limitar entre 1.5 y 3 m. (Metcalf & Eddy, 2014).

**Figura 29**

*Materiales de soporte empleados en Filtros Percoladores*



*Nota.* (CENTA, 2021).

Dependiendo de la carga hidráulica y el tipo de material filtrante se tienen diversas características algunas de ellas se pueden ver en la tabla 29.

**Tabla 29**

*Características principales de los filtros percoladores*

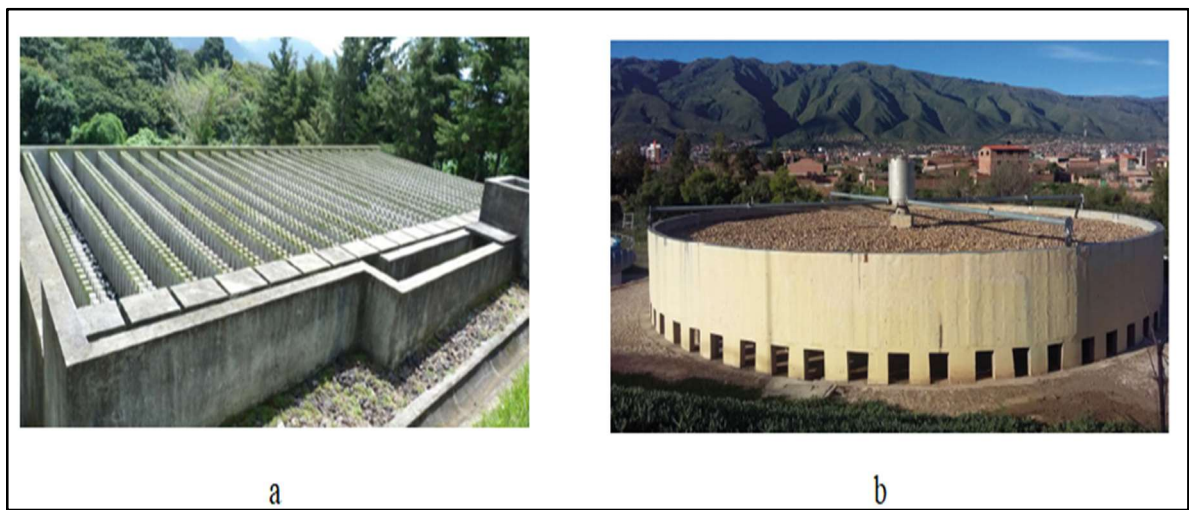
<b>Características</b>	<b>Tasa Baja o Estándar</b>	<b>Tasa Intermedia</b>	<b>Tasa Alta</b>	<b>Torres Biológicas</b>
Carga Hidráulica m3/m2.día	1 - 4	4 - 9	9 - 37	14 - 240
Carga Orgánica kgDBO/m3.día.	0.08 - 0.32	0.24 - 0.48	0.32 - 1.8	≤ 4.8
Profundidad, m	1.5 - 3.0	1.0 - 2.5	0.9 - 2.5	≤ 12
Medio Filtrante	Piedra, escoria	Piedra, escoria	Piedra, escoria y sintético	Sintético
Relación de circulación	0	0.5 - 2	0.5 - 4.0	1 - 4
Dosificación	Intermitente	Continua	Continua	Continua
% de Remoción de DBO <sub>5</sub>	80 - 85	50 - 70	40 - 80	65 - 85

*Nota.* (Romero, 2008).

La geometría o forma de los filtros percoladores en plantas de tratamiento de aguas residuales se refiere a la disposición y configuración estructural del filtro, que puede ser circular, cuadrada o rectangular ver figura 30. Esta geometría influye en la distribución uniforme del agua residual sobre el material de empaque y en el flujo de aire necesario para mantener la biopelícula activa en la superficie de los medios. Una forma adecuada asegura una mayor eficiencia en el contacto entre el agua y la biopelícula, optimizando el proceso de degradación de la materia orgánica. La geometría depende de factores como el espacio disponible, el caudal de selección de tratamiento y el tipo de material de empaque (Metcalf & Eddy, 2014).

### Figura 30

#### *Geometría de los filtros percoladores*



*Nota.* Tomado de (CENTA, 2021).

a) Filtro percolador de sección rectangular.

b) Filtro percolador de sección circular.

En los filtros percoladores existen diversos métodos de distribución del caudal sobre el material filtrante estos van condicionados principalmente por la geometría misma del filtro.

- **Filtros de sección rectangular**, en el caso de los filtros de sección rectangular se recurre a sistemas de distribución fijos, constituidos por tuberías perforadas, o por canalones con vertederos ver figura 30 – a. en este caso es

necesario que el sistema de reparto sea desmontable, para facilitar la limpieza del material de soporte, en caso de que se produzcan atascos.

- **Filtros de sección circular**, se emplean sistemas de reparto móviles, constituidos por una columna central giratoria, de la que salen unos brazos provistos de boquillas u orificios ver figura 30 – b. El accionamiento del giro del sistema de reparto se puede lograr por simple carga hidráulica, o mediante motores.

La salida de las aguas, tras atravesar el material de soporte, tiene lugar por la parte inferior del filtro, que debe presentar en su fondo una pendiente del orden del 1-2% para facilitar la evacuación de las aguas tratadas hacia los canales de recogida, que pueden ser interiores, o periféricos bordeando el perímetro del filtro.

Muchos autores han desarrollado métodos para el cálculo y dimensionamiento de los filtros percoladores debido a que estos llevan más 100 años siendo implementados en el tratamiento de aguas residuales para el siguiente se abordara el método desarrollado por el National Research Council (NCR).

El método **NRC** (National Research Council) para filtros percoladores en plantas de tratamiento de aguas residuales se desarrolló en Estados Unidos a mediados del siglo XX por el National Research Council como respuesta a la necesidad de optimizar la eficiencia de los sistemas de tratamiento biológico. Este método surgió de estudios empíricos destinados a establecer una relación entre la carga orgánica y la remoción de la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) en filtros percoladores. Mediante observaciones en distintos tipos de filtros y materiales de empaque, se crearon fórmulas que permiten prever el rendimiento del sistema en función de la carga y altura del lecho de filtración. Aún hoy, el método NRC es una herramienta fundamental en el diseño y optimización de filtros percoladores de baja y media carga, ya que ofrece un enfoque práctico y completo. (Metcalf & Eddy, 2014).

A continuación, se incidan el procedimiento general para el dimensionamiento de los filtros percoladores por el método de NRC.

$$V_c = \frac{W_g}{F} * \left( \frac{0.4425 * E_f}{1 - E_f} \right)^2 \quad \text{Ec. 55}$$

$$F = \frac{1 + R}{\left( 1 + \frac{R}{10} \right)^2} \quad \text{Ec. 56}$$

$$R = \frac{Q_r}{Q_p} \quad \text{Ec. 57}$$

Donde

- $V_c$  Volumen total del medio filtrante, en m<sup>3</sup>.
- $W_g$  Carga orgánica aplicada al filtro de agua cruda, en Kg DBO/día..
- $F$  Factor de recirculación del filtro.
- $E$  Eficiencia del filtro, en %.
- $R$  Razón de recirculación, es una relación entre el caudal de recirculación y el caudal promedio.
- $Q_r$  Caudal de recirculación, en m<sup>3</sup>/día.
- $Q_p$  Caudal de promedio de diseño, en m<sup>3</sup>/día.

### 2.3.3.3.3 *Lagunas de Estabilización*

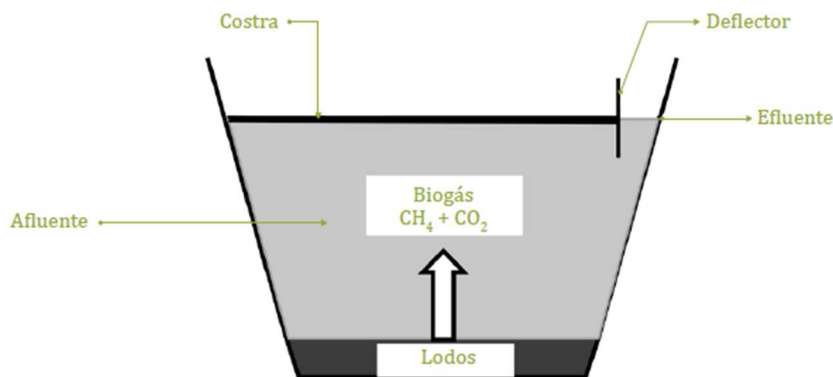
Las lagunas de estabilización son sistemas de tratamiento de aguas residuales que utilizan procesos naturales para la depuración del agua mediante la acción combinada de la luz solar, el oxígeno, las algas y los microorganismos. Estas lagunas son cuerpos de agua poco profundos diseñados para permitir la sedimentación de sólidos y la degradación de la materia orgánica por procesos biológicos, principalmente aeróbicos y anaeróbicos. Las lagunas de estabilización son especialmente adecuadas para comunidades pequeñas y zonas rurales debido a su bajo costo de construcción y operación, así como a su capacidad para tratar grandes volúmenes de agua de forma eficiente en climas cálidos. Dependiendo de su diseño y función, pueden clasificarse en lagunas anaerobias, facultativas y de desinfección. (Metcalf & Eddy, 2014).

Básicamente, son tres los tipos de Lagunas de Estabilización existentes (Romero, 2008):

- **Lagunas anaerobias**, son lagunas profundas (3-5 m) , que operan con elevadas cargas orgánicas ( $>100$  g DBO<sub>5</sub>/m<sup>3</sup>/d). Las lagunas anaerobias son sistemas de tratamiento de aguas residuales diseñados para el procesamiento de la materia orgánica en condiciones donde no hay presencia de oxígeno ver figura 31. Estos cuerpos de agua son profundos en comparación con otros tipos de lagunas, lo que limita la penetración del oxígeno y crea un entorno ideal para que los microorganismos anaerobios descompongan la materia orgánica, produciendo subproductos como metano y dióxido de carbono. Las lagunas anaerobias son especialmente efectivas para el tratamiento de aguas residuales con alta carga orgánica, como las provenientes de procesos industriales y ciertas actividades agrícolas.

**Figura 31**

*Esquema de una Laguna Anaerobia*



*Nota.* (CENTA, 2021).

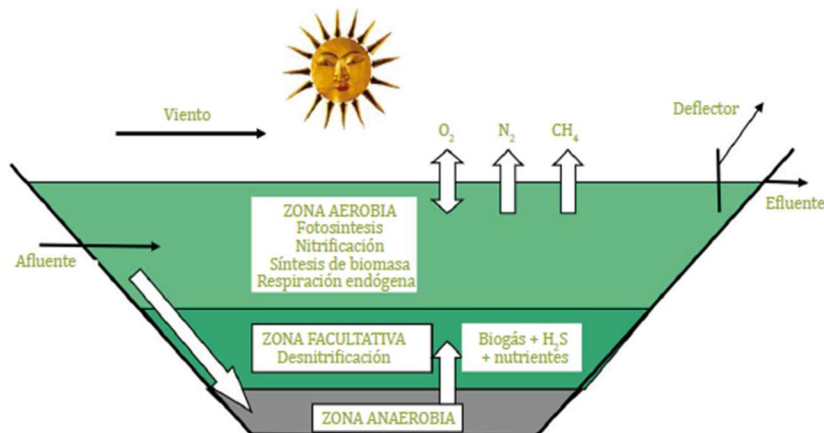
- **Lagunas Facultativas**, presentan una menor profundidad (1,5-2,0 m) y ocupan mucha más superficie que las Lagunas Anaerobias. El principal objetivo que se persigue en este tipo de lagunas es la biodegradación, fundamentalmente vía aerobia, de la materia orgánica presente en las aguas residuales a tratar, gracias al oxígeno aportado por la actividad fotosintética de las microalgas que en ellas se desarrollan y, en menor medida, por fenómenos de reaireación superficial, promovidos por el viento, dada la gran extensión de estas lagunas. La DBO<sub>5</sub> soluble y la finamente particulada se

estabilizan vía aerobia por la acción de bacterias heterotróficas dispersas en el medio, mientras que la DBO5 particulada tiende a sedimentar, transformándose vía anaerobia por las bacterias que proliferan en el fondo.

En la columna de agua se diferencian claramente tres estratos ver figura 32. uno inferior (ocupado por los sedimentos/lodos) de características anaerobias; el superior, en contacto con la atmósfera, aerobio (como consecuencia, principalmente, de la presencia de microalgas, responsables de los procesos fotosintéticos); y uno intermedio, en el que se dan unas condiciones muy variables (con ausencia y presencia de oxígeno), predominando bacterias de tipo facultativo, que son las que dan nombre a este tipo de lagunas (Romero, 2008).

**Figura 32**

*Esquema de una Laguna Facultativa*



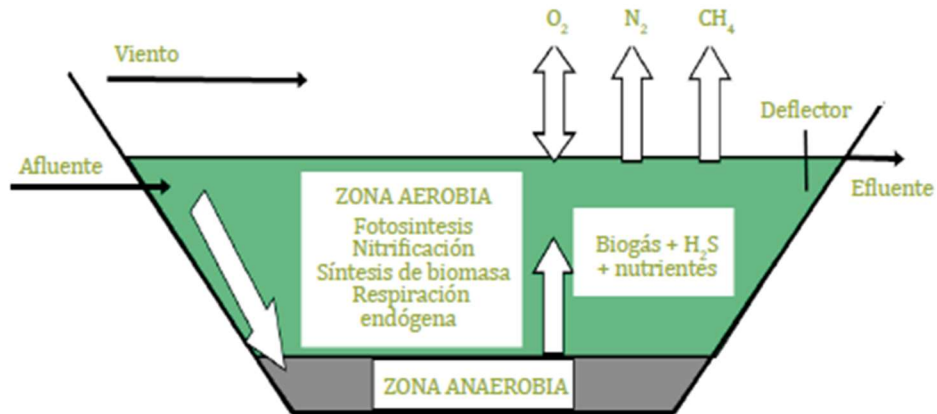
*Nota.* (CENTA, 2021).

- **Lagunas de maduración,** Las lagunas de maduración son una etapa final de tratamiento en plantas de aguas residuales ver figura 33. Diseñadas principalmente para la eliminación de patógenos y el pulido del efluente antes de su descarga o reutilización. Estas lagunas son poco profundas, lo que maximiza la exposición al sol y favorece la fotosíntesis de las algas, ayudando a la oxigenación del agua y a la eliminación de contaminantes remanentes.

Las condiciones en las lagunas de maduración permiten la reducción de bacterias y virus patógenos, mejorando la calidad microbiológica del efluente (Metcalf & Eddy, 2014).

**Figura 33**

*Esquema de una Laguna de Maduración*



*Nota.* (CENTA, 2021).

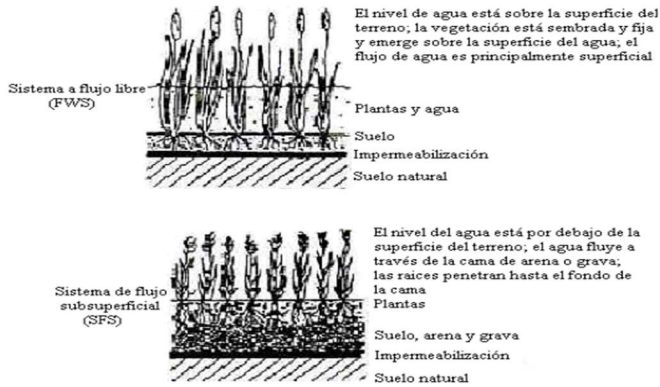
#### 2.3.3.3.4 *Humedales Artificiales*

Los humedales artificiales son sistemas de tratamiento de aguas residuales que emula las funciones de los humedales naturales para la depuración del agua, aprovechando procesos físicos, químicos y biológicos. Estos sistemas consisten en áreas construidas con un lecho de material granular (como grava o arena) sobre el cual se plantan especies vegetales adaptadas al agua, como juncos, cañas y otras plantas acuáticas. Los humedales artificiales pueden ser de flujo superficial o subterráneo, y permiten la remoción de sólidos suspendidos, materia orgánica, nutrientes y patógenos a través de procesos de sedimentación, absorción y actividad microbiana en las raíces y el sustrato (Metcalf & Eddy, 2014).

Existen dos tipos de sistemas de humedales artificiales ver figura 34. Desarrollados para el tratamiento de agua residual: Sistemas a Flujo Libre (FWS) y Sistemas de Flujo Subsuperficial (SFS). En los casos en que se emplean para proporcionar tratamiento secundario o avanzado, los sistemas FWS suelen consistir en balsas o canales paralelos con la superficie del agua expuesta a la atmósfera y el fondo constituido por suelo relativamente impermeable o con una barrera subsuperficial, vegetación emergente, y niveles de agua poco profundos (0.1 a 0.6 m) (AYALA FANOLA & GONZALES MARQUEZ, 2009).

### Figura 34

Tipos de humedales construidos, típicamente usados para tratamiento de aguas residuales



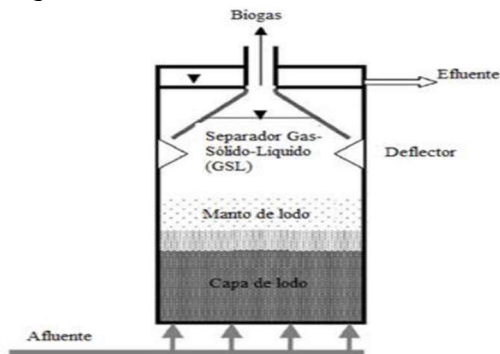
Nota. (AYALA FANOLA & GONZALES MARQUEZ, 2009).

#### 2.3.3.3.5 Reactores UASB.

Los reactores UASB (Upflow Anaerobic Sludge Blanket), o reactores de manto de lodos de flujo ascendente, son sistemas de tratamiento biológico anaerobio utilizados en plantas de tratamiento de aguas residuales. En estos reactores, el agua residual ingresa por la parte inferior y fluye hacia arriba a través de un manto de lodos compuestos por microorganismos anaerobios que descomponen la materia orgánica ver figura 35. Durante este proceso, se genera biogás (principalmente metano y dióxido de carbono), que puede ser capturado y aprovechado como fuente de energía. Los reactores UASB son valorados por su alta eficiencia en la reducción de la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) y su capacidad de operar con cargas orgánicas elevadas. Además, requieren poco espacio y son de bajo costo operativo, lo que los hace adecuados para el tratamiento de aguas residuales (Metcalf & Eddy, 2014).

### Figura 35

Esquema de un Reactor UASB



Nota. (AYALA FANOLA & GONZALES MARQUEZ, 2009).

Según él (CENTA, 2021). Las aguas a tratar en los UASB se distribuyen uniformemente por la parte inferior del reactor y atraviesan, sucesivamente y en sentido ascendente, las siguientes capas:

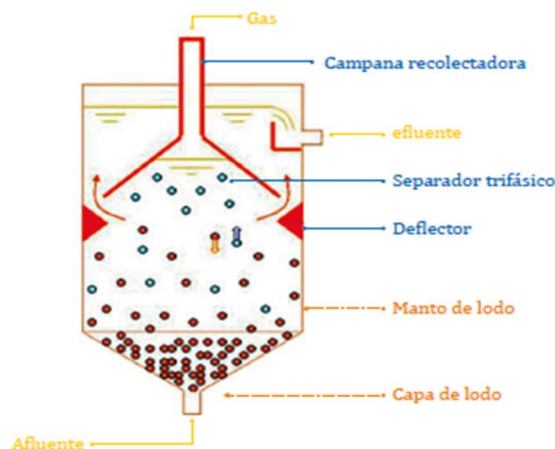
- Una capa de lodos de morfología granular, con tamaño de los gránulos de 1 a 5 mm, que se forma en la parte inferior del reactor y que presenta concentraciones de sólidos del 4-10%.
- Un manto de lodos, que presenta velocidades de sedimentación inferiores a las de la capa anterior, así como menores concentraciones de sólidos (1,5-3%).

En su parte superior el reactor cuenta con un separador trifásico (sólido-líquido- gas), que constituye un elemento fundamental para su correcto funcionamiento, y que tiene por objetivos:

- lograr la decantación de los sólidos sedimentables (que se conducen a la zona de digestión del fondo del reactor, evitando que escapen con los efluentes tratados).
- extraer el gas (biogás) generado en los procesos anaerobios de degradación de la materia orgánica, a través de una campana recolectora y con el auxilio de un elemento deflector, que se ubica por debajo del separador trifásico y que conduce los gases hacia esta campana ver figura 36. El biogás que se genera en el interior del reactor contribuye a mantener en agitación el manto de lodos.

### Figura 36

*Esquema de un Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente*



Nota. (CENTA, 2021).

### **2.3.3.4 Desinfección**

La desinfección en plantas de tratamiento de aguas residuales es el proceso mediante el cual se eliminan o inactivan microorganismos patógenos, como bacterias, virus y protozoos, en el efluente tratado, garantizando que el agua sea segura para su descarga o reutilización. Este proceso es una etapa crucial para proteger la salud pública y el medio ambiente. Los métodos de desinfección más comunes incluyen la cloración, la ozonización y la radiación ultravioleta (UV). La elección del método depende de factores como la calidad del agua, los costos y los objetivos específicos de la planta. La desinfección permite cumplir con los estándares de calidad del agua establecidos por las regulaciones ambientales (Metcalf & Eddy, 2014).

#### **2.3.3.4.1 Cloración**

La desinfección con cloro en plantas de tratamiento de aguas residuales es un método ampliamente usado para garantizar que el agua tratada sea segura antes de su descarga o reutilización. Este proceso implica la adición de cloro o compuestos clorados, como el hipoclorito de sodio, que eliminan o inactivan microorganismos patógenos al oxidar sus componentes celulares y detener sus funciones vitales. Una de las principales ventajas de la desinfección con cloro es su efectividad y bajo costo, lo que la convierte en una opción confiable y accesible para muchas plantas de tratamiento. Sin embargo, es importante manejar este proceso con cuidado, ya que pueden formarse subproductos secundarios, como los trihalometanos, que deben ser monitoreados para asegurar que se mantengan dentro de los límites seguros. (Metcalf & Eddy, 2014).

La dosis necesaria de cloro es la suma de tres factores (Metcalf & Eddy, 2014):

- La demanda de cloro de las aguas a desinfectar (dosis de cloro requerida para alcanzar el breakpoint). Esta demanda viene influenciada por la calidad de las aguas a desinfectar.
- La cantidad de cloro necesaria para compensar la descomposición que experimentará el agente desinfectante durante el tiempo de contacto. Esta cantidad dependerá del tiempo de contacto con el que se trabaje y de la circunstancia de que el laberinto de cloración se encuentre cubierto o no.

- La cantidad de cloro requerida para la eliminación bacteriológica. Esta cantidad se determina haciendo uso de la expresión (Collins y Selleck, 1972):

$$\frac{N}{N_0} = \frac{1}{(1+0.23*c*TRH)^{-3}} \quad Ec. 58$$

Donde

- $N$  Concentración de coliformes fecales en las aguas desinfectadas (NMP/100 mL).
- $N_0$  Concentración de coliformes fecales en las aguas a desinfectar (NMP/100 mL). Carga orgánica aplicada al filtro de agua cruda, en Kg DBO/día.
- $c$  Cantidad de cloro en el efluente, en (mg/L)
- $t$  tiempo de contacto, en minutos.

- **Laberinto de cloración**, según (CENTA, 2021). Dada la especial importancia del tiempo de contacto entre el agente desinfectante y las aguas a desinfectar, al menos el 80-90% de estas aguas deben permanecer en el interior del laberinto de cloración el tiempo de contacto especificado.

Al objeto de evitar cortocircuitos, que disminuirían la eficiencia del tratamiento de desinfección, se recomienda que el laberinto de cloración opere en régimen de flujo pistón, con relaciones largo/ancho de al menos 20:1 (recomendable 40:1) (Metcalf & Eddy, 2014)).

El tiempo de contacto en el laberinto debe ser de entre 15 y 30 minutos a caudal medio. Si el tiempo de recorrido en el emisario de evacuación, a caudal máximo de proyecto, es suficiente para igualar o exceder el tiempo de contacto requerido, se puede contemplar la eliminación del laberinto de cloración.

Finalmente, la velocidad en el laberinto debe ser de 2-4 m/min, para evitar sedimentaciones de sólidos en su fondo.

El laberinto de cloración debe dimensionarse para el caudal medio ver figura 37.

## Figura 37

### Laberinto de cloración



*Nota.* (CENTA, 2021).

#### **2.3.4 Rendimientos de Tecnologías de Tratamientos**

La eficiencia de los procesos de tratamiento en plantas de tratamiento de aguas residuales se refiere al grado en que estos procesos logran remover contaminantes y mejorar la calidad del agua residual, para cumplir con los estándares de descarga o reutilización. Esta eficiencia se mide a través de la capacidad de los procesos para reducir parámetros como la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), sólidos suspendidos, nutrientes y bacterias presentes en las mismas.

Estas eficiencias pueden obtenerse de bibliografías y normativas basadas en remoción de cada uno de los parámetros considerados, algunos pueden ser los siguientes:

Según indica la peruana (Norma OS.090, 2009), Una vez determinado el grado de tratamiento, se procederá a la selección de los procesos de tratamiento para las aguas residuales y lodos. Se dará especial consideración a la remoción de parásitos intestinales, en caso de requerirse. Se seleccionarán procesos que puedan ser construidos y mantenidos sin mayor dificultad, reduciendo al mínimo la mecanización y automatización de las unidades y evitando al máximo la importación de partes y equipos.

Para la selección de los procesos de tratamiento de las aguas residuales se usará como guía los valores de la tabla 30.

**Tabla 30***Remoción de los distintos procesos de tratamientos*

<b>Proceso de tratamiento</b>	<b>Remoción (%)</b>		<b>Remoción (ciclos log<sub>10</sub>)</b>	
	<b>DBO</b>	<b>Sólidos en Suspensión</b>	<b>Bacterias</b>	<b>Helmintos</b>
Sedimentación primaria	25-30	40-70	0-1	0-1
Lodos activados (a)	70-95	70-95	0-2	0-1
Filtros percoladores (a)	50-90	70-90	0-2	0-1
Lagunas aeradas (b)	80-90	(c)	1-2	0-1
Zanjas de oxidación (d)	70-95	80-95	1-2	0-1
Lagunas de estabilización (e)	70-85	(c)	1-6	1-4

*Nota.* (Norma OS.090, 2009).

(a) precedidos y seguidos de sedimentación

(b) incluye laguna secundaria

(c) dependiente del tipo de lagunas

(d) seguidas de sedimentación

(e) dependiendo del número de lagunas y otros factores como: temperatura, período de retención y forma de las lagunas.

Por otro lado, también se tiene la normativa colombiana (RAS, 2017). De acuerdo con la eficiencia necesaria del tratamiento existen diferentes alternativas para lograr el objetivo.

La tabla 31 presenta los rangos de eficiencia que se deben lograr en los procesos de tratamiento.

**Tabla 31**

*Eficiencia de los procesos de tratamiento*

	Unidades de tratamiento	Eficiencia mínima de remoción de parámetros, en (%)						
		DBO5	DQO	SST	SSED	Grasas y aceites	Patógenos	Observaciones
Pre-tratamiento	Cribado desbaste <sup>o</sup>	0-15	0-10	10-50	0-6	0-40	N/A	Remoción con militarices y microbridas
	Desarenadores	0-5	0-5	0-10	N/A	N/A	N/A	
	Trampa de grasas	0-5	0-3	10-15	N/A	85-95	N/A	
Tratamiento Primario	Sedimentación primaria	30-40	30-40	50-65	75-85	60-70	30-50	
	Lagunas anaerobias	50-75	30-50	50-60	75-85	80-90	80-90	
	Tanque Imhoff	25-40	15-30	50-70	75-85	60-70	30-50	
Tratamiento Secundario	Reactor UASB	65-80	60-80	60-70	N/A	N/A	20-40	
	Lagunas facultativas	80-90	40-50	63-75	75-85	70-90	80-90	Sin contar con algas Con sedimentación
	Lagunas aireadas	80-95	60-70	N/A	N/A	N/A	80-90	
	Filtros anaerobios	65-80	60-80	60-70	N/A	N/A	20-40	
	Lodos activados	80-95	70-80	80-90	N/A	N/A	80-90	
	Filtros percoladores de alta tasa roca	65-90	55-70	60-85	N/A	N/A	80-90	
	Filtros percoladores de alta tasa, plástico	75-95	60-80	65-85	N/A	N/A	80-90	
Rayos UV	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	100		
Desinfección	Cloración	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	100	
	Laguna de Maduración	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	99.99	

Nota. (RAS, 2017).

### **2.3.5 Consideraciones Ambientales en el Tratamiento de Aguas Residuales**

Las consideraciones ambientales que se deben de tener en cuenta están mencionadas en la guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales elaborada por el (CENTA, 2021).

Tomando como referencia las indicaciones del el Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica.

Los requisitos exigibles en Bolivia a los efluentes tratados en las PTAR se recogen en el Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica (RMCH). Que reglamenta la Ley de Medio Ambiente (Ley No. 1333 ) de 27 de abril de 1992, en lo referente a la prevención y control de la contaminación hídrica en el marco del Desarrollo Sostenible.

En este Reglamento, en el Cuadro N° A-1, se muestran los Valores Máximos admisibles de parámetros en Cuerpos Receptores. Este cuadro contempla 80 parámetros, para los que se especifican los valores máximos de acuerdo a la clasificación establecida de los cuerpos de agua según su aptitud de uso: clases A, B, C y D, de mayor a menor calidad. Debe hacerse constar que se trata de valores de inmisión, medidos, por tanto, en los cuerpos receptores.

El Anexo A del mencionado Reglamento, establece en su Artículo 2, que “las muestras para el control de las descargas de las industrias deberán ser tomadas a la salida de las plantas de tratamiento, inmediatamente después del aforador de descargas, y las destinadas al control de la dilución en el cuerpo receptor, a una distancia entre 50 y 100 m del punto de descarga y dentro del cuerpo receptor”.

Adicionalmente, el Artículo 3, recoge que “la mezcla de agua producto de una descarga y de un río debe regirse por la ecuación (59). Para cualquier parámetro de calidad, el valor total de la mezcla debe ser siempre menor que el establecido por la clase de río que corresponda”.

$$P_{xf} = \frac{P_{xi} * Q_i + P_{xr} * Q_r}{Q_i + Q_r}$$

Ec. 59

Donde

$P_{xf}$	Parámetro de mezcla.
$P_{xi}$	Parámetro de descarga.
$P_{xr}$	Parámetro del río, en el punto sin impacto.
$Q_i$	Caudal de descarga de la PTAR.
$Q_r$	Caudal del cuerpo receptor.

Él (RMCH) recoge, en su Cuadro nº1, la clasificación de los cuerpos de agua según su aptitud de uso. Estos usos son:

- **USO 1:** para abastecimiento doméstico de agua potable después de:
  - a) Sólo una desinfección y ningún tratamiento (Clase A).
  - b) Tratamiento solamente físico y desinfección (Clase B)
  - c) Tratamiento físico-químico completo: coagulación, floculación, filtración y desinfección (Clase C).
  - d) Almacenamiento prolongado o presedimentación, seguidos de tratamiento, al igual que c) (Clase D).
- **USO 2:** para recreación de contacto primario: natación, esquí, inmersión (Clases A, B y C).
- **USO 3:** para protección de los recursos hidrobiológicos (Clases A, B y C)
- **USO 4:** para riego de hortalizas consumidas crudas y frutas de cáscara delgada, que sean ingeridas crudas sin remoción de ella (Clases A y B).
- **USO 5:** para abastecimiento industrial (Clases A, B, C y D).
- **USO 6:** para la cría natural y/o intensiva (acuicultura) de especies destinadas a la alimentación humana (Clases A, B y C).
- **USO 7:** para abrevadero de animales (Clases B y C).
- **USO 8:** para la navegación (Clases B, C y D).

La Tabla 32 muestra los valores máximos admisibles de parámetros indicadores de contaminación en reúso de aguas para los usos mencionados anteriormente.

Debe resaltarse, que en el Reglamento se contempla el reúso indirecto de los efluentes tratados en las PTAR, es decir, una vez que se han diluido con las aguas de los cuerpos receptores.

**Tabla 32**

*Valores Máximos Admisibles de Parámetros Indicadores de Contaminación*

<b>Parámetros</b>	<b>CLASE A</b>	<b>CLASE B</b>	<b>CLASE C</b>	<b>CLASE D</b>
Sólidos sedimentarios (mg/L)	< 10	30 < 0,1 mL/L	< 50 < 1mL/l	< 100 < 1 mL/L
DBO5 (mg/L)	< 2	< 5	< 20	< 50
DQO (mg/L)	< 5	< 10	< 40	< 60
Coliformes fecales (NMP/100 mL)	< 50 y < 5 en 80% de muestras	< 1.000 y < 200 en 80% de muestras	< 5.000 y < 1.000 en 80% de muestras	< 50.000 y < 5.000 en 80% de muestras
Parásitos (N/L)	< 1	< 1	< 1	< 1
Fosfato total (mg PO4/L)	0,4	0,5	1	1
Sólidos Suspendidos Totales (mg/L)	< 60	< 60	< 60	< 60
Nitrógeno total (mg N/L)	5	12	12	12

*Nota.* (RMCH, 1992)

## CAPÍTULO III

### 3 DESCRIPCIÓN DE MÉTODOS UTILIZADOS

#### 3.1 Definición de la Metodología

Este capítulo presenta la metodología utilizada en el proyecto, describiendo el enfoque adoptado, el tipo y método de investigación, así como el diseño metodológico. El propósito es garantizar la validez técnica y científica del estudio, permitiendo una adecuada interpretación de los resultados.

##### 3.1.1 *Enfoque de la Investigación*

La presente investigación adopta un enfoque cuantitativo, dado que se sustenta en la recolección, procesamiento y análisis de datos numéricos y medibles que permiten abordar de forma objetiva y sistemática el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario y una planta de tratamiento de aguas residuales para la comunidad Santa Lucía. Este enfoque posibilita la utilización de fórmulas de ingeniería, así como el uso de modelos matemáticos y simulaciones computacionales, los cuales son esenciales para el dimensionamiento preciso de las redes de recolección y de las unidades de tratamiento. Este enfoque posibilita aplicar criterios normativos, fórmulas de ingeniería, modelos hidráulicos y parámetros físico-químicos, garantizando precisión y objetividad en el desarrollo del proyecto.

##### 3.1.2 *Tipo y Método de Investigación*

El tipo de investigación es aplicada, debido a que se orienta a resolver un problema concreto y específico en el ámbito del saneamiento básico: la ausencia de un sistema adecuado de recolección y tratamiento de aguas residuales en la comunidad Santa Lucía. Su finalidad es generar una solución técnica con impacto directo en la salud pública, la calidad de vida de la población y la protección del medio ambiente.

Se emplea el método científico, complementado con técnicas analíticas, documentales y de campo, lo que permite una secuencia lógica en el desarrollo del proyecto: observación y diagnóstico inicial, recolección de información primaria y secundaria, análisis normativo y técnico, diseño de soluciones de ingeniería, elaboración de planos y presupuesto. Este método garantiza la rigurosidad técnica y la viabilidad práctica del estudio.

### **3.1.3 *Diseño de la Investigación***

El diseño metodológico adoptado en este estudio es: no experimental, transversal, descriptivo y de campo. Se considera no experimental debido a que no existe manipulación intencionada de variables; las condiciones existentes en la comunidad se analizan tal como se presentan en su entorno natural. Es transversal, dado que los datos se recolectan en un periodo determinado, lo que permite obtener un diagnóstico puntual de la situación. Asimismo, se clasifica como descriptivo, ya que el objetivo es caracterizar las condiciones actuales de la infraestructura sanitaria, los hábitos de consumo hídrico y la problemática asociada a la disposición de aguas residuales. Finalmente, es de campo, puesto que gran parte de la información fue obtenida directamente en el área de intervención mediante encuestas, levantamiento topográfico, estudios geotécnicos y análisis físico-químico-bacteriológico de aguas residuales.

El procedimiento general se estructuró en cinco etapas secuenciales:

- Recopilación de información técnica mediante trabajo de campo y gabinete.
- Determinación de parámetros de diseño conforme a la Norma Boliviana NB-688 y a la normativa ambiental vigente.
- Desarrollo del diseño técnico del sistema de alcantarillado sanitario y la planta de tratamiento de aguas residuales utilizando software especializado (por ejemplo, Civil 3D, Excel, AquaSystems).
- Elaboración de planos y perfiles longitudinales con base en los diseños aprobados.
- Formulación del presupuesto mediante cálculos métricos y análisis de precios unitarios, apoyado en herramientas digitales como Quark.

Este diseño garantiza una planificación integral, técnica y ambientalmente sustentada, acorde con los objetivos del proyecto.

## **3.2 Metodología Aplicada**

A continuación, se describe la metodología aplicada en todo el desarrollo del proyecto.

### ***3.2.1 Recolección de Información Base***

#### **3.2.1.1 Levantamiento de Información Demográfica**

Para la obtención de la información demográfica, se tomó como referencia el Plan Territorial de Desarrollo Integral (PTDI) del municipio de Bella Flor para el periodo 2016-2020. Esta fuente oficial proporcionó datos de base esencial sobre la población, tasa de crecimiento y características socioeconómicas de la comunidad. Además, se llevó a cabo una encuesta estructurada en la comunidad para obtener información primaria y actualizada **ver anexo D**. Esta encuesta permitió recopilar datos específicos sobre el número de habitantes y hábitos de consumo de agua, necesarios para definir con precisión los parámetros de diseño, así como la capacidad y especificaciones técnicas del sistema de alcantarillado y de la planta de tratamiento de aguas residuales.

##### ***3.2.1.1.1 Población Actual***

La determinación de la población en la comunidad de Santa Lucía, fue realizada mediante un levantamiento de datos primarios a través de una encuesta aplicada directamente a los habitantes **ver anexo D**. Este método de recopilación de información permitió obtener datos demográficos precisos y actualizados, esenciales para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario.

##### ***3.2.1.1.2 Tasa de Crecimiento Poblacional***

El índice de crecimiento poblacional utilizado para la comunidad de Santa Lucía fue determinado a partir de los datos del Plan Territorial de Desarrollo Integral (PTDI) del municipio de Bella Flor, correspondiente al periodo 2016-2020. Según este documento, se reporta un crecimiento poblacional intercensal anual de 4,71%, calculado entre los censos de 2001 y 2012, con base en la información proporcionada por el Instituto Nacional de Estadística (INE) (PTDI).

### **3.2.1.1.3 Población Flotante**

La estimación de la población flotante en la comunidad de Santa Lucía se realizó considerando las fluctuaciones demográficas estacionales, típicas en regiones donde la economía depende de actividades como la recolección de castaña. Durante la temporada de zafra, que generalmente se extiende de diciembre a marzo, se produce un notable desplazamiento temporal de la población hacia los centros de recolección y procesamiento.

### **3.2.1.1.4 Consumo de agua**

El cálculo del consumo de agua para la comunidad de Santa Lucía se realizó conforme a las directrices establecidas en la Norma Boliviana (NB-688), que especifica los criterios de dotación de agua potable para el diseño de sistemas de abastecimiento en poblaciones urbanas y rurales. Según esta norma, el consumo diario per cápita en comunidades rurales oscila entre 80 y 100 litros por habitante, considerando factores como el tamaño de la población, el clima y las actividades económicas.

Para Santa Lucía, se consideró un valor de dotación actual de 90 litros por habitante por día, en respuesta a las condiciones climáticas de la región y al perfil socioeconómico de la población, caracterizado por una dependencia de actividades como la agricultura y la recolección de castaña, que suelen incrementar la demanda de agua en ciertos periodos del año. Este valor de consumo permite dimensionar adecuadamente tanto la red de distribución como los sistemas de alcantarillado y tratamiento de aguas residuales, asegurando que la infraestructura sanitaria proyectada sea capaz de satisfacer las necesidades actuales y futuras.

### **3.2.1.2 Estudios Topográficos**

Los estudios topográficos realizados para la comunidad de Santa Lucía constituyen una etapa fundamental en el diseño del sistema de alcantarillado sanitario. Estos estudios permitieron obtener un levantamiento detallado del terreno, proporcionando información precisa sobre las elevaciones, pendientes y características geográficas de la zona. La topografía de la comunidad es un factor crítico, ya que determina el trazado óptimo de las redes de conducción de aguas residuales, garantizando que el sistema pueda operar de manera eficiente bajo condiciones de flujo gravitacional. Para una información más detallada **Ver anexo A.**

Para el levantamiento topográfico, se emplearon equipos de alta precisión como ser la estación total y nivel de ingeniero, los cuales facilitaron la recopilación de datos geoespaciales para realizar la superficie digital del terreno. Estos datos fueron esenciales para definir los perfiles longitudinales de las tuberías y para identificar los puntos críticos que requieren de infraestructura especial, como pozos de inspección o estaciones de bombeo.

Los resultados de estos estudios topográficos proporcionarán una base confiable para el diseño hidráulico de la red de alcantarillado y para la ubicación óptima de la planta de tratamiento, asegurando que el sistema se adapta a la morfología del terreno, minimizando los costos de construcción y garantizando la eficiencia operativa a largo plazo.

### **3.2.1.3 Estudios Geotécnicos**

Estos estudios permitieron caracterizar las propiedades físicas y mecánicas del suelo, información crucial para asegurar la estabilidad y durabilidad de las estructuras proyectadas.

Durante la realización de los estudios geotécnicos, se realizaron sondeos y ensayos de campo, como el Penetrómetro Estándar (SPT), y se extrajeron muestras de suelo para su análisis en laboratorio. Estas pruebas permitieron determinar parámetros como la capacidad portante del suelo, nivel freático, estratigrafía y la granulometría. Para una información más detallada **Ver anexo B**.

La información geotécnica obtenida fue fundamental para el diseño de zanjas y cimentaciones, asegurando que las estructuras puedan soportar las cargas operativas y las condiciones ambientales de la zona. Además, estos datos permitieron anticipar y mitigar riesgos asociados con la estabilidad de las zanjas, asentamientos diferenciales y otros fenómenos que podrían comprometer la funcionalidad y vida útil de las infraestructuras sanitarias.

### **3.2.1.4 Caracterización de las Aguas Residuales**

La caracterización de las aguas residuales generadas en la comunidad de Santa Lucía es un paso de suma importancia para el diseño adecuado de la planta de tratamiento. Este estudio permite identificar los parámetros físicos, químicos y biológicos de las aguas residuales, los cuales son necesarios para seleccionar los procesos de tratamiento y

dimensionar las unidades de tratamiento de manera que cumplan con los estándares de calidad requeridos para el vertido final.

Para la caracterización, se tomó una muestra representativa de las aguas residuales de la comunidad siguiendo las indicaciones de la normativa nacional, la cual fue analizada en laboratorio siguiendo los protocolos de calidad establecidos por las normativas nacionales. Los parámetros evaluados incluyen la demanda bioquímica de oxígeno ( $DBO_5$ ), la demanda química de oxígeno (DQO), los sólidos suspendidos totales (SST), los nutrientes como nitrógeno y fósforo, así como la presencia de microorganismos patógenos, entre otros. Para una información más detallada **Ver anexo C**.

### **3.2.1.5 Medición de Caudal de Cuerpo Receptor**

La medición del caudal del cuerpo receptor en la comunidad de Santa Lucía es un proceso fundamental para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario. Este estudio permite conocer la capacidad de dilución y el comportamiento hidráulico del cuerpo receptor, evaluando su capacidad para recibir el efluente tratado.

Para llevar a cabo la medición de caudal, se realizó el aforo en el puente tipo alcantarilla de la misma comunidad, teniendo en cuenta que dicho aforo debe realizarse en época de estiaje como lo indica el (RMCH). El aforo se efectuó mediante el método directo, llamado método de flotador en el cual se obtuvo que el caudal del cuerpo receptor. Para una información más detallada **Ver anexo E**.

### **3.2.2 Caudales de Diseño**

El desarrollo de los métodos y ecuaciones utilizadas para el cálculo de los caudales de diseño se pueden ver de manera más desarrollados en el **Anexo F**.

#### **3.2.2.1 Periodo de Diseño**

El periodo de diseño para el sistema de alcantarillado sanitario, se debe establecer siguiendo las indicaciones de la Norma Boliviana (NB-688).

#### **3.2.2.2 Población Futura**

La determinación de la población futura para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario de la comunidad de Santa Lucía se realizó aplicando el método geométrico debido

a que este se ajusta a las características de la comunidad, conforme a los lineamientos establecidos en la Norma Boliviana (NB-688).

### 3.2.2.3 Dotación futura

La determinación de la dotación futura para el sistema de alcantarillado sanitario de la comunidad de Santa Lucía se realizó de acuerdo con las recomendaciones de la Norma Boliviana (NB-688) aplicando el método geométrico.

### 3.2.2.4 Coeficiente de Retorno

El coeficiente de retorno representa la fracción del agua consumida que finalmente llega al sistema de alcantarillado como aguas residuales. La (NB-688) establece que, para zonas rurales, este coeficiente generalmente oscila entre el 70% y el 85%, dependiendo de factores como el tipo de actividad económica, el clima y las características específicas de la comunidad.

### 3.2.2.5 Coeficiente de Punta

Para el proyecto se adoptarán los coeficientes de variación  $k_1$  y  $k_2$ . debido a que la población es pequeña. Donde  $k_1$  varía de entre 1.2 a 1.5.

$k_2$  varía según el tamaño de la población como se puede observar en la tabla 33.

**Tabla 33**

*Valores del coeficiente  $k_2$*

<b>Población (Hab)</b>	<b>Coeficiente <math>k_2</math></b>
Hasta 2 000	2,20 a 2,00
De 2 001 a 10 000	2,00 a 1,80
De 10 001 a 100 000	1,80 a 1,50
Más de 100 000	1,50

*Nota.* (Norma Boliviana NB 688, 2007)

Por lo tanto, se determinó el coeficiente punta multiplicando los coeficientes  $k_1$  y  $k_2$ .

### 3.2.2.6 Caudal Medio Diario Domestico

La determinación del caudal medio diario doméstico para el sistema de alcantarillado sanitario de la comunidad de Santa Lucía se llevó a cabo siguiendo las directrices establecidas en la Norma Boliviana (NB-688). Este caudal representa el volumen promedio de aguas

residuales generadas diariamente por habitante en función del consumo de agua potable y el coeficiente de retorno estimado para la comunidad, este caudal debe de ser calculado para las condiciones iniciales y finales del proyecto.

### **3.2.2.7 Caudal Máximo Horario Domestico**

La determinación del caudal máximo horario doméstico para el sistema de alcantarillado sanitario de la comunidad de Santa Lucía se realizó conforme a los criterios técnicos establecidos en la Norma Boliviana (NB-688). Este caudal representa el volumen máximo de aguas residuales generadas en una hora de alta demanda, generalmente asociado a los picos de consumo de agua potable en la comunidad. Dicho caudal es calculado mediante la multiplicación del caudal medio diario y el coeficiente punta, este caudal debe de ser calculado para las condiciones iniciales y finales del proyecto.

### **3.2.2.8 Caudal de Conexiones Erradas**

La (NB-688) recomienda un factor de incremento en el caudal diario, generalmente de entre un 5% y un 10% del caudal medio diario doméstico, dependiendo del grado de control sobre las conexiones y la calidad de la infraestructura.

### **3.2.2.9 Caudal Por Infiltración Lineal**

La (NB-688) establece parámetros orientativos para estimar el caudal de infiltración en función de factores como la calidad de los materiales de las tuberías, la profundidad de instalación y las características del terreno. Para áreas rurales, como Santa Lucía, se considera un valor estándar de 0,00005 (L/s/m) teniendo en cuenta que el material sea de tuberías de PVC, la unión sea con anillos de goma y que el nivel freático sea bajo. Este valor permite calcular la infiltración en función de la longitud total de la red de alcantarillado, brindando una estimación del volumen de agua adicional que debe ser manejado por la red de alcantarillado.

### **3.2.2.10 Caudal de Descargas Concentradas**

La determinación del caudal de descargas concentradas para el sistema de alcantarillado sanitario de la comunidad de Santa Lucía se llevó a cabo de acuerdo con las directrices de la Norma Boliviana (NB-688). Este caudal incluye aquellas descargas específicas y puntuales generadas por actividades o instalaciones que, aunque no son continuas, aportan un volumen significativo de aguas residuales al sistema en ciertos

períodos. Estas descargas pueden provenir de contribuciones de instituciones públicas, comerciales e industriales.

Este caudal representa el volumen promedio de aguas residuales generadas diariamente por cada contribución en función del consumo de agua potable, la capacidad y el coeficiente de retorno determinado para el mismo.

Cabe recalcar que el consumo de agua potable de las contribuciones se encuentra establecidos en el Reglamento Nacional De Instalaciones Sanitarias Domiciliarias.

Por lo tanto, el valor de dicho caudal es el resultado de la sumatoria de todos los aportes antes mencionados. Dicho caudal debe de ser calculado para las condiciones iniciales y finales del proyecto.

### **3.2.2.11 Caudal de Diseño de la Red de Alcantarillado Sanitario**

La determinación del caudal de diseño para la red alcantarillado sanitario de la comunidad de Santa Lucía se realizó en conformidad con los lineamientos de la Norma Boliviana (NB-688). Este caudal representa el flujo máximo esperado que la red de alcantarillado debe manejar en condiciones de operación regular, considerando tanto los caudales domésticos como los incrementos adicionales debidos a factores como infiltración, conexiones erradas y las descargas concertadas.

Por lo tanto, el valor de dicho caudal es el resultado de la sumatoria del caudal máximo horario, caudal por infiltraciones, caudal de conexiones erradas y caudal de descargas concentradas. Dicho caudal debe de ser calculado para las condiciones iniciales y finales del proyecto.

### **3.2.2.12 Caudales de Diseño en la Planta de Tratamiento de Residuales**

#### ***3.2.2.12.1 Caudal Promedio de Diseño***

Para la determinación del caudal promedio de diseño con el cual debe dimensionarse la planta de tratamiento de aguas residuales de la comunidad de Santa Lucía, es necesario considerar de manera integral los aportes provenientes de diferentes fuentes. Estos incluyen los aportes domésticos, el caudal de infiltración, las conexiones erradas y las descargas concentrada.

Al integrar estos aportes, el caudal promedio de diseño se calcula como la suma de todos los componentes mencionados, lo que permite dimensionar la planta de tratamiento de manera que responda eficientemente a las cargas de aguas residuales proyectadas.

Cabe mencionar que este caudal debe de calcularse para el año de horizonte del proyecto es decir utilizando los caudales en condiciones finales.

#### **3.2.2.12.2 Caudal Máximo de Diseño**

Para la determinación del caudal promedio de diseño con el cual debe dimensionarse la planta de tratamiento de aguas residuales de la comunidad de Santa Lucía, es necesario considerar de manera integral los aportes provenientes de diferentes fuentes. Estos incluyen los aportes por caudal máximo horario doméstico, el caudal de infiltración, las conexiones erradas y las descargas concentradas.

Al integrar estos aportes, el caudal máximo de diseño se calcula como la suma de todos los componentes mencionados, lo que permite dimensionar la planta de tratamiento de manera que responda eficientemente a las cargas de aguas residuales proyectadas.

Cabe mencionar que este caudal debe de calcularse para el año de horizonte del proyecto es decir utilizando los caudales en condiciones finales.

#### **3.2.2.12.3 Caudal Mínimo de Diseño**

Según las directrices de la Norma Boliviana (NB-688). el caudal mínimo se calcula aplicando un coeficiente de variación  $k_3$  al caudal promedio de diseño. Este coeficiente de variación diaria mínima suele oscilar entre 0,4 y 0,6 para comunidades rurales, dependiendo de las características específicas de consumo y hábitos de la población.

### **3.2.3 *Diseño de la Red de Alcantarillado Sanitario***

#### **3.2.3.1 Criterios de Diseño**

##### **3.2.3.1.1 *Diámetro Mínimo***

En el diseño de redes de alcantarillado sanitario, el diámetro de las tuberías es un parámetro fundamental, ya que determina la capacidad de conducción de aguas residuales y afecta tanto el flujo hidráulico como el mantenimiento del sistema. Según la Norma Boliviana (NB-688), el diámetro mínimo recomendado para las tuberías en sistemas de alcantarillado sanitario es de 150 mm (6 pulgadas).

##### **3.2.3.1.2 *Pendiente Mínima***

La pendiente mínima de diseño debe ser suficiente para generar una tensión tractiva mínima de 1 Pa en el fondo de las tuberías. La tensión tractiva es la fuerza que el flujo ejerce sobre el lecho de la tubería y es crucial para mantener la suspensión de los sólidos y prevenir la sedimentación. Aunque la (NB-688) recomienda la pendiente en función de una relación de caudales y el diámetro adoptado.

##### **3.2.3.1.3 *Velocidades de Flujo***

La (NB-688) recomienda una velocidad mínima de 0.6 m/s en la red de alcantarillado. Esta velocidad se denomina "velocidad de autolimpieza" y es necesaria para mantener los sólidos en suspensión, evitando que se depositen en el fondo de las tuberías, aunque la velocidad mínima debe de ser la que cumpla con el criterio de la tensión tractiva.

La velocidad máxima según la (NB-688) debe de ser como máximo de 5 m/s.

##### **3.2.3.1.4 *Tensión Tractiva***

La Norma Boliviana (NB-688) establece que una tensión tractiva mínima es necesaria para asegurar la autolimpieza de las tuberías es de 1 Pa.

En tramos de arranque es permitido una tensión tractiva de 0.60 Pa. Con el fin de economizar en los costos de excavaciones.

##### **3.2.3.1.5 *Tirante Máximo***

La Norma Boliviana (NB-688) indica que los tirantes de agua deben ser siempre calculados admitiendo un escurrimiento en régimen uniforme y permanente, siendo su valor máximo igual o inferior a 75 % del diámetro del colector.

#### **3.2.3.1.6 *Material de Tubería***

La Norma Boliviana (NB-688) especifica que el material de las tuberías debe ser elegido con base en las condiciones del suelo, el tipo de aguas residuales y los requerimientos de operación y mantenimiento. Criterios que el PVC cumple de manera óptima en una amplia gama de aplicaciones de alcantarillado.

La elección de tuberías de PVC en el diseño de redes de alcantarillado sanitario, conforme a la (NB-688) ofrece múltiples beneficios en términos de durabilidad, resistencia a la corrosión, facilidad de instalación y reducción de costos de mantenimiento.

Por lo tanto, se adopta tuberías de tipo PCV.

#### **3.2.3.1.7 *Coefficiente de Rugosidad***

Según el material elegido para el caso del proyecto adoptado como tuberías de tipo PVC. Según la (NB-688) el coeficiente de rugosidad de Manning para tuberías de PVC es de 0.013.

#### **3.2.3.1.8 *Profundidad máxima de colectores***

Según la (NB-688) la profundidad máxima admisible de los colectores es de 5 m, aunque puede ser mayor siempre y cuando se garanticen los requerimientos geotécnicos de las cimentaciones y estructurales de los materiales y colectores durante y después de su construcción.

La misma norma permite exceder dicha profundidad siempre y cuando se garantice las condiciones geotécnicas y de seguridad del terreno.

#### **3.2.3.1.9 *Profundidad Mínima de Colectores***

La Norma Boliviana (NB-688) establece parámetros para garantizar que los colectores estén ubicados a una profundidad que proteja las tuberías de cargas externas, condiciones climáticas y que permita una conexión eficiente con las instalaciones domiciliarias.

La norma sugiere que, en zonas de fácil acceso y sin cargas superficiales intensas, se puede mantener una profundidad mínima de 1.0 metro, en tramos de arranque se puede tener profundidades de 0.80 metros. Facilitando el monitoreo y la limpieza regular del sistema sin comprometer su seguridad.

### **3.2.3.1.10      *Ubicación de los Colectores***

La (NB-688) recomienda que los colectores se ubiquen preferentemente en vías públicas, específicamente bajo la calzada o en el centro de la calle, los colectores deben seguir la pendiente natural del terreno, lo cual permite un flujo gravitacional eficiente y reduce la necesidad de estaciones de bombeo. Aprovechar la topografía facilita el transporte de aguas residuales sin intervención mecánica, optimizando el consumo energético del sistema.

Para el proyecto se ubicarán los colectores en el eje de las vías públicas, aunque en los tramos necesarios por condiciones topográficas y consideraciones económicas con el fin de evitar mayores gastos por estaciones de bombeo, se ubicarán colectores dentro de los terrenos cuando se necesario.

### **3.2.3.1.11      *Ecuaciones Para el Diseño***

En el diseño de redes de alcantarillado sanitario, las ecuaciones de diseño hidráulico son fundamentales para dimensionar las tuberías y asegurar un flujo eficiente y continuo de las aguas residuales y cumpla con las exigencias establecidas de la Norma Boliviana (NB-688). Entre las ecuaciones más importantes utilizadas en el diseño de alcantarillado sanitario están la **Ecuación de Manning** y la **Ecuación de Continuidad**.

### **3.2.3.1.12      *Ecuación de Manning***

La Ecuación de Manning es ampliamente utilizada en el diseño de sistemas de alcantarillado sanitario para calcular la velocidad y el caudal en tuberías llenas o parcialmente llenas. Esta ecuación relaciona la velocidad del flujo con la pendiente y la rugosidad de la tubería, permitiendo dimensionar los diámetros y pendientes de manera que se logre un flujo adecuado.

### **3.2.3.1.13      *Ecuación de Continuidad***

La Ecuación de Continuidad es otra herramienta fundamental en el diseño de sistemas de alcantarillado sanitario. Esta ecuación asegura que el caudal sea constante a lo largo de la red y ayuda a calcular el flujo en función del área de la sección transversal y la velocidad del flujo.

### **3.2.3.2 Distribución y Ubicación de los Elementos de Inspección**

La distribución de los elementos de inspección en una red de alcantarillado sanitario es fundamental para garantizar el acceso y mantenimiento adecuado de la infraestructura. La Norma Boliviana (NB-688) establece criterios específicos para la ubicación y frecuencia de estos elementos, que incluyen pozos de inspección, cámaras de registro y otros dispositivos de acceso que facilitan la operación y el monitoreo continuo del sistema.

La (NB-688) determina que los elementos de inspección estarán distribuidos en intervalos de máximo 70 metros en tramos rectos. Con el fin de garantizar un mantenimiento de forma manual. Los elementos de inspección estarán ubicados en el eje de las vías y equidistantes de los manzanos.

#### **3.2.3.2.1 Control de Remanso**

La (NB-688) recomienda diseñar las cámaras de inspección de manera que el flujo entre y salga de ellas sin interrupciones ni cambios bruscos de dirección. Esto se puede lograr alineando las entradas y salidas de las tuberías en la cámara, minimizando las turbulencias y evitando que el agua se acumule o frene al pasar por el pozo de inspección.

#### **3.2.3.2.2 Dimensiones de las Cámaras de Inspección**

La Norma Boliviana (NB-688) establece especificaciones mínimas y criterios de diseño para las dimensiones de las cámaras de inspección, buscando optimizar su funcionalidad, facilitar el acceso para trabajos de limpieza y asegurar la seguridad del personal de mantenimiento

Para el Proyecto se determinó que tendrán una forma concéntrica, el diámetro interno de las cámaras de inspección será de 1.20 m. y la tapa de ingreso a las misma será de 0.60 m.

#### **3.2.3.2.3 Cámaras con Caída**

Las cámaras de inspección con caída en redes de alcantarillado sanitario son elementos estructurales diseñados para manejar cambios significativos en la elevación de las tuberías, permitiendo un flujo controlado y seguro a lo largo de la red.

La (NB-688) especifica que las cámaras de inspección con caída deben usarse cuando la diferencia de elevación entre tramos de tubería es significativa (generalmente superior a 0.6 metros). Estas deben de unir la caída con un codo de 90° hacia el fondo de la cámara.

#### 3.2.3.2.4 *Canales de media Caña*

En el fondo las cámaras de inspección, se deben de construir canales de media caña con el fin de que permitan el escurrimiento direccionadas aguas abajo, estos elementos son de suma importancia debido a que ayudan con el control de la turbulencia y la sedimentación de solidos en suspensión.

#### 3.2.3.3 **Diseño de Cárcamo de Bombeo.**

En la red de alcantarillado sanitario se tiene un cárcamo de bombeo debido a que se tienen profundidad de excavaciones muy profundas. Para el desarrollo de dicho cárcamo se utilizó el software **AquaBombeo**, proporcionado por los desarrolladores del software AquaSystemm Networks. Además de los criterios indicados por la (NB-688). Para el cálculo de cárcamos de bombeos. Para una información más detallada **ver anexo F**.

A continuación, se presenta de manera resumida el procedimiento general para realizar el cálculo del cárcamo de bombeo utilizando los criterios diseño y haciendo el uso del software.

- Ingresar en la planilla de cálculo los valores de caudal medio diario y máximo horario. Se debe de asignar el caudal de bombeo para por sazones de seguridad el caudal de bombeo de debe de ser como mínimo el doble del caudal medio diario o el valor del caudal de diseño. También se debe de Ingresar el diámetro de la campana de succión.
- Definir el tiempo de retención en el cárcamo que debe de estar comprendido de entre 10 y 30 minutos, según la NB-688
- Definir el número de ciclos de encendido por hora que tendrá la bomba, según la (NB-688) debe de estar comprendido de entre 2 a 8 ciclos.
- Elegir el Diámetro del cárcamo de bombeo y la altura de un ciclo. según la (NB-688) la altura de ciclo mínima es de 0.60 metros y la elección del diámetro corresponde al criterio propio del calculista.
- Cálculo del volumen de un ciclo según la NB-688. El volumen de un ciclo se determina mediante la expresión  $V=T*Q_b/4$ .
- Ingreso de las cotas, tanto de rasante, cota solera del colector de ingreso al cárcamo

- Determinar las alturas de sumergencia de las bombas la NB-688. Recomienda que se encuentre como mínimo de 0.15 metros sobre la cota de encendido de la bomba principal.
- Determinar las alturas de las cotas de encendido, de apoyo y alarma para las bombas. Siguiendo las indicaciones de la (NB-688).
- Verificar que las velocidades estén dentro de los límites permitidos que indica la (NB-688). Estas están comprendidas de entre 0.60 a 2.5 m/s.
- Determinar las curvas A y B del sistema, utilizando el software **AquaBombeo**, en el programa se deben de ingresar los caudales, la altura dinámica, las pérdidas por accesorios, la longitud de bombeo la eficiencia asignada.
- Una vez obtenidas las curvas del sistema se debe de elegir en el mercado una bomba, que cumpla con las características necesarias para el sistema mediante el uso de la curva característica de la misma bomba escogida.
- Obtener de para los 2 puntos de operación de la curva característica de la bomba que interceptan a las dos curvas del sistema A y B.
- Verificar la operación de la estación de bombeo para los puntos A y B.

#### **3.2.3.4 Modelación Hidráulica de la Red**

La modelación hidráulica de la red de alcantarillado sanitario se realizó mediante el software desarrollado por ingenieros bolivianos **AquaSystem Networks**. Que es una herramienta fundamental en el diseño, análisis y optimización de estos sistemas. AquaSystem Networks permite simular el comportamiento hidráulico del flujo en la red de alcantarillado la planilla hidráulica se puede ver más a detalle en el **anexo F**.

### **3.2.4 Planta de Tratamiento de Aguas Residuales**

#### **3.2.4.1 Selección de Alternativa de Tratamiento**

La elección del tren de tratamiento seleccionado para la planta de tratamiento de aguas residuales de la comunidad de Santa Lucía responde a la necesidad de maximizar la eficiencia en un espacio reducido, dada la limitación de área disponible. Se evaluaron varias tecnologías de tratamiento, se descartaron alternativas como lagunas de estabilización o humedales artificiales debido a los altos requerimientos de terreno que demandan estas tecnologías y cercanía a la toma de agua de abastecimiento de agua.

Por lo que decidió utilizar el siguiente como tren de tratamiento:

- Pre-Tratamiento, este Incluye (rejas, desarenador y canal parshall)
- Tratamiento Primario (Tanque Imhoff)
- Tratamiento Secundario (Filtro biológico percolador)
- Desinfección (cámara de contacto de cloro)

#### **3.2.4.2 Pre-Tratamiento**

Para el diseño de la etapa de pretratamiento, en el contexto de la planta de tratamiento de aguas residuales de la comunidad de Santa Lucía, se han incluido unidades de rejas, un desarenador y un canal Parshall.

##### **3.2.4.2.1 Rejas**

Las rejas representan la primera barrera de filtración y son fundamentales para la retención de sólidos gruesos, tales como plásticos, maderas y otros residuos voluminosos. Esto es esencial para evitar el taponamiento y desgaste en las unidades posteriores del sistema de tratamiento. existen tres tipos de rejas gruesas, medias y finas.

El diseño de las rejas se realizó con base en el caudal máximo horario de diseño del sistema según la (DINASBA, 1996) el principal criterio que se debe de tener en cuenta en las rejas es de verificar que se cumplan las velocidades entre las mismas que deben de estar comprendidas de entre 0.30 a 0.60 m/s.

#### **3.2.4.2.2 Desarenador**

El desarenador se diseñó para la remoción de partículas arenosas y otros sólidos inorgánicos sedimentables que podrían provocar abrasión en las estructuras y unidades aguas abajo. Se seleccionó un desarenador de flujo horizontal, que es eficiente para separar partículas con un diámetro superior a 0.2 mm en condiciones de flujo constante. El diseño del desarenador se basó en la velocidad de sedimentación de las partículas. La velocidad de flujo en el desarenador se mantiene en torno a 0.3 m/s para permitir la sedimentación efectiva de partículas arenosas mientras se evita la resuspensión de las mismas.

#### **3.2.4.2.3 Canal Parshall**

El canal Parshall es una estructura clave para la medición y control de caudales en la planta de tratamiento. Su diseño permite la medición de flujo de aguas residuales con precisión, sin obstrucciones, y se adapta bien a las condiciones de variación de caudales en plantas de tratamiento pequeñas y medianas. El tamaño del canal Parshall fue seleccionado con base en el caudal máximo y mínimo esperado en el sistema. Para la planta de tratamiento en Santa Lucía, se utilizó un canal Parshall de 3 pulgadas de ancho de garganta, dimensionado para registrar caudales en rangos de diseño de hasta 50 L/s.

#### **3.2.4.3 Tanque Imhoff (Tratamiento Primario)**

Para el tratamiento primario de las aguas residuales en la comunidad de Santa Lucía, se ha seleccionado un tanque Imhoff. Este tipo de tanque es ideal para flujos relativamente bajos, como es el caso de esta comunidad. El tanque Imhoff cumple una doble función: permite la sedimentación de sólidos suspendidos y facilita la digestión anaerobia de los lodos en una misma unidad mediante dos zonas una de digestión y otra de sedimentación.

Para el dimensionamiento de un tanque Imhoff, se consideran diversos parámetros, como el caudal de diseño, la carga de sólidos, y el tiempo de retención hidráulico de (1.5-2.5 horas). Como lo indica el (CENTA, 2021).

#### **3.2.4.4 Filtro Percolador (Tratamiento Secundario)**

Para el tratamiento secundario de las aguas residuales en la planta de Santa Lucía, se ha implementado un filtro biológico percolador de sección rectangular sin recirculación de lodos, empleando piedras como medio filtrante de carga baja. Este tipo de filtro biológico es particularmente efectivo en el tratamiento secundario, ya que permite una oxidación de la

materia orgánica mediante un contacto prolongado entre el agua residual y la biomasa adherida al medio filtrante que comprende de una altura de entre 1.5 y 3 metros. También alcanzando niveles de remoción de  $DBO_5$  de entre 80 y 90 %.

Al no incluir recirculación de lodos en este diseño, el proceso se simplifica y se reduce el equipo necesario para mantener el sistema, lo cual es adecuado en situaciones donde se busca una operación económica y de bajo mantenimiento.

Para el diseño de este filtro, se aplicó el Método NCR (National Research Council), que permite calcular la superficie necesaria del filtro en función de la carga orgánica de 1 a 4  $m^3/m^2.dia$ . Considerando también la eficiencia deseada de remoción de DBO.

#### **3.2.4.5 Desinfección**

Para la etapa de desinfección de la planta de tratamiento de aguas residuales de la comunidad de Santa Lucía, se ha seleccionado la cloración como método de tratamiento final. Debido a que el tren de tratamiento no alcanza la calidad bacteriológica requerida para el cuerpo receptor. La cloración es una técnica ampliamente utilizada debido a su eficacia en la eliminación de microorganismos patógenos y su relativa simplicidad operativa.

Para el diseño del sistema de cloración en Santa Lucía, se consideraron los siguientes parámetros de acuerdo con la ecuación de Collins y Selleck: Dosis de cloro recomendadas de entre 5 y 10 mg/L. Demanda de Cloro se estima una demanda de cloro de 5 mg/L. Tiempo de contacto se recomienda un tiempo de contacto de 15 a 30 minutos. Concentración de Cloro Residual se recomiendan mantener un cloro residual de 0.5 a 1.0 mg/L para asegurar que el efluente permanezca desinfectado.

#### **3.2.4.6 Tratamiento de Lodos (Lecho de Secado)**

El lecho de secado de lodos es la unidad destinada a la deshidratación y disposición de los lodos provenientes del tanque Imhoff de la planta de tratamiento de aguas residuales domésticas diseñada para la comunidad Santa Lucía, en el Municipio de Bella Flor, departamento de Pando.

El principio de funcionamiento de esta unidad se basa en la filtración y evaporación natural del agua contenida en el lodo, permitiendo reducir significativamente su volumen y facilitar su manejo final.

Según la (Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales) el sistema se compone de una cama filtrante estratificada, conformada por una capa superior de arena lavada de 10 cm de espesor, seguida por 20 cm de grava fina de 1 pulgada y una capa inferior de grava gruesa de 1.5 pulgadas con un espesor de 10 cm.

Estas capas actúan de forma conjunta para permitir el paso del agua libre hacia el sistema de drenaje inferior, reteniendo los sólidos y favoreciendo la deshidratación progresiva del lodo.

En la zona superior del lecho se dispone una superficie filtrante construida con tabiques de ladrillo cerámico de 0.20 x 0.20 x 0.05 m, colocados en seco con una separación uniforme de 2 cm entre piezas. Esta disposición facilita la infiltración del agua de los lodos hacia el medio filtrante, al mismo tiempo que proporciona una superficie estable para la acumulación y secado de los mismos.

#### **3.2.4.7 Descarga al Cuerpo Receptor**

El efluente final, una vez que ha superado las etapas de tratamiento primario y secundario en la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR), y cumpliendo con los Límites Máximos Permisibles (LMP) establecidos por la normativa boliviana vigente para la clase de cuerpo receptor, será conducido al sitio de disposición final mediante un Emisario Final. Por medios de tuberías de PVC.

#### **3.2.5 Validación y Alineación con Normativas**

##### **3.2.5.1 Red de Alcantarillado Sanitario**

La red de alcantarillado se diseñó siguiendo todos los lineamientos indicados en la (NB-688). Por lo tanto, el diseño esta alineado con la normativa del país.

##### **3.2.5.2 Planta de Tratamiento de Aguas Residuales**

La planta de tratamiento de aguas residuales si bien el diseño de las unidades se utilizó bibliografía, para la validación de la misma se alinee y valido con los lineamientos del Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica (RMCH) de la Ley 1333 de Medio Ambiente en Bolivia. Que establece disposiciones generales sobre las descargas en cuerpos de aguas.

### ***3.2.6 Planos del Sistema del Alcantarillado Sanitario***

Los planos correspondientes al diseño del sistema de alcantarillado sanitario fueron elaborados utilizando el software AutoCAD, una herramienta de diseño asistido por computadora ampliamente reconocida en el ámbito de la ingeniería. Este software permitió desarrollar representaciones gráficas precisas y detalladas de los componentes del sistema, garantizando la claridad y precisión necesarias para la construcción y supervisión del proyecto.

### ***3.2.7 Presupuesto del Sistema de Alcantarillado Sanitario***

El presupuesto del sistema de alcantarillado sanitario y la planta de tratamiento de aguas residuales fue elaborado utilizando el software especializado Quark, reconocido por su capacidad para gestionar y optimizar la planificación económica de proyectos de infraestructura. Este software permitió realizar un cálculo detallado y preciso de los costos involucrados, asegurando que cada partida estuviera correctamente dimensionada y alineada con las necesidades del proyecto. según la clase a la que corresponda el cuerpo receptor.

## CAPÍTULO IV

### 4 INGENIERÍA DEL PROYECTO

El presente capítulo, denominado Ingeniería del Proyecto, tiene como objetivo presentar el desarrollo técnico del diseño del sistema del alcantarillado sanitario para la comunidad de Santa Lucía. En este apartado, se abordarán los cálculos específicos y los valores obtenidos que respaldan la selección y dimensionamiento de cada componente del sistema, en alineación con los objetivos y normativas establecidos para el proyecto.

#### 4.1 Parámetros de Diseño

La determinación de parámetros de diseño constituye una fase fundamental en el desarrollo del sistema de alcantarillado sanitario para la comunidad de Santa Lucía. Esta sección establece los valores de caudales, cargas contaminantes, y otros factores que serán la base del dimensionamiento de cada componente del sistema.

##### 4.1.1 Caudales de Diseño

Para una visualización más detallada del desarrollo completo, consulte el **Anexo F**.

##### 4.1.1.1 Periodo de Diseño

El periodo de diseño fue establecido acorde a las indicaciones de la (NB-688). Según las indicaciones de la tabla 2.

Por lo tanto, se adoptó como periodo de diseño del sistema de alcantarillado de sanitario es de 20 años.

##### 4.1.1.2 Población de Inicial de Proyecto

Para la determinación de la población inicial del proyecto se realizó mediante encuestas levantadas en la comunidad.

La población en la comunidad es de 368 habitantes, siendo 209 hombres y 159 Mujeres.

##### 4.1.1.3 Índice de Crecimiento Poblacional

El índice de crecimiento se estableció según al Plan Territorial de Desarrollo Integral (PTDI, 2016) del municipio de Bella Flor.

El índice de crecimiento Poblacional se estableció en 4.71 %.

#### **4.1.1.4 Población Futura**

De acuerdo a lo establecido en la (NB-688) se analizó diversos métodos de proyección de población futura, teniendo en cuentas las características de la comunidad por lo tanto para el cálculo de la población futura se adoptó el método geométrico como método de proyección, este método utiliza la población inicial del proyecto, el periodo de diseño y el índice de crecimiento adoptado como se muestra en la siguiente ecuación:

$$P_f = P_0 \left( 1 + \frac{t}{100} \right)^t$$

Remplazando:

$$P_f = 368 \left( 1 + \frac{20}{100} \right)^{4.71} = 924 \text{ habitantes}$$

Por lo tanto, se determinó una población futura de 924 habitantes.

#### **4.1.1.5 Consumo de Agua Actual**

Según la (NB-688) para la determinación de la dotación de agua se determina acorde a la tabla 5. Dependiendo esta del tamaño de la población y de la zona geográfica donde se encuentre ubicada la misma.

Para el proyecto se adoptó un consumo de agua de 90 L/Hab/día.

#### **4.1.1.6 Dotación Futura de Agua**

Según la (NB-688) la dotación futura se debe de calcular utilizando el método geométrico, para el proyecto se adoptó un crecimiento anual de 1% de la dotación inicial y tomando en cuenta el año de horizonte adoptado.

Para el proyecto se determinó que la dotación futura es de 110 L/Hab/día.

#### **4.1.1.7 Determinación del Coeficiente de Retorno**

El coeficiente de retorno es un parámetro que representa la fracción del agua consumida por una población o actividad que retorna al sistema de alcantarillado como aguas residuales. La (NB-688) indica que debe de estar de entre 60 a 80 %.

Para el proyecto se adoptó 80 % como coeficiente de retorno.

#### 4.1.1.8 Cálculo del Caudal de Contribuciones Domesticas $Q_{MD}$

El caudal de contribución doméstico ( $Q_{MD}$ ) debe ser estimado para las condiciones iniciales y finales de operación del sistema. Se calcula utilizando la (Ec. 2). Tomando en cuenta la población y la dotación tanto en condiciones iniciales como en futuras.

Para condiciones iniciales se determinó el caudal medio diario domestico en 0.31 L/s.

Para condiciones finales se determinó el caudal medio diario domestico en 0.94 L/s.

#### 4.1.1.9 Cálculo del Caudal de Contribuciones Industriales $Q_{IND}$

Para el proyecto se no se cuentan con contribuciones industriales por lo tanto no se considera en el cálculo.

#### 4.1.1.10 Cálculo del Caudal de Contribuciones Comerciales $Q_C$

El caudal de contribución comerciales ( $Q_C$ ) debe ser estimado para las condiciones iniciales y finales de operación del sistema. Se calcula utilizando la siguiente ecuación:

$$Q_{comercial} = \frac{C * Cantidad * Consumo}{86400}$$

Tomando en cuenta el coeficiente de retorno, el consumo de agua establecido en el Reglamento Nacional de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias y la cantidad en  $m^2$ . tanto en condiciones iniciales como en futuras.

Para condiciones iniciales se determinó el caudal de contribución comercial en 0.60 L/s.

Para condiciones Finales se determinó el caudal de contribución comercial en 0.60 L/s.

#### 4.1.1.11 Cálculo del Caudal de Contribuciones Instituciones públicas $Q_{IP}$

El caudal de contribución de instituciones públicas debe ser estimado para las condiciones iniciales y finales de operación del sistema. Se calcula utilizando la siguiente ecuación:

$$Q_{comercial} = \frac{C * Cantidad * Consumo}{86400}$$

Tomando en cuenta el coeficiente de retorno, el consumo de agua establecido en el Reglamento Nacional de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias y la cantidad de usuarios de cada institución tanto en condiciones iniciales como en futuras.

Para condiciones iniciales se determinó el caudal de contribución de instituciones públicas en 0.23 L/s.

Para condiciones Finales se determinó el caudal de contribución de instituciones públicas en 0.30 L/s.

#### **4.1.1.12 Cálculo del Caudal de Contribuciones por Infiltración Lineal $Q_{INF}$**

El cálculo del caudal de contribución por infiltración se determina utilizando la siguiente ecuación:

$$Q_{INF} = q_{inf} * L$$

Donde (L) representa la longitud total de la red de tuberías para el proyecto se tiene una longitud total de la red de 11346 metros y ( $q_{inf}$ ) representa el coeficiente de infiltración en tuberías según el material adoptado y el tipo de unión de las mismas como se ve en la tabla 6 para el caso del proyecto se adoptó un valor de 0.00005 L/s/m.

Por lo tanto, para el proyecto se calculó una contribución por infiltración lineal de 0.57 L/s.

#### **4.1.1.13 Cálculo del Caudal de Máximo Horario Doméstico $Q_{MH}$**

El caudal máximo horario doméstico, se debe estimar a partir del caudal medio diario, mediante el uso del coeficiente de punta (M) y para las condiciones inicial y finales del proyecto como se muestra en la (Ec. 9).

Para la determinación del coeficiente de punta se aplicaron los criterios de los coeficientes de variación de caudal  $k_1$  y  $k_2$ .

Donde:

- Coeficiente  $k_1$  este coeficiente varía de entre 1.2 a 1.5 según las características de la población para el proyecto se adoptó un valor de coeficiente  $k_1$  de 1.4.
- El coeficiente  $k_2$  varía según el tamaño de la población como se puede ver en la (tabla 8). Por lo tanto, para el tamaño de la población se adoptó como valor del coeficiente  $k_2$  de 2.

Por lo tanto, utilizando los valores adoptados se determinó que el coeficiente de punta (**M**) tiene un valor de **2.8**.

Posteriormente se aplica el coeficiente de punta (M) al caudal medio diario domestico como se indicó líneas arriba.

Para condiciones iniciales se determinó el caudal máximo horario doméstico en 0.86 L/s.

Para condiciones Finales se determinó el caudal máximo horario doméstico en 2.64 L/s.

#### **4.1.1.14 Cálculo del Caudal de Contribuciones Conexiones erradas $Q_{CE}$**

El caudal por conexiones erradas debe ser del 5 % al 10 % del caudal máximo horario de aguas residuales domésticas. Valores mayores a este rango deben ser justificados por el proyectista. Para el proyecto se adoptó como un valor de 5 %.

Por lo tanto, obtenemos:

Para condiciones iniciales se determinó el caudal por conexiones erradas en 0.04 L/s.

Para condiciones Finales se determinó el caudal por conexiones erradas en 0.13 L/s.

#### **4.1.1.15 Cálculo del Caudal de Diseño de La Red de Alcantarillado $Q_{DT}$**

Este caudal representa el flujo máximo esperado que la red de alcantarillado debe manejar en condiciones de operación regular, considerando tanto los caudales domésticos como los incrementos adicionales debidos a factores como infiltración, conexiones erradas y las descargas concertadas. Dicho caudal se puede calcular utilizando la (Ec. 10) tomando en cuenta todos los valores antes calculados, este caudal debe de calcularse para condiciones Iniciales y Finales del Proyecto.

Para condiciones iniciales se determinó el caudal de diseño para la red en 2.29 L/s.

Para condiciones Finales se determinó el caudal de diseño para la red en 5.17 L/s.

#### **4.1.1.16 Cálculo del Caudal Máximo Horario de Diseño Para la PTAR.**

Para el cálculo del caudal máximo horario de diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales es necesario considerar de manera integral los aportes provenientes de diferentes fuentes. Estos incluyen los aportes por caudal máximo horario doméstico, el caudal

de infiltración, las conexiones erradas y las descargas concentradas como se muestra en la (Ec. 31).

Este caudal será el mismo que el caudal diseño para la red de alcantarillado y debe de considerarse como el caudal que es proyectado al año de horizonte del proyecto para que las estructuras tengan un correcto dimensionamiento.

por lo tanto, tenemos que el caudal máximo de diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales es de 5.17 L/s.

#### **4.1.1.17 Cálculo del Caudal Promedio de Diseño Para la PTAR**

Para el cálculo del caudal promedio de diseño con el cual debe dimensionarse la planta de tratamiento de aguas residuales, es necesario considerar de manera integral los aportes provenientes de diferentes fuentes. Estos incluyen los aportes por caudal máximo horario doméstico, el caudal de infiltración, las conexiones erradas y las descargas concentradas como se muestra en la (Ec. 32).

Este caudal debe de considerarse como el caudal que es proyectado al año de horizonte del proyecto para que las estructuras tengan un correcto dimensionamiento.

por lo tanto, tenemos que el caudal promedio de diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales es de 2.53 L/s.

#### **4.1.1.18 Cálculo del Caudal Mínimo de Diseño Para la PTAR**

el caudal mínimo se calcula aplicando un coeficiente de variación  $k_3$  al caudal promedio de diseño como se muestra en la (Ec. 33). Este coeficiente de variación diaria mínima suele oscilar entre 0.4 y 0.6. Para el proyecto de adopto como valor del coeficiente  $k_3$  un valor de 0.5.

Por lo tanto, tenemos que el caudal mínimo de diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales es de 1.27 L/s.

#### **4.1.1.19 Resumen de Los Caudales de Diseño Para la Red de Alcantarillado Sanitario**

A continuación, la tabla 34 se presenta un resumen de los caudales de diseños establecidos para la red de alcantarillado sanitario.

**Tabla 34***Resumen de Los Caudales de Diseño de la Red de Alcantarillado Sanitario*

<b>Caudales de Diseño Para la Red de Alcantarillado Sanitario</b>			
<b>Parámetro</b>	<b>Ecuación</b>	<b>Valor</b>	<b>Fuente</b>
Población Inicial	-	368 Hab	Encuestas
Índice de Crecimiento	-	4.71 %	PTDI (Bella -Flor)
Periodo de Diseño	-	20 Años	NB-688.
Población Inicial	$P_f = P_0 \left(1 + \frac{t}{100}\right)^t$	924 Hab	NB-688. Método Geométrico
Dotación Inicial de Agua	-	90 L/Hab/día	NB-688
Variación anual de dotación	-	1 %	NB-688
Dotación Futura de Agua	$D_f = D_0 \left(1 + \frac{d}{100}\right)^t$	110 L/Hab/día	NB-688. Método Geométrico
Coficiente de Retorno	-	80 %	NB-688
Coficiente de Punta	$M = k_1 * k_2 = 1.4 * 2$	2.8	NB-688
Caudal Medio Diario Domestico	$Q_{MD} = \frac{C * P * Dot}{86400}$	0.94 L/s	NB-688
Caudal Máximo Horario Domestico	$Q_{MH} = M * Q_{MD}$	2.64 L/s	NB-688
Caudal por infiltración Lineal	$Q_{INF} = q_{inf} * L$	0.57 L/s	NB-688
Caudal de Conexiones Erradas	$Q_{CE} = 5 \% * Q_{MH}$	0.13 L/s	NB-688
Caudal de Descargas Concentradas	$\sum Q_{DC} = Q_{Ip} + Q_{com} + Q_{ind}$	0.89 L/s	NB-688
Caudal de Diseño	$Q_{DT} = Q_{MH} + Q_{INF} + Q_{CE} + \sum Q_{DC}$	5.17 L/s	NB-688

*Nota.* Elaboración propia.

#### 4.1.1.20 Resumen de los Caudales de Diseño Para la PTAR

A continuación, la tabla 35 se presenta un resumen de los caudales de diseños establecidos para la planta de tratamiento de aguas residuales.

**Tabla 35**

*Resumen de Los Caudales de Diseño Para la Planta de Tratamiento de Agua Residual*

<b>Parámetros de Diseño Para la Planta de Tratamiento de Agua Residual</b>			
<b>Parámetro</b>	<b>Ecuación</b>	<b>Valor</b>	<b>Fuente</b>
Periodo de Diseño	-	20 Años	NB-688.
Coefficiente Para Caudal Mínimo	$k_3$	0.50	NB-688
Caudal Medio Diario Domestico	$Q_{MD} = \frac{C * P * Dot}{86400}$	0.94 L/s	NB-688
Coefficiente de Punta	$M = k_1 * k_2 = 1.4 * 2$	2.8	NB-688
Caudal Máximo Horario Domestico	$Q_{MH} = M * Q_{MD}$	2.64 L/s	NB-688
Caudal por infiltración Lineal	$Q_{INF} = q_{inf} * L$	0.57 L/s	NB-688
Caudal de Conexiones Erradas	$Q_{CE} = 5 \% * Q_{MH}$	0.13 L/s	NB-688
Caudal de Descargas Concentradas	$\sum Q_{DC} = Q_{Ip} + Q_{com} + Q_{ind}$	0.89 L/s	NB-688
Caudal Máximo Horario de Diseño PTAR	$Q_{Max} = Q_{MH} + Q_{INF} + Q_{CE} + \sum Q_{DC}$	5.17 L/s	Bibliografía
Caudal Promedio de Diseño PTAR	$Q_p = Q_{MD} + Q_{ce} + Q_{inf} + \sum Q_{Dc}$	2.53 L/s	Bibliografía
Caudal Mínimo de Diseño PTAR	$Q_{min} = Q_{promedio} * K_3$	1.27 L/s	Bibliografía

*Nota.* Elaboración propia.

#### 4.1.2 Cantidad y Calidad del Agua Residual Cruda

Tomando en cuenta que el periodo de diseño para el que es calculado la planta es de 20 años.

La cantidad de agua residual fue establecida en los puntos de arriba, llamados caudales de diseño. La calidad de agua se determinó mediante análisis de laboratorios estos análisis se pueden ver de manera más detallada en el **Anexo C**.

Las muestras se recolectaron siguiendo protocolos estandarizados para garantizar su representatividad y evitar contaminaciones cruzadas. Los análisis se llevaron a cabo en laboratorio, utilizando métodos aprobados por la normativa nacional NB-512.

Los valores más importantes a tener en cuenta para el diseño se pueden ver en la tabla 36.

**Tabla 36**

*Resultados del Análisis Físico-Químico-Bacteriológico del Agua Residual Cruda*

<b>Parámetro Analizado</b>	<b>Resultado</b>	<b>Unidades</b>	<b>Método</b>
Bacterias Coliformes Termorresistentes	6.0 x 10 <sup>6</sup>	U.F.C/100 ml	NB 31004
Solidos Suspendidos Totales	168.00	Mg /Litro	SM 2540 D
DBO <sub>5</sub>	325.00	Mg O <sub>2</sub> /Litro	SM 5210 B
DQO	615.00	Mg O <sub>2</sub> /Litro	SM 5220 B
pH (T=25.0 °C)	6.78	---	SM 4500-H* B
Fosforo Total	15.01	Mg P/Litro	SM 4500-P C
Nitrógeno Total Kjeldahl	90.00	Mg N/Litro	SM 4500-Norg C

*Nota.* Características principales a considerar de las aguas residuales crudas.

### ***4.1.3 Cantidad y Calidad del Cuerpo Receptor***

#### **4.1.3.1 Cantidad de Agua en el Cuerpo Receptor**

La medición del caudal se llevó a cabo en el arroyo Santa Lucía, que será el cuerpo receptor para la descarga de las aguas tratadas provenientes de la planta de tratamiento. Para determinar el caudal de este cuerpo receptor, se utiliza el método del flotador ver figura 38, realizándolo en el puente alcantarilla ubicado en la carretera. Este procedimiento implica determinar el área mojada y seleccionar un tramo con longitud homogénea a lo largo del puente, de acuerdo con las indicaciones del método. Se realizaron múltiples lanzamientos del flotador para obtener un tiempo promedio de recorrido y de esta manera obtener resultados más fiables.

#### **Figura 38**

##### *Medición De Caudal*



*Nota.* Elaboración propia. La siguiente figura muestra cómo se realizó la medición del caudal mediante el método del flotador.

Una vez determinado el tiempo promedio de recorrido del flotador en el tramo seleccionado, se procedió a calcular la velocidad del flujo del arroyo Santa Lucía. La velocidad se obtuvo mediante la relación entre la longitud del tramo y el tiempo promedio, asegurando que el cálculo refleje condiciones estables y homogéneas en el flujo.

Con la velocidad del flujo determinada, se aplicó la ecuación de continuidad para calcular el caudal del cuerpo de agua. Este procedimiento implicó multiplicar la velocidad promedio del flujo por el área mojada del tramo, previamente definida durante la medición.

El resultado del cálculo arrojó un caudal de 11.08 L/s. Para el arroyo Santa Lucía, el cual servirá como cuerpo receptor para la descarga del efluente tratado de la planta de tratamiento.

Para una visualización más detallada del desarrollo completo, consulte el **Anexo E**.

#### 4.1.3.2 Calidad de Agua del Cuerpo Receptor

La calidad de agua se determinó mediante análisis de laboratorios estos análisis se pueden ver de manera más detallada en el **Anexo C**.

Las muestras se recolectaron siguiendo protocolos estandarizados para garantizar su representatividad y evitar contaminaciones cruzadas. Los análisis se llevaron a cabo en laboratorio, utilizando métodos aprobados por la normativa nacional NB-512.

Los valores más importantes a tener en cuenta para el diseño se pueden ver en la tabla 37. La caracterización detallada del arroyo Santa Lucía proporciona una base sólida para el diseño y operación de la planta de tratamiento de aguas residuales, asegurando que las descargas cumplan con los estándares ambientales.

**Tabla 37**

*Resultados del Análisis Físico-Químico-Bacteriológico del Agua del Cuerpo Receptor*

<b>Parámetro Analizado</b>	<b>Resultado</b>	<b>Unidades</b>	<b>Método</b>
Bacterias Coliformes Termorresistentes	2.2 x 10 <sup>3</sup>	U.F.C/100 ml	NB 31004
Solidos Suspendidos Totales	11.00	Mg /Litro	SM 2540 D
DBO <sub>5</sub>	5.00	Mg O <sub>2</sub> /Litro	SM 5210 B
DQO	1.00	Mg O <sub>2</sub> /Litro	SM 5220 B
pH (T=25.0 °C)	5.96	---	SM 4500-H* B
Fosforo Total	0.24	Mg P/Litro	SM 4500-P C
Nitrógeno Total Kjeldahl	0.50	Mg N/Litro	SM 4500-Norg C

*Nota.* Características principales a considerar de la calidad de agua del cuerpo receptor.

#### 4.1.4 Clasificación del Cuerpo Receptor

El arroyo Santa Lucía, designado como cuerpo receptor para la descarga de aguas residuales tratadas de la planta de tratamiento, se clasifico para el proyecto como Clase "C" conforme al Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica (RMCH) de la Ley 1333 de Medio Ambiente en Bolivia. Esta clasificación responde a las características físico-químicas y microbiológicas observadas en el arroyo, en particular, su elevada concentración de coliformes termorresistentes, indicador de una significativa contaminación microbiológica.

La clasificación del arroyo Santa Lucía en Clase "C" guía el proceso de diseño, operación y monitoreo de la planta de tratamiento.

Por lo tanto, el mismo reglamento indica los parámetros límites permisibles establecidos para esta clase de cuerpo de agua ver tabla 38. Esto asegurará que la descarga cumpla con los límites de contaminación permitidos, mitigando el impacto en la calidad del agua del arroyo y minimizando riesgos ambientales y sanitarios.

**Tabla 38**

*Límites Máximos Admisibles de Parámetros en Cuerpo Receptores*

<b>Parámetro</b>	<b>Unidad</b>	<b>Ley 1333 Clase "C"</b>
Bacterias Coliformes Termorresistentes	U.F.C/100 ml	< 5000 < 1000 En 80% de las muestras
Solidos Suspendidos Totales	Mg /Litro	< 60
DBO <sub>5</sub>	Mg O <sub>2</sub> /Litro	< 20
DQO	Mg O <sub>2</sub> /Litro	< 40
pH (T=25.0 °C)	---	6 - 9
Fosforo Total	Mg P/Litro	No Aplica
Nitrógeno Total Kjeldahl	Mg N/Litro	No Aplica

*Nota.* Límites máximos admisibles para cuerpos receptores de clase "C" (RMCH, 1992).

UFC: Unidad Formadora de Colonias

## **4.2 Diseño de la Red de Alcantarillado Sanitario**

El diseño de la red de alcantarillado sanitario para la comunidad de Santa Lucía está fundamentado en la (Norma Boliviana NB 688, 2007), la cual regula las especificaciones técnicas de los sistemas de alcantarillado en Bolivia, asegurando su eficiencia y sostenibilidad a largo plazo. Este sistema se ha diseñado para operar principalmente por gravedad, aprovechando la topografía del terreno, aunque debido a las mismas condiciones topográficas se tiene una estación de bombeo, por lo tanto, se contempla los siguientes elementos:

### **4.2.1 *Análisis Topográfico***

El análisis de la topografía de la comunidad de Santa Lucía es un paso fundamental en el diseño del sistema de alcantarillado sanitario, ya que el sistema se basa en el uso de pendientes naturales para el transporte gravitacional de aguas residuales. Este análisis permite identificar las características del terreno, las pendientes, y otros elementos topográficos críticos que determinan el trazado y diseño de las redes de alcantarillado y la disposición final de las aguas tratadas.

#### **4.2.1.1 Visita de Reconocimiento y Planificación**

Para iniciar el análisis topográfico, se llevó a cabo una visita preliminar de reconocimiento en la zona de estudio. Durante esta visita, se identificaron las áreas de mayor densidad poblacional, las posibles áreas de expansión futura, y las zonas que se consideran estratégicas para la implementación de la red de alcantarillado, según lo proyectado en el plan maestro de desarrollo urbano del municipio.

El reconocimiento incluyó:

- Identificación de las vías principales y accesos a la comunidad.
- Observación de puntos críticos para el sistema de drenaje, incluyendo áreas bajas que puedan requerir estaciones de bombeo.
- Registro de obstáculos topográficos significativos, como quebradas, y la división de aguas que afecta el flujo natural del terreno.

#### **4.2.1.2 Levantamiento Topográfico con Estación Total**

Con base en los datos recopilados durante la visita, se realizó un levantamiento topográfico utilizando una estación total de alta precisión. Este equipo permite medir con exactitud las distancias, ángulos y elevaciones, capturando la información necesaria para generar un modelo detallado del terreno.

El levantamiento partió de puntos de referencia georreferenciados, conocidos como Bench Marks (BMs), que fueron utilizados en la construcción de la carretera Cobija-Puerto Rico. Estos puntos de referencia, conocidos por su precisión y estabilidad, proporcionaron una base sólida para garantizar la exactitud del levantamiento y la integración con otras infraestructuras existentes.

#### **4.2.1.3 Generación de la Superficie Digital Del Terreno**

Una vez recopilados los datos topográficos, se procedió a la creación de un modelo digital del terreno utilizando software especializado, como AutoCAD. Este modelo digital facilita la visualización y análisis detallado de la topografía, permitiendo identificar las pendientes y la dirección natural de escurrimiento de las aguas.

La generación de curvas de nivel en el modelo digital proporcionó una representación gráfica de la elevación y pendientes del terreno, lo que permite:

- Determinar la viabilidad de un sistema de flujo por gravedad.
- Identificar las zonas que requieren tratamiento especial, como estaciones de bombeo en áreas donde el flujo gravitacional no es posible.

#### **4.2.1.4 Identificación de Divisoria de Aguas**

El análisis de las curvas de nivel en el modelo digital reveló la existencia de una divisoria de aguas que atraviesa la comunidad. Esta divisoria representa una línea en el terreno donde las aguas superficiales tienden a escurrir en direcciones opuestas. Este fenómeno geográfico afecta directamente el diseño del sistema de alcantarillado, ya que implica que las aguas residuales de ciertas zonas no pueden fluir naturalmente hacia la planta de tratamiento sin ser elevadas a través de un sistema de bombeo.

#### **4.2.1.5 Integración de Datos Topográficos en el Diseño de la Red**

El análisis topográfico permitió definir la distribución de las tuberías, la ubicación de pozos de inspección, asegurando que el diseño respete las condiciones naturales del terreno. Esta integración de los datos topográficos en el diseño técnico de la red de alcantarillado garantiza que el flujo se mantenga dentro de los parámetros recomendados por la normativa.

Para una visualización más detallada del levantamiento topográfico, consulte el **Anexo A**.

#### **4.2.2 Tipo de Sistema de Alcantarillado**

Para el proyecto se adoptó como tipo de alcantarillado el alcantarillado de tipo convencional.

#### **4.2.3 Caudal de Diseño**

Los caudales de diseño han sido establecidos en el subtítulo de parámetros de diseño se puede observar de manera resumida en la tabla 34.

#### **4.2.4 Criterios Aplicados al Diseño**

Los criterios aplicados al diseño han sido establecidos según los lineamientos de la (NB-688, 2007).

##### **4.2.4.1 Ecuación de Empleada para el calculo**

Para el cálculo hidráulico se utilizó la ecuación de Manning. Tomando en cuenta las indicaciones de la normativa nacional.

$$Q = \frac{0.312}{n} * D^{\frac{8}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

##### **4.2.4.2 Diámetro Mínimo**

Para el diseño se adoptó como diámetro mínimo tuberías de 150 mm.

##### **4.2.4.3 Coeficiente de Rugosidad**

El coeficiente de rugosidad de Manning (n) se adoptó con valor de 0.013. esto debido a la biopelícula que se forma en el fondo de las tuberías independientemente del material utilizado

#### 4.2.4.4 Material de Tuberías

El material adoptado para el proyecto es el de tuberías de PVC. Esto debido a las cualidades que tiene este material.

#### 4.2.4.5 Tensión Tractiva

La tensión tractiva adoptada para adoptada es de 1 Pa. Para cada tramo. Aunque en tramos iniciales se puede adopto un valor mínimo de 0.60 Pa. Conforme a las indicaciones de la normativa.

#### 4.2.4.6 Pendiente Mínima

La pendiente mínima se adoptó tomando un valor para la relación de caudales (inicial/futuro).

La (NB-688, 2007) recomienda que la pendiente minima se debe de determinar para garantiza la condicion de autolimpieza de la tuberia, para la etapa inicial de proyecto, de acuerdo a la siguiente relacion de caudales:

$$\frac{Q_P}{Q_{II}} = 0.15$$

Donde:

$Q_P$  Caudal de aporte medio diario inicial del proyecto (sección parcialmente llena).

$Q_{II}$  Capacidad de la tubería para caudal futuro (sección llena).

Utilizando dicha relación de caudales y aplicando los valores adoptados de coeficiente de rugosidad, densidad, gravedad, tensión tractiva adoptados, la (NB-688) presenta la tabla 39. En la cual se pueden observar la las pendientesminumas admisibles para los diferentes diametros adoptados.

**Tabla 39***Pendiente Mínima Admisible Para  $Qp/Qll = 0,15$* 

Diámetro (D)		Pendiente (S)	Sección llena	
			Velocidad	Caudal
Pulgadas	Metros	o/oo	m/s	L/s
4	0.10	6.68	0.54	4.22
6	0.15	4.46	0.58	10.17
8	0.20	3.34	0.60	18.96
10	0.25	2.67	0.63	30.75
12	0.30	2.23	0.65	45.65

*Nota.* NB-688.**4.2.4.7 Pendiente Maxima Admisible**

La pendiente máxima admisible en el proyecto es considerada para una velocidad final en tubería de 5 m/s.

**4.2.4.8 Tirante Máxima de Agua**

El tirante máximo de agua debe de ser siempre calculados admitiendo un escurrimiento en régimen uniforme y permanente, siendo su valor máximo igual o inferior a 75 % del diámetro del colector.

**4.2.5 Disposiciones Constructivas del Diseño****4.2.5.1 Recubrimiento mínimo a la cota clave**

Los valores mínimos permisibles de recubrimiento de los colectores se definen en la tabla 40. según las indicaciones de la normativa.

**Tabla 40***Profundidad mínima de colectores*

Ubicación	Profundidad a la clave del colector (m)
Vías peatonales o zonas verdes	0,75
Vías vehiculares	1,00

*Nota.* NB-688.

Por lo tanto, la profundidad mínima de recubrimiento adoptada para el proyecto es de 1 m. En vías vehicular, aunque en los tramos que se tienen dentro de los lotes la profundidad mínima asumida es de 0.80 m.

#### **4.2.5.2 Profundidad Máxima de los Colectores**

Según la normativa nacional la profundidad máxima admisible de los colectores es de 5 m. Aunque debido a las condiciones topográficas del terreno en el diseño de la red se tuvo una profundidad máxima de 5.86 m. que es permitido según la normativa nacional siempre y cuando se garanticen las condiciones geotécnicas y de seguridad.

#### **4.2.5.3 Ubicación de Colectores**

Los colectores han sido ubicados en el eje de las vías como lo indica en la normativa nacional, aunque en determinado tramo debido a las condiciones topográficas y con el fin de minimizar costos se procedió a realizar la ubicación de tramos dentro de algunos lotes.

#### **4.2.5.4 Elementos de Inspección**

##### **4.2.5.4.1 *Ubicación de las Cámaras De Inspección***

Las cámaras de inspección se ubicaron en la unión de dos o más tramos, en cambios de dirección, en cambios de pendientes y en donde se realicen cambios de diámetros.

##### **4.2.5.4.2 *Distancia Entre Cámaras de Inspección***

La distancia entre cada elemento de inspección se estableció en como máximo 70 metros debido a que para el proyecto se considera que la limpieza y el mantenimiento se realizara de forma manual.

##### **4.2.5.4.3 *Dimensiones de Cámaras de Inspección***

Las dimensiones de las cámaras de inspección tendrán un diámetro interno mínimo de 1.20 metros y el diámetro mínimo de la boca de ingreso a la cámara será de 0.60 metros.

##### **4.2.5.4.4 *Cámaras Con Caída***

Para desniveles superiores a 0,75 metros se instalarán tuberías de caída que unan el colector con el fondo de la cámara mediante un codo de 90°.

#### **4.2.6 *Dimensiones del Ancho de Zanja***

Las dimensiones mínimas del ancho de zanjas para diferentes diámetros de colectores se presentan en la tabla 41.

Esto debe de considerarse según el diámetro de la tubería del tramo, la profundidad de excavación y si utilizaran entibados.

**Tabla 41**

*Dimensiones mínimas de zanja*

Diámetro (mm)	Profundidad de excavación					
	Hasta 2 m		De 2 m a 4 m		De 4 m a 5 m	
	Anchos de zanja					
	s/entibado	c/entibado	s/entibado	c/entibado	s/entibado	c/entibado
100	0,50	0,60	0,65	0,75	0,75	0,95
150	0,60	0,70	0,70	0,80	0,80	1,00
200	0,65	0,75	0,75	0,85	0,85	1,05

Nota. NB-688.

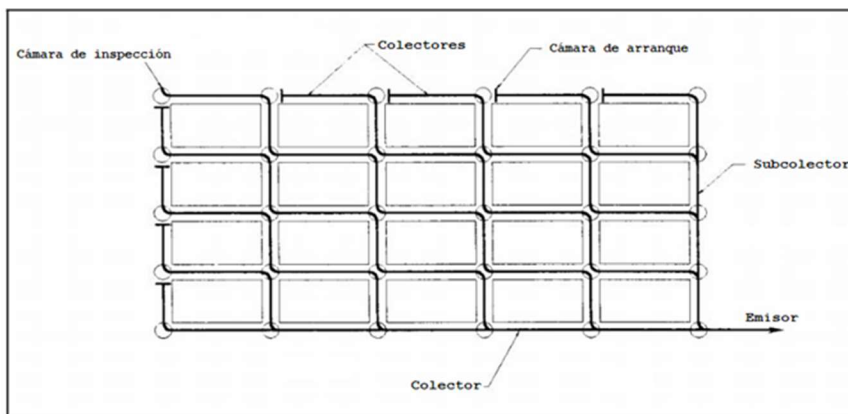
#### 4.2.7 Trazado de Red de Alcantarillado

El trazado de la red de alcantarillado se realizó siguiendo la topografía de la zona con el fin de minimizar los costos, en el trazado se buscó siempre llevar el punto más alto al más bajo siguiente aprovechar al máximo la pendiente natural del terreno.

Para el caso del proyecto se puede decir que se adoptó como idea de trazado el trazado de tipo bayoneta ver figura 39.

**Figura 39**

*Trazado Tipo Bayoneta*



Nota. Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento: alcantarillado sanitario

#### **4.2.8 Diseño de Estación de Bombeo**

El diseño de una estación de bombeo en sistemas de alcantarillado sanitario es esencial cuando las condiciones topográficas impiden el flujo gravitacional continuo, como ocurre en terrenos planos o áreas divididas por una divisoria de aguas, como en la comunidad de Santa Lucía. La estación de bombeo garantiza que las aguas residuales sean elevadas a un nivel adecuado para continuar su transporte hacia el sistema de tratamiento o descarga.

Para el cálculo, dimensionamiento y selección de la estación de bombeo se utilizó el software **AquaBombeo**, proporcionado por los desarrolladores del software AquaSystems Networks.

Para una visualización más detallada del desarrollo completo, consulte el **Anexo F**.

A continuación, se detalla el proceso técnico del diseño:

##### **4.2.8.1 Ubicación de la Estación de Bombeo**

La ubicación de la estación de bombeo es clave para garantizar un funcionamiento eficiente. Se selecciona un punto en la cota más baja y donde las profundidades de los colectores sean considerables.

Criterios para la selección de la ubicación:

- Proximidad al área de recolección de aguas residuales para minimizar la longitud de las tuberías de impulsión.
- Acceso adecuado para mantenimiento y operación.
- Disponibilidad de espacio para la instalación de equipos y sistemas auxiliares.
- Reducción del impacto ambiental y de riesgos para áreas cercanas.

##### **4.2.8.2 Cálculo del Caudal de Bombeo**

El dimensionamiento de la estación de bombeo se basa en los parámetros hidráulicos, principalmente el caudal de diseño y la altura dinámica total. Estos valores determinan las características de las bombas y el diseño de los sistemas asociados.

Para el caudal de bombeo se considera el caudal de diseño calculado para el sistema de alcantarillado afluente a la estación de bombeo, es decir la cantidad de aguas residuales que llegan al cárcamo.

En el caso del proyecto se pudo determinar que el caudal de afluente al cárcamo es de 2.70 L/s. Aunque por razones de seguridad se adoptó como caudal de bombeo un valor de 3.00 L/s.

#### **4.2.8.3 Cálculo de La Curva del Sistema**

Para la determinación de la curva del sistema se utilizó el software AquaBombeo.

##### **4.2.8.3.1 Cálculo de la Altura Dinámica Total**

El cálculo de la altura Dinámica total es el proceso mediante el cual se determina la energía necesaria para elevar un fluido desde un punto de succión hasta el punto de descarga en un sistema de bombeo, considerando tanto la diferencia de altura como las pérdidas de energía a lo largo del sistema. Este parámetro es esencial para seleccionar adecuadamente las bombas en estaciones de bombeo, ya que define la capacidad requerida para superar las resistencias hidráulicas del sistema.

$$H_{DT} = H_e + H_f + H_{ac}$$

Donde:

- $H_{DT}$  Altura dinámica total en metros.
- $H_e$  Altura estática en metros.
- $H_f$  Pérdidas por fricción en metros.
- $H_{ac}$  Pérdidas por accesorios en metros.

##### **4.2.8.3.2 Altura Estática**

Es la diferencia de elevación entre el nivel de succión y el punto de descarga del sistema. Este componente es independiente del flujo y representa la energía mínima necesaria para vencer la gravedad.

Para el proyecto la altura estática a vencer es de 10.23 metros. Dicha distancia va desde el punto de succión de la bomba hasta la cámara de inspección que recibirá el caudal de bombeo.

### 4.2.8.3.3 Cálculo de Pérdidas Por Fricción y Accesorios

Para la determinación de estas pérdidas de carga se utilizó el software antes mencionado en el cual se asigna las características del material, la longitud de bombeo y los accesorios.

La longitud de bombeo es de 380 metros.

### 4.2.8.3.4 Curva del Sistema

Para la determinación de la curva se asignan todos los valores antes mencionados en la interfaz del software como ser el caudal de bombeo, la altura estática, la longitud de bombeo, pérdidas por accesorios, el diámetro de impulsión, el coeficiente de rugosidad y la eficiencia asignada como se muestra en la figura 40.

**Figura 40**

*Determinación de la Curva del Sistema*

**Determinación de la Curva del Sistema**

Altura de Succión    Presión de Vapor    Longitud Equivalente    Esquema

**Caudal Máximo Diario**  lts/seg  
**Horas de Bombeo**  horas  
**Caudal de Bombeo** **3.00** lts/seg

**Elevación topográfica**  m. s. n. m.  
**Presión de vapor**  m

**Verificaciones**  
 Altura máxima de succión **10.05 m**  
 Sumergencia mínima **0.50 m**  
 Velocidad de succión **0.66 m/seg**  
 Velocidad de impulsión **0.66 m/seg**

**DATOS Eficiencia**  
 Eficiencia de la bomba elegida  %  
 Eficiencia del Motor  %

Succión			Impulsión		
<b>Altura de succión</b>	<input type="text" value="-0.1"/> m		<b>Altura de impulsión</b>	<input type="text" value="10.234"/> m	
Longitud tubería de succión	<input type="text" value="0.1"/> m		Longitud tubería de impulsión	<input type="text" value="380"/> m	
Diámetro succión	<input type="text" value="3"/> plg		Diámetro impulsión	<input type="text" value="3"/> plg	
Coefficiente de Rugosidad	<input type="text" value="140"/>		Coefficiente de Rugosidad	<input type="text" value="140"/>	
Accesorios	L. Equivalente	Número	Accesorios	L. Equivalente	Número
Entrada	2	1	Reducción concéntrica		
Válvula de pie			Válvula check	3.6	1
Unión universal			Unión universal	0.5	4
Codo 90			Codo 90	3.9	2
Válvula check			Codo 45	1.8	1
Válvula compuerta			TEE	0.9	1
Reducción excéntrica			Válvula de protección		
			Válvula exp./ adm. aire	0.5	1
			Válvula compuerta	0.0498	1
			Salida		
			CODO 90 ACERO	2.5	2
<b>Total Longitud Equivalente</b>	<b>2.0</b>	<b>metros</b>	<b>Total Longitud Equivalente</b>	<b>21.6</b>	<b>metros</b>

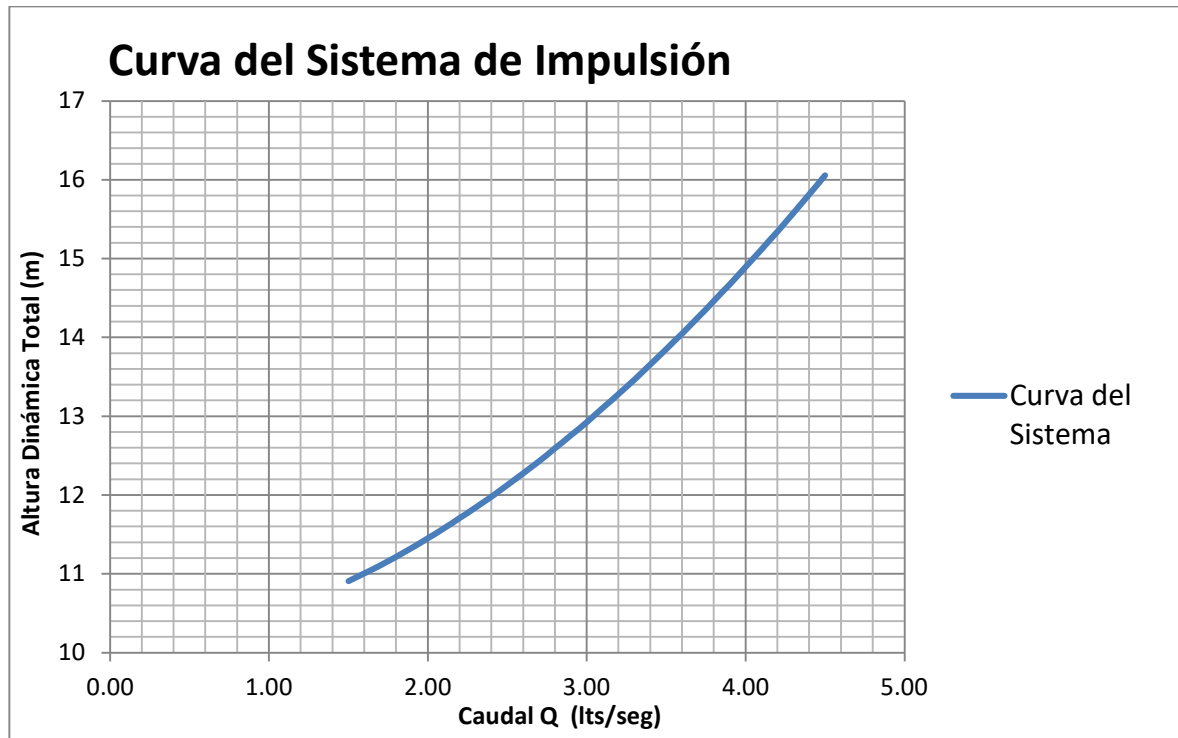
**Resultados**  
**Altura Dinámica Total**  m    **CNPS disponible**  m    **Potencia del Motor**  hp

*Nota.* Interfaz del software AquaBombeo

Luego de haber asignado todos los valores necesarios se procede a realizar la corrida del software, el cual nos otorgara la curva del sistema ver figura 41.

**Figura 41**

*Curva del Sistema*



*Nota.* Software AquaBombeo

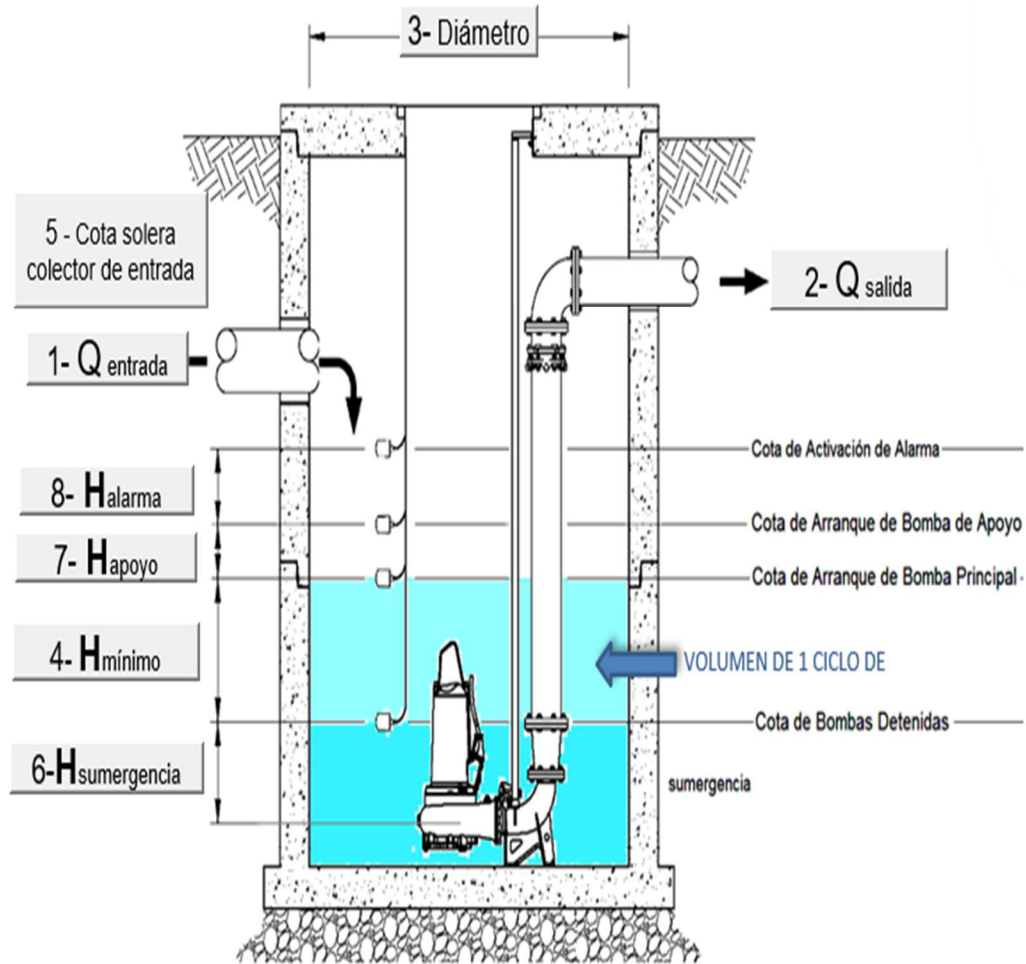
El mismo Software nos brinda la altura dinámica total con valor de 12.93 metros. La potencia mínima requerida de la bomba igual a 1 hp.

#### 4.2.8.4 Dimensionamiento del Cárcamo de Bombeo

Para el dimensionamiento del cárcamo de bombeo se siguió los lineamientos establecidos por la (NB-688) además de las consideraciones geométricas y de elevaciones ver figura 42.

**Figura 42**

*Esquema de la Estación de Bombeo*



*Nota.* Software AquaBombeo

Teniendo en cuenta las condiciones establecidas tanto por la normativa como por el diseño del mismo cárcamo de bombeo a continuación, se presenta un resumen del cálculo y las consideraciones que se tuvieron en cuenta en el dimensionamiento del cárcamo de bombeo ver tabla 42.

**Tabla 42***Dimensionamiento del Cárcamo de Bombeo*

<b>Ciclo de Bombeo y Dimensiones del Pozo de Bombeo</b>			
<b>Parámetro</b>	<b>Ecuación</b>	<b>Valor</b>	<b>Fuente</b>
Tiempo de retención	T	15 minutos	De 15 a 30 según NB-688
Ciclos por hora Propuesto	-	2 ciclos	De 2 a 8 Según la NB-688.
Caudal de Bombeo	Q <sub>b</sub>	3 L/s	Calculo propio
Volumen Mínimo	$V = \frac{T * Q_b}{4}$	0.68 m <sup>3</sup>	NB-688.
Diámetro del pozo húmedo	D	1.35 m.	Criterio Propio.
Altura por ciclo	h	0.60 m.	Altura mínima según la NB-688
Volumen de 1 ciclo	$V = \left(\frac{\pi * D^2}{4}\right) * h$	0.86 m <sup>3</sup>	Calculo propio
<b>Cotas del Pozo y los Flotadores</b>			
Cota terreno	C <sub>t</sub>	222.14 msnm	-
Cota solera colector de entrada	C <sub>e</sub>	216.27 msnm	-
Diámetro de Impulsión	D	3.0 pulg.	Criterio propio
Altura de Alarma	H <sub>a</sub>	0.30 m	NB-688
Altura de bomba de apoyo	H <sub>apo</sub>	0.15 m	NB-688
Altura de sumergencia	H <sub>s</sub>	0.20 m	Mínimo 2.5*D. Según la NB-688.
Altura del eje de la bomba sobre la solera del pozo	H <sub>jb</sub>	0.20	Criterio propio
Cota de instalación del eje de la bomba respecto al terreno	$C_{ins} = C_e - h - H_a - H_e - H_s$	215.02 msnm	Calculo propio
Cota solera del pozo	$C_{sol} = C_{ins} - H_{jb}$	214.82 msnm	Calculo propio
Cota de bombas apagadas	$C_{Boff} = C_{ins} + H_s$	215.22 msnm	Calculo propio
Cota encendido de bomba principal	$C_{Bprinc} = C_{Boff} + h$	215.82 msnm	Calculo propio
Cota encendido de bomba de apoyo	$C_{Bapoyo} = C_{Bprinc} + H_{apo}$	215.97 msnm	Calculo propio
Cota de activación de alarma	$C_{alar} = C_{Bapoyo} + H_a$	216.27 msnm	Calculo propio
Altura total del Pozo	$H_T = C_t - C_{sol}$	7.32 m	Calculo propio

Nota. Elaboracion Propia.

#### 4.2.8.5 Datos de la Tubería de Impulsión

Para el cálculo de la tubería de impulsión se utilizó las indicaciones de la normativa nacional, debiendo esta cumplir con las consideraciones necesarias en la tabla 43. Se puede observar un resumen de las ecuaciones y los procedimientos adoptados.

**Tabla 43**

*Datos de la Tubería de Impulsión*

Parámetro	Ecuación	Valor	Fuente
Caudal de Bombeo	$Q_b$	3 L/s	Calculo propio
Diámetro de Impulsión	$D$	3.0 pulg.	Criterio propio
Velocidad de Impulsión	$V = \frac{4 * Q_b}{\pi * D^2}$	0.66 m/s	De 0.60 a 2.5 según NB-688

*Nota.* Elaboracion Propia.

#### 4.2.8.6 Selección de Bomba

La selección de las bombas en una estación de bombeo es un proceso crítico para garantizar el transporte eficiente y seguro de las aguas residuales desde un punto de recolección hasta el siguiente tramo del alcantarillado, para el proyecto se adoptaron bombas sumergibles que son las más utilizadas para el manejo de las aguas residuales a nivel mundial.

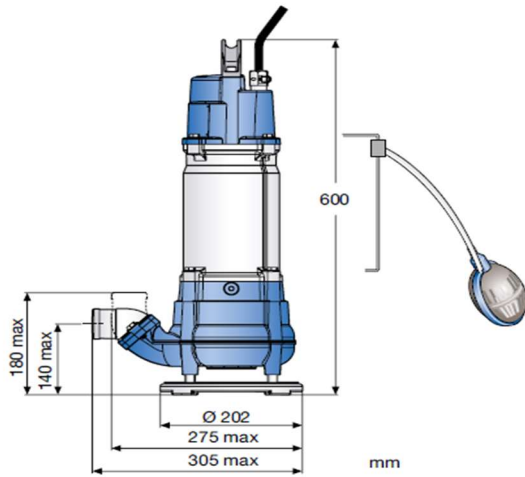
En el marco del proyecto, se evaluaron diversos modelos de bombas a partir del análisis detallado de sus curvas características, considerando parámetros clave como el caudal, la altura dinámica total y la eficiencia en el punto de operación. Tras un proceso de filtrado técnico, se seleccionó la bomba Sulzer modelo JS 15 (ver Figura 43).

La elección de este modelo se fundamenta en su fiabilidad operativa, respaldada por el prestigio de la marca Sulzer en el mercado de soluciones de bombeo. Además, el modelo JS 15 cumple con los requisitos técnicos específicos del sistema, asegurando un desempeño eficiente y sostenido a largo plazo.

Para una visualización más detallada de las características de la bomba seleccionada consulte el **Anexo F**.

**Figura 43**

*Bomba Sumergible Sulzer JS 15*

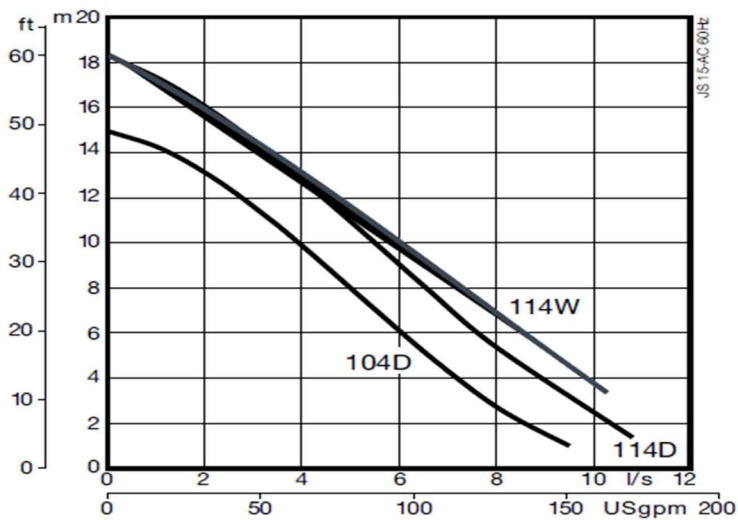


*Nota.* Catálogo de bombas de Sulzer.

Un parámetro fundamental en la selección y análisis de bombas es la curva característica, ya que proporciona información clave sobre el desempeño de la bomba en función del caudal de bombeo para diferentes puntos de operación. Esta curva permite evaluar cómo varían parámetros como la altura dinámica total la eficiencia y la potencia requerida, asegurando que la bomba opere dentro de rangos óptimos de desempeño. La curva característica correspondiente se presenta en la Figura 44.

**Figura 44**

*Curva Característica Bomba JS 15 (114D)*



*Nota.* Catálogo de bombas de Sulzer modelo JS 15

A continuación, se presenta un resumen de las características principales de la bomba seleccionada.

- Modelo: JS 15 D/DKS -114 trifásica.
- Clase de protección: IP68.
- Sumergencia máxima: 20 m (65 pies).
- Densidad máx. líquido: 1100 kg/m<sup>3</sup> (0,0397 libras/pulgadas<sup>3</sup>).
- Paso de sólidos: Ø 40 mm. (1 9/16").
- Número máximo de arranques: 30/hora.
- Potencia de motor P1: 1,3 kW (1.73 HP).
- Cable de Alimentación: 20 metros/65 ft tipo H07RN8-F 4 x 1,5 mm<sup>2</sup> (trifásica).
- Peso: 20 kg (44 libras) (sin cable).
- Codo de descarga: 3" NPT conexiones roscadas.

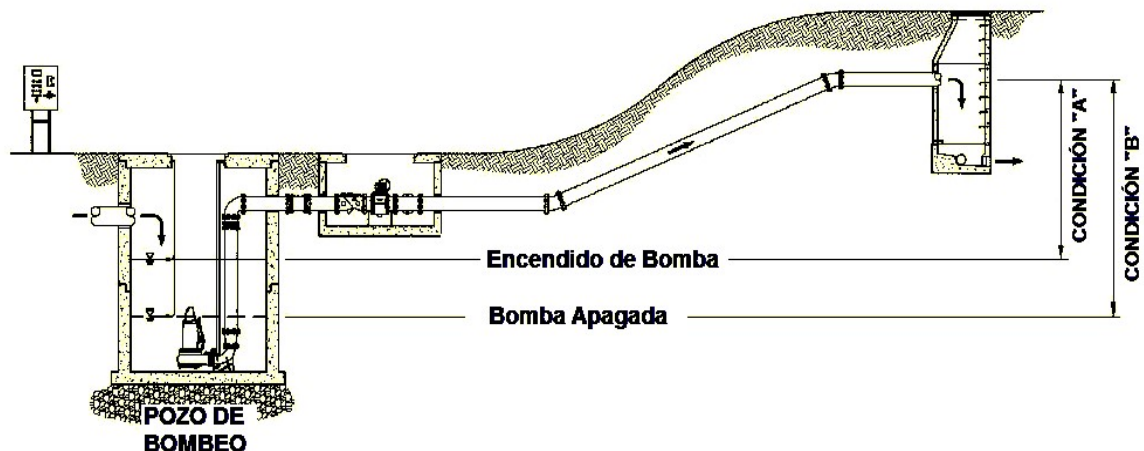
#### 4.2.8.7 Verificación de Operación

En este paso verificaremos la bomba seleccionada a partir de la curva del sistema y la curva característica de la misma bomba obteniendo 2 curvas para condiciones "A" y "B" cabe recalcar que la curva del sistema para la condición "A" es la misma curva que calcula el software que se puede ver en la figura 41. Luego la condición "B" es la misma curva solo mas la adición de la altura de un ciclo seleccionado, que para el proyecto es de 0.60 m.

En la figura 45 se puede apreciar cómo se comportan dichas condiciones.

**Figura 45**

*Esquema de las Condiciones de Operación "A" y "B"*



*Nota.* Software AquaBombeo.

Para realizar la verificación del sistema se hizo el uso de la tabla 44. A continuación, se indica el procedimiento de llenado de dicha tabla:

- Calcular 2 curvas del sistema con AQUABOMBEO para las condiciones "A" y "B" que se muestran en la figura 45.
- Los valores de la primera columna son 5 valores de caudal en un rango entre el 25% y 150% del caudal de bombeo propuesto.
- En las columnas 2 y 3, ingresar las alturas dinámicas tomadas de las curvas de las condiciones "A" y "B" del sistema.
- En la columna 4, ingresar las alturas de una curva característica de la bomba proporcionada por el fabricante.
- Comparar las tres curvas de forma gráfica.
- Elegir los 2 puntos de la curva de la bomba que se cruzan con las 2 curvas de las condiciones A y B del sistema, y verificar los ciclos de operación.

**Tabla 44**

*Tabla Auxiliar Para la Verificación de Operación*

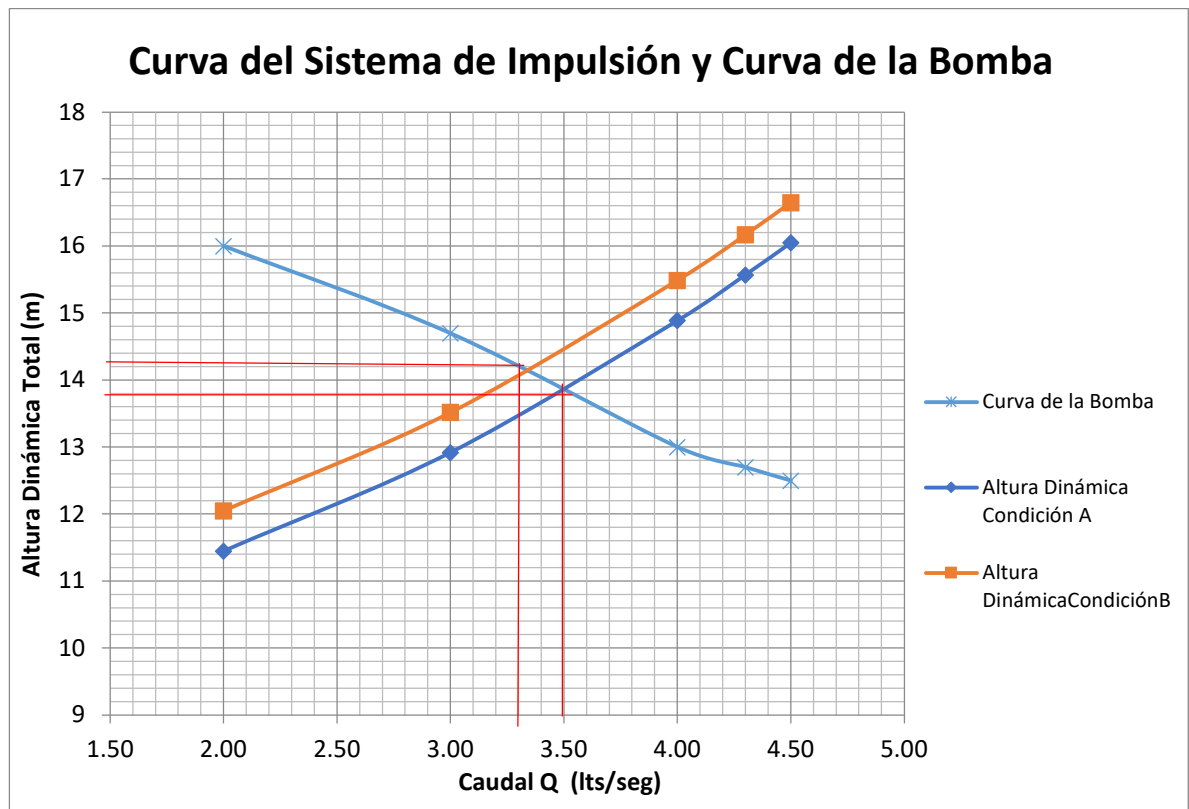
Q Lt/s	Altura Dinámica del Sistema Condición A (m)	Altura Dinámica del Sistema Condición B (m)	Altura de la curva de característica de la Bomba elegida (m)
2.00	11.5	12.1	16
3.00	12.9	13.5	14.7
4.00	14.9	15.5	13.0
4.30	15.6	16.2	12.7
4.50	16.1	16.7	12.5

*Nota.* Elaboracion Propia.

A continuación, la figura 46. Muestra la comparación de las tres curvas antes mencionadas la cual es muestra las condiciones “A” y “B” y la curva característica de la bomba.

**Figura 46**

*Comparación de las Tres Curvas*



*Nota.* Elaboración propia.

De este gráfico obtenemos los puntos donde se interceptan las curvas de las condiciones A y B con la curva característica de la bomba. Por lo tanto, tenemos:

- Para la condición “A” el punto de intersección nos brinda un valor de 3.50 Lt/s. elevando a una altura dinámica de 13.75 m.
- Para la condición “B” el punto de intersección nos brinda un valor de 3.32 Lt/s. elevando a una altura dinámica de 14.20 m.

El siguiente paso a realizar es la verificación de los ciclos de operación para ambas condiciones buscando que estas cumplan con los criterios indicados por la normativa nacional para realizar dicha verificación se hará uso de la tabla 45. En la cual se muestra el procedimiento y las ecuaciones que se tuvieron en cuenta.

**Tabla 45**

*Verificación de los Ciclos de Operación*

<b>Condición A</b>			
<b>Parámetro</b>	<b>Ecuación</b>	<b>Valor</b>	<b>Fuente</b>
Caudal de Operación	$Q_{op}$	3.5 L/s	Calculo Propio
Caudal Medio	$Q_{med}$	0.60 L/s	Calculo Hidráulico (caudal medio que llega al cárcamo)
Volumen de 1 ciclo	$V$	0.86 m <sup>3</sup>	Calculo propio
Llenado de un Ciclo	$Llenado = \frac{V}{Q_{med}}$	23.8 minutos	Calculo Propio
Vaciado de un Ciclo	$Vaciado = \frac{V}{Q_{op} - Q_{med}}$	4.9 minutos	Calculo Propio
Tiempo total de un ciclo de llenado y vaciado	$T_{To} = Llenado + Vaciado$	28.7 minutos	Calculo Propio
Numero de Ciclos Por hora	$N_{Ciclos} = \frac{60}{T_{To}}$	2.1 Ciclos / Hora ( $\leq 8$ y $\geq 2$ )	Calculo Propio Cumple con la normativa.
<b>Condición B</b>			
<b>Parámetro</b>	<b>Ecuación</b>	<b>Valor</b>	<b>Fuente</b>
Caudal de Operación	$Q_{op}$	3.32 L/s	Calculo Propio
Caudal Medio	$Q_{med}$	0.60 L/s	Calculo Hidráulico (caudal medio que llega al cárcamo)
Volumen de 1 ciclo	$V$	0.86 m <sup>3</sup>	Calculo propio
Llenado de un Ciclo	$Llenado = \frac{V}{Q_{med}}$	23.8 minutos	Calculo Propio
Vaciado de un Ciclo	$Vaciado = \frac{V}{Q_{op} - Q_{med}}$	5.3 minutos	Calculo Propio
Tiempo total de un ciclo de llenado y vaciado	$T_{To} = Llenado + Vaciado$	29.1 minutos	Calculo Propio
Numero de Ciclos Por hora	$N_{Ciclos} = \frac{60}{T_{To}}$	2.1 Ciclos / Hora ( $\leq 8$ y $\geq 2$ )	Calculo Propio Cumple con la normativa.

*Nota.* Elaboracion Propia.

#### **4.2.9 Modelación Hidráulica de la Red**

La modelación hidráulica de la red de alcantarillado se realizó con el software **AquasystemS Networks**. Dicho programa nos permite modelar la red de alcantarillado de asignando los parámetros y criterios de diseño establecidos con anterioridad.

A continuación, se presenta de manera resumida el procedimiento general para realizar el modelamiento de la red mediante el software.

- Creación de la superficie digital del terreno, mediante los puntos de diseño obtenidos en los trabajos topográficos.
- Trazados de líneas guía (LGs). Estas líneas guías representan el lugar donde se ubicará un tramo en el diseño.
- Control de líneas guía, se verifican que todas las líneas guías estén conectadas y confluyan en un solo punto final.
- Conversión a tramos, en este paso las (LGs) trazadas se convierten a tramos, ya sean de arranque o derivados.
- Edición de tramos, en este paso se puede editar la dirección de flujo de los tramos y cambiar un tramo derivado a uno de arranque y viceversa. Posteriormente se realiza una verificación de los tramos.
- Datos generales de diseño, este paso es muy importante ya que se ingresan todos los parámetros y criterios de diseño establecidos según la (NB-688). Como ser diámetros mínimos, población inicial, índice de crecimiento, criterios para calcular las pendientes mínimas en este caso se utilizó el criterio de la tensión tractiva, valores de descargas concentradas en los tramos que correspondan entre otros.
- Áreas de aporte, en este paso se asignan las áreas de aportes los tramos en cuestión mediante el dibujado de las mismas en CAD.
- Diseño del proyecto, en este paso se realiza la corrida del programa para que realice la modelación hidráulica del sistema. En este punto también se pueden obtener los perfiles longitudinales de los tramos.

- Diseño de las cámaras de inspección, en este paso se pueden obtener las dimensiones geométricas de las cámaras de inspección y los planos a detalle de las mismas.
- Hidráulica de la red, en este paso podemos obtener la planilla hidráulica de toda la red de alcantarillado otorgada por el mismo software.

A continuación, se presenta en la figura 47. Una representación de la interfaz del programa, posterior a trazar las líneas guías y los pasos siguientes a realizar.

**Figura 47**

*Pasos a Seguir en Software AquasystemS*

Para **proyectos de alcantarillado sanitario**, luego de concluir la etapa de trazado de LGs, continuar con las siguientes etapas del proyecto:

<b>1</b> convertir LGs a TRAMOS.	<ul style="list-style-type: none"> <li>Automática</li> <li>Semiamatemática</li> <li>Numeración Manual</li> <li>Conversión a Tramos</li> </ul>	<b>4</b> Diseñar el proyecto en planta y perfil	<ul style="list-style-type: none"> <li>Red Total</li> <li>Red Parcial</li> <li>Diseño</li> </ul>
<b>2</b> Introducir los datos generales de diseño	<ul style="list-style-type: none"> <li>Generales</li> <li>Modificables</li> <li>Datos de Diseño</li> </ul>	<b>5</b> Diseñar las cámaras de inspección	Cámaras
<b>3</b> Areas de aporte y distribución de caudales	<ul style="list-style-type: none"> <li>Áreas de Aporte</li> <li>Edición de Áreas</li> <li>Otros Tipos</li> <li>Determinación de Caudales</li> <li>Caudales</li> </ul>	<b>6</b> Vistas del diseño.	<ul style="list-style-type: none"> <li>Indicadores en los perfiles</li> <li>Perfiles de Ramales</li> <li>Navegación</li> <li>Vistas Especiales</li> <li>Vistas de Diseño</li> </ul>
<b>7</b> Planillas y análisis del cálculo hidráulico. - Cómputos.	<ul style="list-style-type: none"> <li>Hidráulica de la Red</li> <li>Cómputos</li> <li>Valores de Diseño</li> </ul>		

*Nota.* Desarrolladores del Software AquasystemS.

### 4.3 Diseño de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales

En el diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales se evaluaron diversos tipos de tratamientos siempre buscando aquellos que tengan la mejor eficiencia, menor costo y principalmente facilidad de operación es decir que no se necesite personal especializado para operarlos.

Todo el proceso del diseño es realizado con la finalidad de cumplir con la normativa ambiental es decir cumplir de con el Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica (RCMH). De la ley del medio ambiente 1333.

#### 4.3.1 Ubicación de la Planta de Tratamiento

Luego de haber realizado el reconocimiento de las posibles zonas donde se podría ubicar la planta de tratamiento de aguas residuales, solo se pudo identificar una zona que brinde los requerimientos necesarios para emplazar dicha planta ver figura 48.

**Figura 48**

*Ubicación de la PTAR*



*Nota.* Elaboración propia.

Es relevante señalar que el terreno propuesto como sitio ideal para el emplazamiento de la planta de tratamiento es de propiedad privada, lo que impone limitaciones en la selección de los procesos biológicos a implementar. Si bien los sistemas extensivos, como las lagunas de estabilización, son reconocidos por su eficiencia, su elevado requerimiento de superficie representa un incremento significativo en los costos asociados a la adquisición del terreno, comprometiendo la viabilidad económica del proyecto cabe mencionar que dicha ubicación permite que las aguas residuales recolectas sean conducidas por gravedad sin tener que hacer el uso de estaciones de bombeo tornado así un sistema más económico y simple de operar.

Adicionalmente, la ubicación propuesta se encuentra en proximidad a la toma de agua que abastece a la misma comunidad, lo que plantea riesgos potenciales. Los sistemas extensivos podrían generar condiciones indeseadas de contaminación por infiltración de efluentes al subsuelo o por deficiencias en la operación, comprometiendo la calidad del recurso hídrico destinado al consumo humano.

#### **4.3.2 Selección de Tratamientos**

Para la selección de tratamientos se analizó las diversas tecnologías disponibles en función de las limitantes que se tienen a la hora de realizar el diseño de las mismas, de acuerdo a las condiciones del proyecto se tendrán los siguientes tratamientos:

- Tratamiento Pre-liminar
- Tratamiento Primario
- Tratamiento Secundario
- Desinfección

##### **4.3.2.1 Selección de Tratamiento Pre-liminar**

El tratamiento preliminar es una etapa fundamental en el proceso de tratamiento de aguas residuales, ya que asegura el adecuado funcionamiento y la eficiencia de las etapas posteriores. Su principal objetivo es la remoción de sólidos gruesos, materiales flotantes, arenas y grasas que podrían interferir o dañar los equipos mecánicos y afectar la calidad del tratamiento.

La importancia del tratamiento preliminar radica en su capacidad para proteger la infraestructura y garantizar la sostenibilidad operativa del sistema. Al eliminar objetos

grandes y materiales abrasivos, se reducen significativamente los costos de mantenimiento y reparación de los equipos, al mismo tiempo que se optimiza el desempeño de procesos más avanzados como el tratamiento primario y secundario.

El tratamiento preliminar estará compuesto por los elementos básicos que se requieren a la hora de diseñar una planta de tratamiento de aguas residuales estos son:

- Rejillas
- Desarenador
- Canal Parshall

#### **4.3.2.2 Selección de Tratamiento Primario**

El tratamiento primario es una etapa esencial en el proceso de depuración de aguas residuales, ya que se encarga de la remoción de sólidos suspendidos sedimentables y materiales flotantes mediante procesos físicos como la sedimentación y la flotación. Su principal objetivo es reducir la carga contaminante inicial, preparando el agua residual para las etapas biológicas o químicas posteriores.

La importancia del tratamiento primario radica en su capacidad para reducir significativamente la materia orgánica y los sólidos en suspensión, lo que disminuye la demanda bioquímica de oxígeno (DBO) y la carga de trabajo de los procesos secundarios. Este paso es fundamental para garantizar que las etapas posteriores operen de manera eficiente y sostenible, evitando sobrecargas que puedan comprometer su eficacia.

Tras un análisis técnico, económico y ambiental de los diversos tipos de tratamientos de aguas residuales, se determinó que la opción más adecuada para las condiciones de diseño es el **Tanque Imhoff**. Este sistema fue seleccionado debido a su capacidad para combinar procesos de sedimentación y digestión anaerobia en un solo componente, lo que optimiza el espacio requerido y reduce los costos de implementación y operación.

El tanque Imhoff destaca por su eficiencia en la remoción de sólidos sedimentables y la estabilización de lodos mediante procesos biológicos anaerobios. Su diseño compacto y su simplicidad operativa lo convierten en una solución ideal para comunidades con acceso limitado a personal técnico capacitado y recursos económicos, como es el caso del presente proyecto.

#### 4.3.2.3 Selección de Tratamiento Secundario

El tratamiento secundario es una etapa fundamental en el proceso de tratamiento de aguas residuales, enfocada en la remoción de materia orgánica disuelta y suspendida, que no pudo ser eliminada en las etapas preliminares y primarias. Su relevancia radica en el uso de procesos biológicos, donde microorganismos degradan la materia orgánica presente, reduciendo significativamente la demanda bioquímica de oxígeno (DBO) y la demanda química de oxígeno (DQO).

La importancia de esta etapa se basa en su capacidad para mejorar la calidad del agua tratada, haciéndola apta para su descarga en cuerpos de agua receptores sin causar impactos negativos en el ecosistema. También es crucial para garantizar el cumplimiento de las normativas ambientales que regulan los límites de vertido.

Luego de un análisis exhaustivo de los diferentes tipos de tratamientos de aguas residuales, se determinó que la opción más adecuada para las condiciones específicas del proyecto es el **filtro biológico percolador** de sección rectangular de baja carga. Este sistema fue seleccionado debido a su capacidad para combinar una alta eficiencia en la remoción de materia orgánica con un diseño compacto que se adapta a la limitante de espacio disponible en el sitio propuesto.

La elección de este sistema responde también a la proximidad de la planta de tratamiento con la toma de agua de la comunidad, lo que hace inviable el uso de métodos extensivos como lagunas de estabilización o humedales artificiales, dado el riesgo de contaminación por infiltración o malas prácticas operativas. El filtro biológico percolador de baja carga destaca por su capacidad de tratamiento estable y seguro, mientras minimiza la generación de olores y otros impactos ambientales, garantizando un entorno saludable para los habitantes.

Este sistema no solo asegura el cumplimiento de las normativas ambientales, sino que también se adapta a las condiciones técnicas, económicas y espaciales del proyecto, ofreciendo una solución eficiente, sostenible y de bajo riesgo para la comunidad.

#### **4.3.2.4 Selección del Tratamiento de Desinfección**

El tratamiento de desinfección es una etapa crucial en el proceso de tratamiento de aguas residuales, cuya finalidad principal es la eliminación de microorganismos patógenos, como bacterias, virus y parásitos, que representan un riesgo para la salud pública y el medio ambiente. Este proceso es esencial para garantizar que el efluente tratado cumpla con los estándares de calidad establecidos por las normativas ambientales y sanitarias, permitiendo su descarga segura o reutilización en diversos fines.

La importancia del tratamiento de desinfección radica en su capacidad para prevenir la propagación de enfermedades de transmisión hídrica, protegiendo tanto a las comunidades humanas como a los ecosistemas cercanos.

Luego de analizar los diferentes tipos de tratamientos de desinfección disponibles, se determinó que la **desinfección con cloro** es la opción más adecuada para las condiciones específicas del proyecto mediante la conocida cámara de contacto de cloro. Este método fue seleccionado debido a su eficacia comprobada en la eliminación de microorganismos patógenos, su costo relativamente bajo y su facilidad de aplicación en sistemas de tratamiento de aguas residuales.

La cloración destaca por su capacidad para proporcionar una desinfección efectiva y duradera, ya que genera un residual de cloro que ayuda a prevenir la recontaminación del agua durante su transporte o almacenamiento. Además, su disponibilidad en el mercado y los conocimientos ampliamente difundidos sobre su manejo lo convierten en una alternativa viable para comunidades con recursos técnicos y económicos limitados.

Este método fue priorizado frente a otras opciones, como la desinfección con radiación UV o ozono, debido a su compatibilidad con las características del proyecto, su capacidad de adaptarse a los caudales previstos y su menor requerimiento de equipos especializados. La desinfección con cloro asegura que el efluente tratado cumpla con los estándares de calidad establecidos, protegiendo la salud pública y los ecosistemas receptores.

#### **4.3.2.5 Tratamiento de Lodos**

Se optó por la implementación de un lecho de secado para el tratamiento de los lodos generados en la planta debido a su simplicidad constructiva, bajo costo de operación y

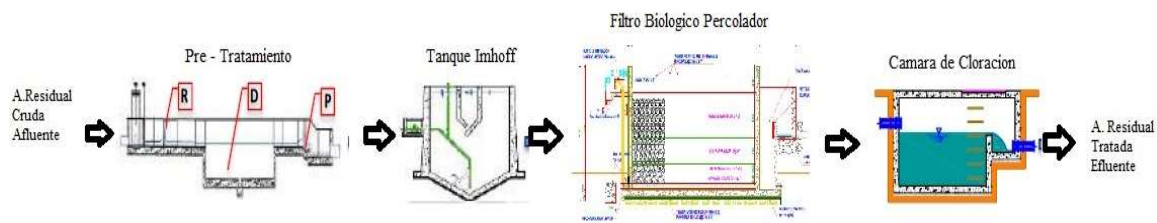
mantenimiento, así como su eficiencia en la reducción del contenido de humedad mediante procesos naturales de filtración y evaporación. Este sistema no requiere equipos electromecánicos ni energía eléctrica, lo que lo hace adecuado para las condiciones rurales de la comunidad Santa Lucía, donde se busca una alternativa tecnológicamente apropiada, sostenible y de fácil manejo para la disposición final de los lodos provenientes del tanque Imhoff.

### 4.3.3 Línea de Tratamiento Adoptada

Del análisis realizado arriba se adoptó la siguiente configuración de línea de tratamiento ver figura 49.

**Figura 49**

*Perfil del Sistema de Tratamiento*



*Nota.* Elaboración propia.

En la tabla 46 se presenta la configuración de los procesos adoptados y los componentes de cada uno.

**Tabla 46**

*Procesos Adoptados en el Tratamiento*

Tratamiento	Proceso Seleccionado
	Está compuesto por:
Tratamiento Pre-liminar	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Rejillas</li> <li>• Desarenador</li> <li>• Canal Parshall</li> </ul>
Tratamiento Primario	Tanque Imhoff
Tratamiento Secundario	Filtro Biológico Percolador

Tratamiento	Proceso Seleccionado
Tratamiento de Desinfección	Cámara de Contacto de Cloro
Tratamiento de Lodos	Lecho de Secado de Lodos

Nota. Elaboracion Propia.

#### 4.3.4 *Calculo y Dimensionamiento de las Unidades de Tratamiento*

En este paso se desarrollará todo el cálculo y dimensionamiento de los procesos de tratamiento que se tienen en la planta.

Todos los cálculos y el dimensionamiento de las unidades de tratamiento del sistema diseñado se encuentran detallados en el **Anexo G**. En dicho apartado se presentan los procedimientos técnicos, fórmulas aplicadas, y resultados obtenidos para garantizar el cumplimiento de los parámetros de diseño establecidos en el proyecto.

A continuación, se presentará de manera resumida los resultados de los cálculos realizados para todos los procesos.

##### 4.3.4.1 **Cálculo de Tratamiento Pre-liminar**

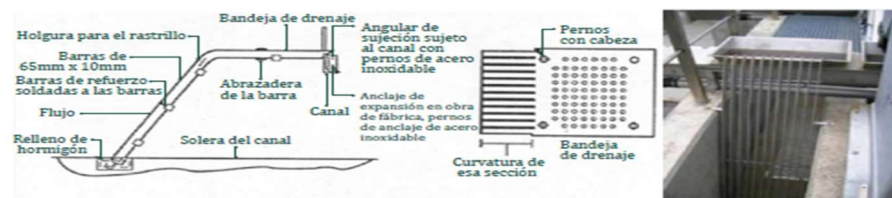
Como se ha mencionado antes el tratamiento Pre-liminar estará compuesto de rejillas, desarenador y canal parshall.

##### 4.3.4.1.1 *Cálculo de Rejillas*

Las rejillas son un componente esencial en la etapa de tratamiento preliminar de las aguas residuales, cuya función principal es la retención y remoción de sólidos gruesos y flotantes presentes en el flujo de entrada ver figura 50. Este proceso es fundamental para proteger la infraestructura y garantizar la eficiencia de las etapas subsiguientes del tratamiento. Para las condiciones del proyecto se adoptaron rejillas de limpieza manual.

**Figura 50**

*Rejillas de Limpieza Manual*



Nota. (CENTA, 2021).

Las rejillas representan el primer paso en la depuración de aguas residuales, siendo cruciales para garantizar la operación eficiente y el mantenimiento económico del sistema. Su capacidad para eliminar contaminantes iniciales evita el deterioro prematuro de la infraestructura y reduce los costos de mantenimiento y operación.

En conclusión, las rejillas son un elemento indispensable en el tratamiento de aguas residuales, ya que contribuyen a la protección del sistema, la eficiencia del proceso, y la sostenibilidad operativa de las plantas de tratamiento.

En la tabla 47 se pueden observar de forma resumida los resultados obtenidos en el cálculo de y dimensionamiento de las rejillas.

**Tabla 47**

*Resumen del Calculo y Dimensionamiento de las Rejillas*

<b>Descripción</b>	<b>Resultado</b>
Forma	Rectangular
Espesor	1/4 Pulg
Separación	2.54 cm
Longitud de Barra	1.00 m
Numero de Barras	9 barras
Eficiencia de Barras	80%
Angulo de Inclinación de Barras	45 °
Ancho del Canal	0.30 m
Altura del Canal	0.70 m
Velocidad a través de la rejilla	0.48 m/s
Velocidad de Aproximación	0.38 m/s
Perdida de carga después de la rejilla	0.056 m
Longitud de canal aguas arriba de la rejilla	1.20 m
Cantidad de masa de solidos retenidos	0.50 Kg/m3
Longitud de transición	0.30 m
Tiempo de retención	3 seg

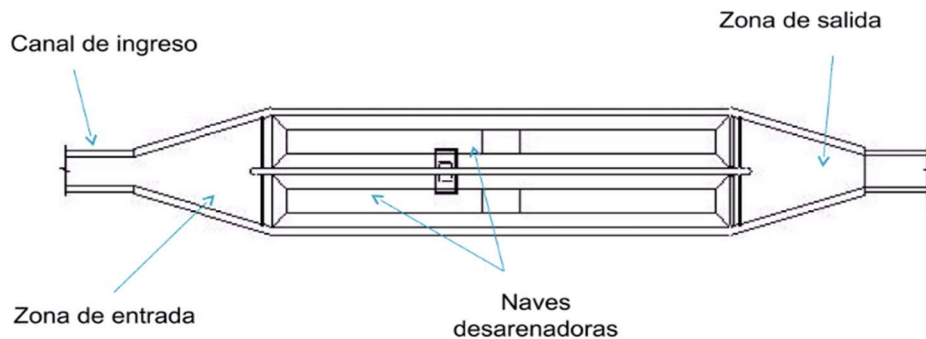
*Nota.* Elaboracion Propia.

#### 4.3.4.1.2 Cálculo del Desarenador

El desarenador es un componente fundamental en la etapa de tratamiento preliminar de las aguas residuales. Su principal función es la remoción de partículas inorgánicas pesadas, como arena, grava y otros materiales sedimentables que ingresan al sistema ver figura 51. Este proceso es crucial para evitar problemas operativos y garantizar la eficiencia de las etapas posteriores.

**Figura 51**

*Esquema de Desarenador*



*Nota.* (CENTA, 2021).

La relevancia del desarenador radica en su capacidad para garantizar el funcionamiento eficiente y sostenible de toda la planta de tratamiento. Sin esta unidad, los sólidos inorgánicos podrían causar daños significativos a los equipos, obstrucciones y una disminución en la calidad del tratamiento.

En conclusión, el desarenador es un elemento indispensable en el tratamiento de aguas residuales, pues asegura la protección de la infraestructura, la reducción de costos y la eficiencia operativa, contribuyendo al éxito global del sistema de tratamiento.

En la tabla 48 se pueden observar de forma resumida los resultados obtenidos en el cálculo de y dimensionamiento del desarenador.

**Tabla 48***Resumen del Calculo y Dimensionamiento del Desarenador*

<b>Descripción</b>	<b>Resultado</b>
Temperatura media mes más frio	24.68 °C
Base del desarenador	0.30 m
Longitud del desarenador	3.10 m
Profundidad depósito de lodos	0.30 m
Altura del Desarenador	0.70 m
Pendiente en el fondo del canal	2 %
Velocidad de Flujo Horizontal	0.30 m/s
Tiempo de retención	15 Seg
Diámetro de partícula de arena	0.2 mm
Densidad relativa de partícula de Arena	2.65 ton/m <sup>3</sup>
Material Retenido en el desarenador	0.004 m <sup>3</sup> /dia
Longitud de transición	1.00 m

*Nota.* Elaboracion Propia.

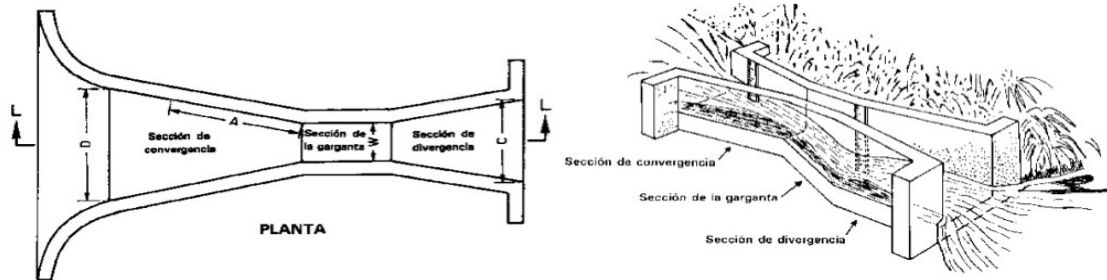
#### **4.3.4.1.3 Cálculo del Canal Parshall**

El canal Parshall es un dispositivo hidráulico ampliamente utilizado en el tratamiento de aguas residuales para la medición precisa del caudal en flujos abiertos. Este equipo juega un papel fundamental en la gestión y control de las operaciones de una planta de tratamiento, ya que proporciona información crítica sobre la cantidad de agua que fluye a través del sistema ver figura 52.

La relevancia del canal Parshall radica en su capacidad para actuar como un punto de monitoreo clave dentro de la planta de tratamiento. Los datos obtenidos no solo mejoran la toma de decisiones operativas, sino que también garantizan la eficiencia, sostenibilidad y cumplimiento de normativas ambientales.

**Figura 52**

*Esquema de Canal Parshall*



*Nota.* (AYALA FANOLA & GONZALES MARQUEZ, 2009).

En resumen, el canal Parshall es un componente indispensable para cualquier sistema de tratamiento de aguas residuales, al proporcionar datos esenciales de caudal que aseguran un funcionamiento óptimo, rentable y respetuoso con el medio ambiente.

En la tabla 49, se pueden observar de forma resumida los resultados obtenidos en el cálculo de y dimensionamiento del Canal Parshall.

**Tabla 49**

*Resumen del Calculo y Dimensionamiento del Canal Parshall*

Descripción	Resultado
Ancho de Garganta "W"	3 Pulg
Altura de Tirante de agua a Qmax.	0.10 m
Altura de Tirante de agua a Qmed.	0.06 m
Altura de Tirante de agua a Qmin.	0.04 m
Rezalto producido en el canal parshall "Z"	0.021 m

*Nota.* Elaboracion Propia.

La ecuación para realizar la medición del caudal en el punto de control viene dada para el ancho de garganta seleccionada y en función de la altura de la lámina de agua como se muestra en la siguiente ecuación:

$$Q = 0.003965 H_a^{1.55}$$

Donde:

Ha = Altura en, mm.

Q = Sale en, L/s.

#### 4.3.4.2 Cálculo del Tratamiento Primario Tanque Imhoff

El tanque Imhoff es una unidad versátil y eficiente en el tratamiento de aguas residuales, que combina dos procesos fundamentales en una sola estructura: la sedimentación de sólidos y la digestión anaerobia de lodos. Este diseño compacto lo convierte en una solución ideal para comunidades pequeñas y medianas, especialmente en contextos donde los recursos técnicos y económicos son limitados.

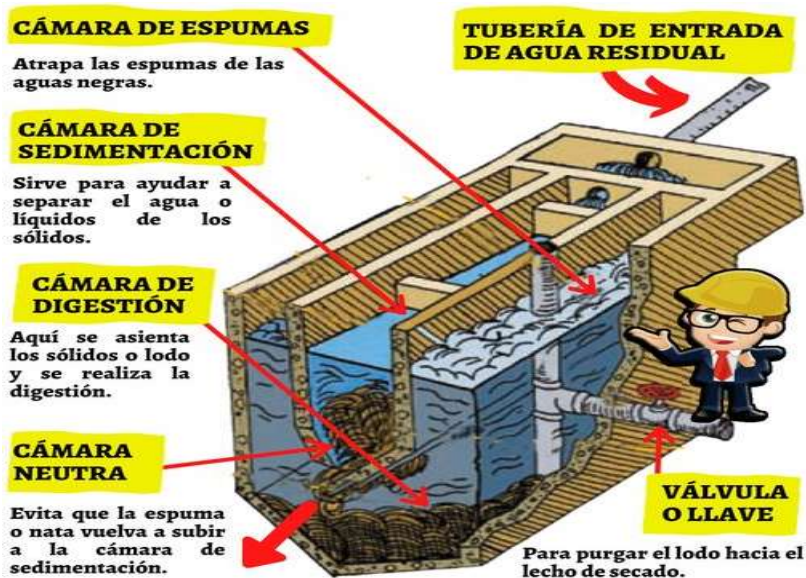
El tanque Imhoff es especialmente relevante en proyectos de saneamiento básico, ya que combina eficiencia técnica con sostenibilidad económica y ambiental. Su capacidad para operar de manera autónoma y su diseño compacto lo hacen ideal para resolver problemas de saneamiento en comunidades pequeñas y medianas, promoviendo la salud pública y la protección de los recursos hídricos.

Caber mencionar que el tanque Imhoff se comprende de 3 zonas principalmente las cuales son:

- Zona de Digestión
- Zona de Sedimentación
- Zona de Ventilación o de Espumas

Figura 53

*Esquema de Tanque Imhoff*



Nota. Sanitary Engineer

Cabe mencionar que para realizar todo el cálculo y dimensionamiento se siguió los lineamientos indicados por la (DIGESBA, 2001).

En la tabla 50, se pueden observar de forma resumida los resultados obtenidos en el cálculo de y dimensionamiento del Tanque Imhoff.

**Tabla 50**

*Resumen del Calculo y Dimensionamiento del Tanque Imhoff*

<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>RESULTADO</b>
Largo Total del Tanque	6.20 m
Ancho Total del Tanque	3.95 m
Altura Total del Tanque	5.00 m
Zona de Sedimentación	
Ancho	1.55 m
Largo	6.20 m
Ancho de Arista Central	0.20 m
Altura Total	2.45 m
Borde Libre	0.45 m
Volumen total	18.23 m <sup>3</sup>
Zona De Digestión	
Ancho	3.95 m
Largo	6.20 m
Borde Libre de Lodos	0.45 m
Volumen Total	33.63 m <sup>3</sup>
Altura de Digestión	2.55 m
Zona de Ventilación y Espuma	
Largo	6.20 m
Ancho	1.00 m

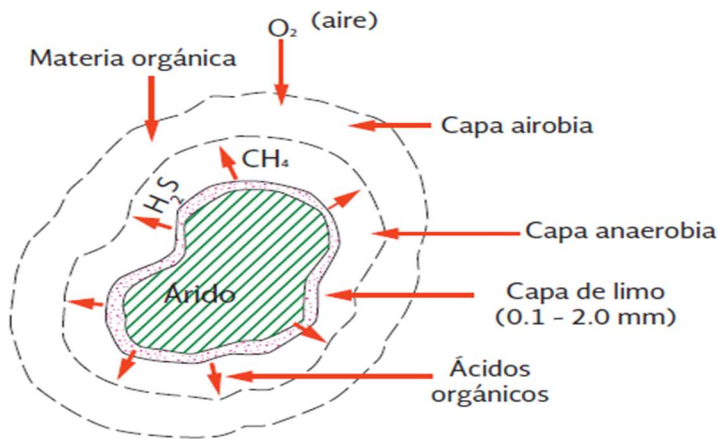
*Nota.* Elaboracion Propia.

#### 4.3.4.3 Cálculo del Tratamiento Secundario Filtro Biológico Percolador.

El filtro biológico percolador es una tecnología de tratamiento secundario ampliamente utilizada en el tratamiento de aguas residuales, cuya función principal es la remoción de materia orgánica disuelta y en suspensión mediante procesos biológicos. Este sistema emplea microorganismos adheridos a un medio filtrante para oxidar la materia orgánica ver figura 54. Transformándola en compuestos más simples y menos contaminantes.

**Figura 54**

*Forma Típica de las Bacterias*



*Nota.* (CONAGUA, 2016).

El filtro biológico percolador es especialmente relevante en el tratamiento de aguas residuales debido a su capacidad para combinar eficiencia biológica y sostenibilidad económica. Además, es una tecnología confiable y robusta que puede operar en condiciones variables, garantizando una calidad constante del efluente tratado ver figura 55.

En resumen, el filtro biológico percolador es una solución clave en el tratamiento de aguas residuales, destacando por su eficiencia en la remoción de materia orgánica, bajos costos de operación y adaptabilidad, lo que lo convierte en una opción viable y sostenible para diversos contextos.

El cálculo del filtro biológico percolador se realizó utilizando el método del National Research Council (NRC), una metodología reconocida internacionalmente que permite diseñar estos sistemas de tratamiento secundario con base en principios técnicos sólidos y parámetros operativos comprobados. Este método evalúa la relación entre la carga orgánica

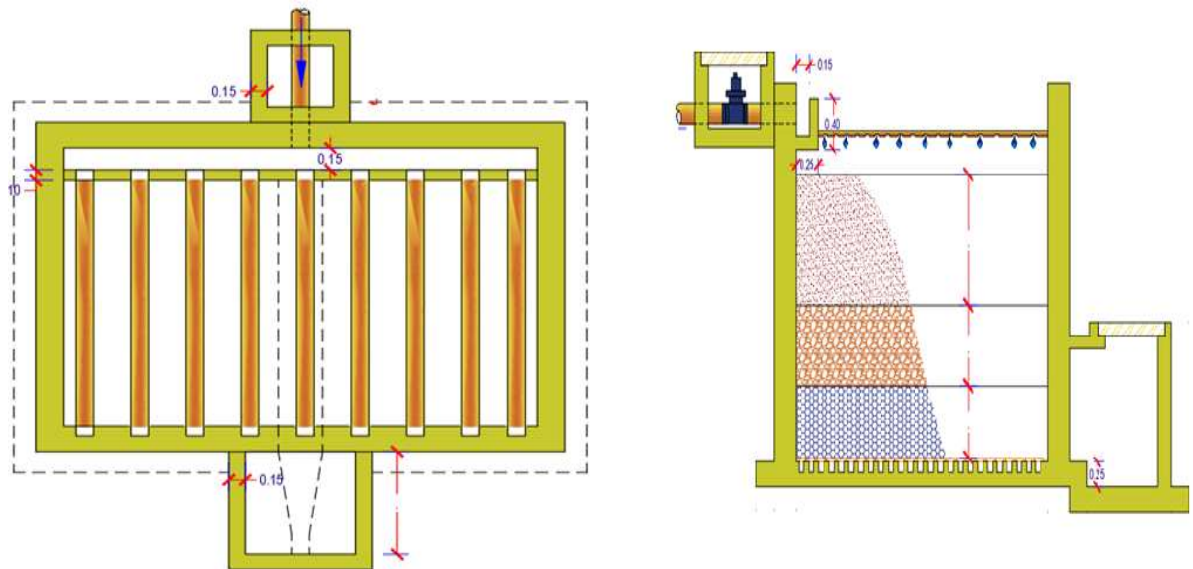
aplicada y la capacidad de remoción del medio filtrante, considerando factores como la altura del lecho, el caudal, y las características específicas del agua residual.

Esta metodología es ideal para garantizar que el filtro biológico percolador funcione de manera eficaz, sostenible y adaptada a las condiciones específicas del proyecto, cumpliendo con los estándares ambientales requeridos.

El uso del método NRC asegura un diseño optimizado y confiable del filtro biológico percolador, maximizando su capacidad para tratar aguas residuales de manera eficiente, económica y ambientalmente responsable.

### Figura 55

*Esquema de un Filtro Biológico Percolador*



*Nota.* Sanitay Engineer.

Cabe mencionar que las ecuaciones de diseño utilizadas se pueden ver el apartado 2.3.3.3.2 del documento, y también han sido desarrolladas en el **Anexo G**.

Luego de haber aplicado el método y proceder con el cálculo en la tabla 51. Se puede apreciar de manera resumida los resultados obtenidos del cálculo.

**Tabla 51***Resumen del Calculo y Dimensionamiento del Filtro Biológico Percolador*

<b>Descripción</b>	<b>Resultado</b>
Medio de empaque	Piedra
Ancho	5.2 m
Largo	10.4 m
Volumen del filtro anaerobio	155.93 m <sup>3</sup>
Altura De Borde Libre	0.30 m
Altura de medio de Empaque	2.85 m
Altura Total del Filtro	3.15 m
Número de Unidades de Distribución	26 Unidades
Pendiente en Fondo del Filtro	1%
Tipo de Tasa de filtro	Tasa Baja
Carga hidráulica	4.00 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> .dia
Carga Orgánica Volumétrica	0.32 Kg/m <sup>3</sup> .dia
Eficiencia del Filtro	80%

*Nota.* Elaboracion Propia.

#### **4.3.4.4 Tratamiento de Desinfección Cámara de Contacto de Cloro**

La desinfección con cloro es una etapa crucial en el tratamiento de aguas residuales, destinada a la eliminación de microorganismos patógenos, como bacterias, virus y protozoos, que representan un riesgo para la salud pública y el medio ambiente. Este método, ampliamente utilizado por su eficacia y accesibilidad, asegura que el efluente tratado cumpla con los estándares de calidad exigidos antes de su disposición final o reutilización.

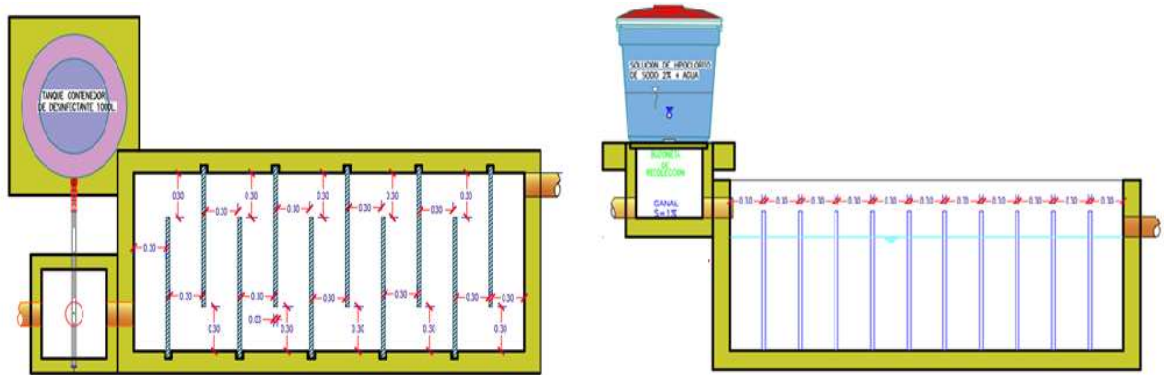
El uso del cloro es especialmente relevante en proyectos donde la fiabilidad, simplicidad y bajo costo son prioritarios. Su capacidad para proporcionar una desinfección eficiente y duradera, junto con su amplia disponibilidad, lo convierten en la opción preferida en muchas instalaciones de tratamiento de aguas residuales.

Para la cloración se utilizó la cámara de contacto de cloro que consiste en un tanque que reparte mediante una boquilla de goteo el cloro al laberinto de cloración donde se produce

la mezcla del agua residual con la cantidad de cloro calculada para el sistema como se puede ver en la figura 56.

**Figura 56**

*Esquema de la Cámara de Contacto de Cloro*



*Nota.* Sanitay Engineer.

El cálculo de la cloración en el tratamiento de aguas residuales se realizó utilizando el método Collins y Selleck, una técnica ampliamente reconocida que permite determinar la dosis óptima de cloro para garantizar una desinfección eficiente y cumplir con los estándares de calidad del efluente. Este método combina principios matemáticos y cinéticos para modelar la relación entre la concentración de cloro residual y la eliminación de microorganismos patógenos en el tiempo de contacto establecido.

El método Collins y Selleck es particularmente útil porque:

- Evalúa la cinética de desinfección, proporcionando un cálculo preciso para establecer la dosis mínima requerida de cloro que asegure una eliminación eficaz de microorganismos.
- Considera factores como la concentración inicial de patógenos, el tiempo de retención hidráulico en el tanque de contacto y las características fisicoquímicas del agua residual.
- Permite optimizar el uso de cloro, evitando tanto la subdosificación, que podría comprometer la calidad sanitaria, como la sobredosificación, que podría generar subproductos indeseados como los trihalometanos (THMs).

Luego de haber aplicado el método y proceder con el cálculo en la tabla 52. Se puede observar de manera resumida los resultados obtenidos del cálculo.

**Tabla 52**

*Resumen del Calculo y Dimensionamiento de la Cámara de Contacto de Cloro*

<b>Descripción</b>	<b>Resultado</b>
Ancho	1.50 m
Largo	4.59 m
Tiempo de Retención Hidráulica (TRH)	30 min
Volumen de la Cámara de Contacto	4.56 m <sup>3</sup>
Profundidad de la Cámara	0.70 m
Altura De Borde Libre	0.45 m
Altura de la Cámara de Contacto	1.15 m
Numero de Baffles	13
Tiempo Duración del Desinfectante	15 días
Caudal de Salida del Dosificador (Goteo)	78.13 ml/min
Dosis de Cloro Aplicada	5 mg/L
Masa de Cloro Aplicada por Día.	1.094 kg/día
Volumen del Tanque de Contenedor de la Solución	2.00 m <sup>3</sup>

*Nota.* Elaboracion Propia.

#### **4.3.4.5 Tratamiento de Lodos (Lecho de Secado de Lodos)**

El lecho de secado de lodos constituye la unidad de manejo de lodos del sistema de tratamiento de aguas residuales domésticas diseñado para la comunidad Santa Lucía, en el Municipio de Bella Flor, departamento de Pando. Su función principal es la deshidratación del lodo proveniente del tanque Imhoff, reduciendo su contenido de humedad para facilitar su manejo, transporte y disposición final, asegurando una gestión sanitaria y ambientalmente segura de los residuos generados por la planta de tratamiento.

El sistema ha sido diseñado considerando un solo lecho de secado, adecuado para procesar el volumen correspondiente al periodo de limpieza del tanque Imhoff. Para observar el calculo y dimensionamiento del lecho de secado, consulte el **Anexo I**.

El proceso de deshidratación en el lecho se basa en dos mecanismos naturales: la filtración gravitacional del agua a través del medio filtrante y la evaporación superficial provocada por la radiación solar y la aireación del lodo. Para lograr este efecto, el lecho está conformado por una estructura estratificada de materiales filtrantes que permite el paso del agua y la retención de los sólidos.

La composición del medio filtrante es la siguiente:

- Una capa superior de arena lavada de 10 cm de espesor, encargada de retener las partículas finas del lodo.
- Una capa intermedia de grava fina de 1 pulgada con espesor de 20 cm, que favorece la distribución uniforme del flujo y evita el arrastre de arena hacia las capas inferiores.
- Una capa inferior de grava gruesa de 1.5 pulgadas con espesor de 10 cm, que sirve como base de soporte y facilita el drenaje del agua hacia las tuberías colectoras inferiores.

Sobre la superficie superior se dispone un revestimiento de tabiques de ladrillo cerámico de 0.20 x 0.20 x 0.05 m, colocados en seco y con separaciones uniformes de 2 cm entre piezas. Esta disposición cumple la doble función de proporcionar una superficie estable para el depósito del lodo y permitir la infiltración del agua hacia el medio filtrante sin utilizar mortero, garantizando la permeabilidad necesaria para un secado eficiente.

El drenaje del líquido percolado se realiza a través de un sistema inferior de tuberías que lo conduce nuevamente hacia la cámara de tratamiento o al sistema de evacuación correspondiente, asegurando un proceso cerrado y controlado. El diseño del lecho considera además pendientes adecuadas en la base para facilitar el escurrimiento del agua filtrada.

#### ***4.3.5 Descarga al Cuerpo Receptor***

El transporte del efluente desde la última unidad de tratamiento, hasta el cuerpo receptor se realizará a través de un emisario por gravedad. Para esta conducción, se ha

seleccionado tubería de PVC con un diámetro nominal de 150 mm. Longitud de 74.74 metros y 3 cámaras de inspección.

Cumpliendo los criterios de diseño indicados por la normativa boliviana NB-688. Como ser la tensión tractiva, pendiente mínima entre otros, la representación gráfica de la tubería de descarga al cuerpo receptor se puede ver en el **Anexo G**.

#### **4.4 Alineamiento Con la Normativa Ambiental**

La gestión adecuada de las aguas residuales es un componente fundamental para la preservación de los recursos hídricos y la salud pública. En Bolivia, la Ley del Medio Ambiente N.º 1333 y su Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica (RMCH) establecen las disposiciones legales para la protección de los cuerpos de agua, regulando la calidad de los efluentes descargados y promoviendo prácticas sostenibles en el tratamiento de aguas residuales. Este marco normativo no solo busca reducir la contaminación, sino también garantizar que los recursos hídricos sigan siendo útiles para las generaciones actuales y futuras.

En este contexto, el presente proyecto de diseño de un sistema de tratamiento de aguas residuales para la comunidad Santa Lucia, se alinea completamente con las disposiciones establecidas por el RMCH, particularmente en cuanto al cumplimiento de los límites máximos permisibles para la descarga de aguas tratadas en cuerpos receptores. La planta está diseñada para satisfacer las exigencias normativas en términos de calidad del efluente, considerando parámetros como la demanda bioquímica de oxígeno (DBO), la demanda química de oxígeno (DQO), sólidos suspendidos totales y coliformes fecales, entre otros.

Para verificar que las unidades de tratamiento están alineadas con la normativa ambiental se hará uso de un balance de masas.

##### **4.4.1 Balance de Masas Eficiencia de los Tratamientos**

El balance de masas es una herramienta analítica fundamental en el diseño y operación de sistemas de tratamiento de aguas residuales. Su objetivo es cuantificar el flujo y la transformación de materia a lo largo de las diferentes etapas del tratamiento, permitiendo evaluar la eficiencia de los procesos y garantizar que se cumplan los objetivos de calidad del efluente.

El balance de masas es crucial para:

- Diseñar y dimensionar unidades de tratamiento.
- Optimizar procesos y recursos.
- Cumplir con las normativas ambientales.
- Prevenir sobrecargas o fallas operativas.

En resumen, el balance de masas proporciona un enfoque cuantitativo que garantiza la eficiencia, sostenibilidad y cumplimiento normativo en el tratamiento de aguas residuales.

Una vez definida las cargas orgánicas y los caudales a tratar se procede a realizar el balance, teniendo en cuenta que el cuerpo receptor es de clase "C".

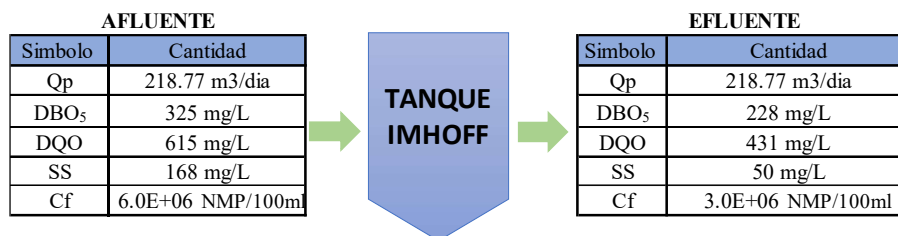
#### 4.4.1.1 Datos de Diseño

Se establecen los datos de diseño en función de los datos obtenidos en la caracterización de las aguas residuales crudas como las del cuerpo receptor. Como se observa en los siguientes cuadros:

Datos de Agua Residual Cruda		Datos del Cuerpo Receptor	
Simbolo	Cantidad	Simbolo	Cantidad
Qp	218.77 m3/dia	Qp	957 m3/dia
DBO <sub>5</sub>	325 mg/L	DBO <sub>5</sub>	1 mg/L
DQO	615 mg/L	DQO	5 mg/L
SS	168 mg/L	SS	11 mg/L
Cf	6.0E+06 NMP/100ml	Cf	2.20E+03 NMP/100ml

#### 4.4.1.2 Eficiencia de Remoción del Tratamiento Primario (Tanque Imhoff)

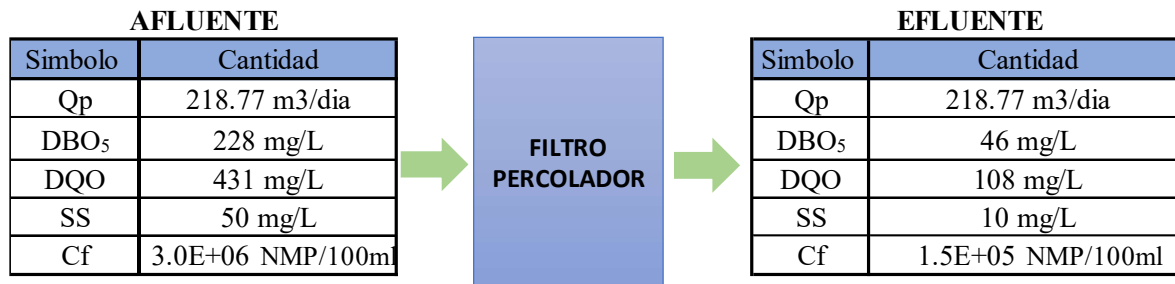
Para la determinación de la remoción teórica del tanque Imhoff, se aplicaron criterios indicados en normativas y bibliografías.



REMOCION			
Fuente	Eficiencia de Remocion (%)	Remocion Segun Eficiencia	
		Simbolo	Cantidad
Bibliografia - Normativas - Calculos	30%	DBO <sub>5</sub>	98 mg/L
	30%	DQO	185 mg/L
	70%	SS	118 mg/L
	50%	Cf	3.00E+06 NMP/100ml

#### 4.4.1.3 Eficiencia de Remoción del Tratamiento Secundario (Filtro Biológico Percolador)

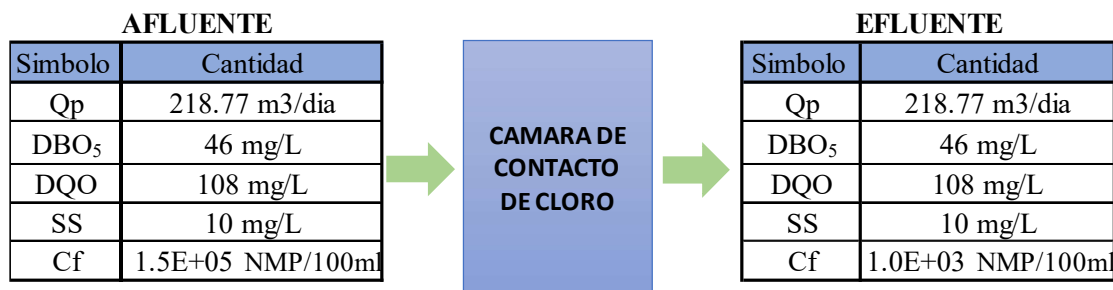
Para la determinación de la remoción teórica del Filtro percolador, se aplicaron criterios indicados en normativas y bibliografías.



REMOCION			
Fuente	Eficiencia de Remocion (%)	Remocion Segun Eficiencia	
		Simbolo	Cantidad
Bibliografia - Normativas - Calculos	80%	DBO <sub>5</sub>	182 mg/L
	75%	DQO	323 mg/L
	80%	SS	40 mg/L
	95%	Cf	2.85E+06 NMP/100ml

#### 4.4.1.4 Eficiencia de Remoción de la Desinfección (Cámara de Contacto de Cloro)

Para la determinación de la remoción teórica del Filtro percolador, se aplicaron criterios indicados en normativas y bibliografías.



REMOCION			
Fuente	Eficiencia de Remocion (%)	Remocion Segun Eficiencia	
		Simbolo	Cantidad
Bibliografia - Normativas - Calculos	0 %	DBO <sub>5</sub>	0 mg/L
	0 %	DQO	0 mg/L
	0 %	SS	0 mg/L
	99%	Cf	1.49E+05 NMP/100ml

#### 4.4.1.5 Balance de Masa Mezcla con el Cuerpo Receptor

Para realizar el balance de masas correspondiente se debe de utilizar lo que se Indica en el reglamento en materia de contaminación hídrica. Que para la mezcla de agua producto de una descarga y el rio, debe de regirse por la ecuación 59. Que se encuentra en pagina 115. La cual indica que, para cualquier parámetro de calidad, el valor total de la mezcla debe de ser siempre menor que el establecido para la clase del rio que corresponda.

El desarrollo completo se lleva a cabo de la siguiente manera:

$$DBO_5 = \frac{46 \text{ mg/L} * 218.77 \text{ m}^3/\text{dia} + 1 \text{ mg/L} * 957.25 \text{ m}^3/\text{dia}}{218.77 \text{ m}^3/\text{dia} + 957.25 \text{ m}^3/\text{dia}} = 9.28 \text{ mg/L}$$

$$DQO = \frac{108 \text{ mg/L} * 218.77 \text{ m}^3/\text{dia} + 5 \text{ mg/L} * 957.25 \text{ m}^3/\text{dia}}{218.77 \text{ m}^3/\text{dia} + 957.25 \text{ m}^3/\text{dia}} = 24.09 \text{ mg/L}$$

$$SS = \frac{10 \text{ mg/L} * 218.77 \text{ m}^3/\text{dia} + 11 \text{ mg/L} * 957.25 \text{ m}^3/\text{dia}}{218.77 \text{ m}^3/\text{dia} + 957.25 \text{ m}^3/\text{dia}} = 10.83 \text{ mg/L}$$

$$CF = \frac{1.0E+03 * 218.77 \text{ m}^3/\text{dia} + 2.20E+03 * 957.25 \text{ m}^3/\text{dia}}{218.77 \text{ m}^3/\text{dia} + 957.25 \text{ m}^3/\text{dia}} = 1983 \text{ NMP}/100\text{ml}$$

#### DESCARGA DE LA PTAR.

Simbolo	Cantidad
Qp	218.77 m <sup>3</sup> /dia
DBO <sub>5</sub>	46 mg/L
DQO	108 mg/L
SS	10 mg/L
Cf	1.0E+03 NMP/100ml



#### CUERPO RECEPTOR

Simbolo	Cantidad
Qp	957.25 m <sup>3</sup> /dia
DBO <sub>5</sub>	1 mg/L
DQO	5 mg/L
SS	11 mg/L
Cf	2.2E+03 NMP/100ml

#### VALOR DE MEZCLA

Simbolo	Cantidad
Qp	218.77 m <sup>3</sup> /dia
DBO <sub>5</sub>	9 mg/L
DQO	24 mg/L
SS	11 mg/L
Cf	2.0E+03 NMP/100ml

#### 4.4.1.6 Resumen de Balance de Masas

Una vez realizado el balance de masas y haber determinado el porcentaje de eficiencia de remoción de cada uno de los tratamientos adoptados y considerando que los límites máximos permisibles a cumplir son los que corresponden a la clase "C".

Se pudo verificar que para los parámetros más importantes analizados cumple con los valores máximos permisibles según los indica el Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica de la Ley del Medio Ambiente 1333.

En la tabla 53 se puede ver el resultado del balance masas y el cumplimiento con la normativa ambiental.

**Tabla 53**

*Resumen del Balance de Masas*

<b>PARÁMETRO</b>	<b>LIMITES MÁXIMOS ADMISIBLES CLASE "C"</b>	<b>VALOR DE LA MEZCLA</b>	<b>OBSERVACIÓN</b>
DBO5 (mg/l)	< 20 mg/l	9 mg/l	No Requiere Tratamiento Adicional
DQO (mg/l)	< 40 mg/l	24 mg/l	No Requiere Tratamiento Adicional
Solidos Suspendidos (mg/l)	< 60 mg/l	11 mg/l	No Requiere Tratamiento Adicional
Coliformes Fecales Termorresistentes (NMP/100ml)	< 5000 NMP/100ml	1983 NP/100ml	No Requiere Tratamiento Adicional

*Nota.* Elaboracion Propia.

## **4.5 Elaboración de Planos del Sistema**

Los planos del sistema se elaboraron tanto para la red como para la planta de tratamiento.

La elaboración de los planos finales es una etapa clave en el desarrollo del proyecto, ya que proporciona una representación gráfica detallada y precisa del diseño de la red de alcantarillado sanitario y de la planta de tratamiento de aguas residuales. Estos documentos son esenciales para la construcción, supervisión y mantenimiento del sistema, garantizando que el diseño cumpla con los estándares técnicos y normativos establecidos.

### ***4.5.1 Elaboración de Planos de la Red de Alcantarillado***

Los planos de la red de alcantarillado proporcionan una guía técnica detallada para garantizar que el proyecto cumpla con los requerimientos hidráulicos, normativos y operativos.

Los planos de la red de alcantarillado sanitario fueron elaborados utilizando la herramienta AutoCAD, un software especializado que permite desarrollar representaciones gráficas precisas y detalladas de los diseños. Esta herramienta facilitó la generación de las plantas y perfiles longitudinales de la red, garantizando que cumplan con los estándares técnicos y normativos requeridos.

Dichos planos, que incluyen el trazado general de la red, la ubicación de pozos de inspección y las especificaciones de los tramos, pueden consultarse en el **Anexo F** del presente documento.

A continuación, se describen los componentes clave que se incluyen en los planos.

#### **4.5.1.1 Plano General del Trazado**

Representa en vista horizontal el recorrido de las tuberías de la de alcantarillado sanitario los principales elementos que incluyen son:

- **Tuberías de la red:** Identificar con líneas claras el trazado del sistema de recolección.

- **Pozos de inspección:** Ubicaciones exactas de los pozos de visita o cámaras de inspección, especialmente en cambios de dirección, conexiones de tramos o tramos largos.
- **Dirección del flujo:** Señalados con flechas la dirección del flujo del agua residual dentro de la red.
- **Escala del plano:** Usar una escala adecuada para garantizar claridad y precisión.
- Indicar materiales de las tuberías (PVC).
- Diámetros de las tuberías en cada tramo.
- Longitudes de los tramos.
- Ubicación de estación de Bombeo

#### 4.5.1.2 Planos de Perfiles Longitudinales

Representan en sección longitudinal la relación entre el terreno natural, la pendiente de las tuberías, y la profundidad a la que se instalarán, los principales elementos que incluyen son:

- **Eje del terreno natural:** Indicar la topografía existente a lo largo del trazado.
- **Pendiente de las tuberías:** Mostrar la pendiente de diseño para garantizar un flujo adecuado y evitar sedimentación o velocidades excesivas.
- **Profundidad de excavación:** Determinar la profundidad necesaria para instalar las tuberías, considerando el terreno natural y la pendiente.
- **Pozos de inspección:** Identificar las cotas de entrada y salida de las tuberías.
- **Dimensiones clave:** Alturas de entrada y salida de las tuberías en cada punto, Longitudes de cada tramo.
- Velocidades de flujo.
- Carga hidráulica para cada tramo.

#### 4.5.1.3 Planos de Detalles Constructivos de la Red

Se presentarán los detalles constructivos de los elementos que componen la red de alcantarillado sanitario los principales elementos que incluyen son:

- Diseños en sección y planta de los pozos.
- Dimensiones internas (diámetro y altura).
- Materiales de construcción.
- Accesorios como tapas, escalones y conexiones.
- Detalles constructivos del cárcamo de bombeo (Dimensiones)

#### **4.5.1.4 Leyendas y Simbología**

Se definieron los símbolos utilizados en el plano, como líneas de tuberías, pozos, cámaras, etc. también se asignaron identificadores únicos a cada tramo de tubería (Nombre de tramo) para facilitar su referencia en los cálculos y memorias descriptivas.

#### **4.5.2 *Elaboración de los Planos de la Planta Tratamiento***

Los planos de la planta de tratamiento de aguas residuales representan un elemento clave del diseño del proyecto, ya que permiten visualizar la disposición, configuración y funcionamiento de las unidades de tratamiento. Estos planos son fundamentales tanto para la construcción como para la operación y el mantenimiento del sistema, garantizando que cada componente cumpla con las normativas y los requerimientos técnicos.

La elaboración de los planos de la planta de tratamiento se llevó a cabo utilizando AutoCAD, una herramienta de diseño asistido por computadora que permite desarrollar representaciones gráficas detalladas y precisas.

Los planos finales de la planta de tratamiento de aguas residuales se encuentran disponibles en el **Anexo G** de este documento.

A continuación, se describen los componentes clave que se incluyen en los planos

##### **4.5.2.1 Plano General de la Planta**

El plano general de la planta es una representación gráfica a escala de la disposición en planta de todas las unidades de tratamiento y elementos auxiliares en el sitio propuesto. Este plano es fundamental para garantizar que todas las instalaciones sean diseñadas y construidas de manera coherente, eficiente y en cumplimiento con las normativas

ambientales y técnicas. Dicho plano Representa la distribución en planta de todas las unidades de tratamiento:

- Rejillas
- Desarenadores.
- Canal Parshall
- Tanque Imhoff.
- Filtros biológicos.
- Cámaras de desinfección.
- Líneas de entrada y salida.

#### **4.5.2.2 Planos de Detalles Constructivos de la Planta**

Los detalles constructivos son un componente crítico en los planos de diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales. Estos planos proporcionan representaciones técnicas y precisas de las dimensiones, materiales y características específicas de cada unidad de tratamiento y elemento estructural. Los detalles constructivos aseguran que la construcción cumpla con los requerimientos técnicos, normativos y funcionales necesarios para el correcto desempeño del sistema. En dichos planos se detallan:

- Dimensiones internas y externas de las unidades.
- Materiales de construcción (concreto armado, PVC, entre otros).
- Accesorios necesarios, como válvulas, compuertas y tapas.

#### **4.5.2.3 Leyendas y Simbología**

Cada plano incluye una leyenda de simbología para facilitar la interpretación que incluyen lo siguiente:

- Líneas de flujo hidráulico.
- Unidades de tratamiento.
- Conexiones y tuberías.

## 4.6 Elaboración del Presupuesto Del Proyecto

El presupuesto del sistema de alcantarillado sanitario y de la planta de tratamiento de aguas residuales fue desarrollado empleando el software Quark, una herramienta especializada en la gestión y cálculo de costos para proyectos de infraestructura. Este software permitió realizar un análisis técnico y detallado de todas las partidas presupuestarias, garantizando la precisión en los cálculos y la alineación con los requerimientos técnicos del proyecto.

Para una visualización más detallada de los cómputos métricos, análisis de precios unitarios, presupuesto general y especificaciones técnicas consulte el **Anexo H**.

### 4.6.1 Metodología de Elaboración del Presupuesto

La metodología adoptada para la elaboración del presupuesto del proyecto se comprende de las siguientes:

#### 4.6.1.1 Definición de las Actividades

Para la elaboración del presupuesto del proyecto, primeramente, se procedió a la definición y delimitación de las actividades a ejecutar, identificando cada una de ellas, mismas que son necesarias para el desarrollo del sistema de alcantarillado sanitario y de la planta de tratamiento de aguas residuales. Esta etapa inicial permitió estructurar de manera ordenada los ítems presupuestarios, estableciendo con precisión los recursos materiales, la mano de obra y los equipos. Las actividades desarrolladas en el presente proyecto se encuentran organizadas y estructuradas en capítulos, con el fin de garantizar un orden metodológico y una adecuada secuencia lógica en la presentación de los contenidos como se pueden apreciar en la tabla 54.

**Tabla 54**

*Capítulos y Actividades Desarrolladas en el Proyecto*

CAPÍTULO	DESCRIPCIÓN
1	RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO
1.01	OBRAS PRELIMINARES
1.1	RED DE TUB. ALCANTARILLADO SANITARIO

CAPÍTULO	DESCRIPCIÓN
1.2	CÁMARAS DE INSPECCIÓN
1.3	CONEXIONES DOMICILIARIAS
1.4	CÁRCAMO DE BOMBEO
1.4.1	LÍNEA DE IMPULSIÓN ESTACIÓN DE BOMBEO
1.4.2	CASETA DE CONTROL ESTACIÓN DE BOMBEO
1.4.3	CERCO PERIMETRAL ESTACIÓN DE BOMBEO
2	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
2.01	OBRAS PRELIMINARES
2.1	PRE-TRATAMIENTO
2.1.1	CANAL DE REJAS Y REJILLAS
2.1.2	DESARENADOR
2.1.3	CANAL PARSHALL
2.2	TRATAMIENTO PRIMARIO
2.2.1	TANQUE IMHOFF
2.3	TRATAMIENTO SECUNDARIO
2.3.1	FILTRO BIOLÓGICO PERCOLADOR
2.4	TRATAMIENTO DE DESINFECCIÓN
2.4.1	DEPOSITO DE HIPOCLORITO DE SODIO
2.4.2	CÁMARA DE CLORACIÓN
2.5	TUBERÍA DE SALIDA AL CUERPO RECEPTOR
2.6	CERRAMIENTO PERIMETRAL PTAR
2.7	LECHO DE SECADO DE LODOS

*Nota.* Elaboración Propia

#### **4.6.1.2 Definición de Ítems**

Se establecieron todos Items, considerando cada etapa del proyecto: construcción de la red de alcantarillado, instalación de equipos y construcción de las unidades de la planta de tratamiento.

#### **4.6.1.3 Análisis de Precios Unitarios (APU)**

Para realizar el análisis de precios unitarios se utilizó el formato que propone el SICOES (SISTEMA DE CONTRATACIONES ESTATALES), cuyo resumen de

incidencias se muestran en la tabla 55. Cada Item se desglosa en materiales, mano de obra, equipos y herramientas, asignando costos unitarios según el mercado local.

**Tabla 55**

*Incidencias Para Análisis de Precios Unitarios*

DESCRIPCIÓN	PORCENTAJE
Porcentaje de los Gastos Generales	10.00%
Porcentaje de las Cargas Sociales	55.00%
Porcentaje de Herramientas	5.00%
Porcentaje de la Utilidad	10.00%
Porcentaje del Impuesto al Valor Agregado	14.94%
Porcentaje del Impuesto a las Transacciones	3.09%

*Nota.* SICOES (SISTEMA DE CONTRATACIONES ESTATALES)

**4.6.1.4 Integración de Datos al Software Quark**

Los datos recolectados fueron ingresados al software para calcular los costos totales de cada Item. El software Quark permitió automatizar los cálculos y generar reportes detallados de los resultados obtenidos.

**4.6.2 Resultados Generados por Software Quark**

Una vez realizadas todas las tareas previas el programa nos permite obtener:

**4.6.2.1 Presupuesto Total del Proyecto:**

El programa nos brinda el presupuesto total del proyecto como se puede ver en la tabla 56.

**Tabla 56**

*Presupuesto General del Proyecto*

CAPÍTULO	DESCRIPCIÓN	PARCIAL (Bs)
1	RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO	<b>7,119,301.49</b>
1.01	OBRAS PRELIMINARES	17,997.92
1.1	RED DE TUB. ALCANTARILLADO SANITARIO	3,364,116.10
1.2	CÁMARAS DE INSPECCIÓN	1,881,633.04

CAPÍTULO	DESCRIPCIÓN	PARCIAL (Bs)
1.3	CONEXIONES DOMICILIARIAS	1,249,488.31
1.4	CÁRCAMO DE BOMBEO	606,066.12
1.4.1	LÍNEA DE IMPULSIÓN ESTACIÓN DE BOMBEO	54,625.60
1.4.2	CASETA DE CONTROL ESTACIÓN DE BOMBEO	42,852.51
1.4.3	CERCO PERIMETRAL ESTACIÓN DE BOMBEO	103,389.66
2	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	<b>2,275,130.48</b>
2.01	OBRAS PRELIMINARES	19,067.97
2.1	PRE-TRATAMIENTO	41,531.71
2.1.1	CANAL DE REJAS Y REJILLAS	15,374.63
2.1.2	DESARENADOR	23,658.76
2.1.3	CANAL PARSHALL	2,498.32
2.2	TRATAMIENTO PRIMARIO	714,854.11
2.2.1	TANQUE IMHOFF	714,854.11
2.3	TRATAMIENTO SECUNDARIO	953,994.02
2.3.1	FILTRO BIOLÓGICO PERCOLADOR	953,994.02
2.4	TRATAMIENTO DE DESINFECCIÓN	66,653.57
2.4.1	DEPOSITO DE HIPOCLORITO DE SODIO	16,744.80
2.4.2	CÁMARA DE CLORACIÓN	49,908.77
2.5	TUBERÍA DE SALIDA AL CUERPO RECEPTOR	53,211.36
2.6	CERRAMIENTO PERIMETRAL PTAR	425,817.74
2.7	LECHO DE SECADO DE LODOS	126,322.01
	<b>TOTAL, PRESUPUESTO:</b>	<b>9,520,753.98</b>

Son: Nueve millones quinientos veinte mil setecientos cincuenta y tres 98/100 Bolivianos.

*Nota.* Elaboración Propia

El presupuesto final del proyecto asciende a un total de 9,520,753.98 Bs, valor obtenido a partir de la estimación y valorización de los diferentes ítems que conforman el sistema de alcantarillado sanitario. Dicho cálculo se efectuó mediante el uso del software Quark de costos y presupuestos, lo que permitió una adecuada cuantificación de materiales, mano de obra, equipos y maquinaria, así como la integración de costos directos e indirectos. En consecuencia, este monto constituye la referencia económica oficial del proyecto, y servirá como base para la planificación, ejecución y control financiero de la obra.

## CAPÍTULO V

### 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1 CONCLUSIONES

Con la realización del proyecto se logró el “DISEÑO DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA COMUNIDAD SANTA LUCÍA MUNICIPIO DE BELLA FLOR DEPARTAMENTO DE PANDO”, proporcionando una solución técnica que asegura la recolección, transporte y depuración de las aguas residuales, en concordancia con la normativa boliviana vigente, cumpliendo así con el objetivo inicialmente trazado. Así mismo, logrando la reducción de enfermedades de origen hídrico, y la contaminación del medio ambiente.

- Los parámetros de diseño se consideró para un período de 20 años, partiendo de una población actual de 368 habitantes y proyectando una población futura de 924 habitantes. Se estableció una dotación inicial de 90 L/hab/día y una futura de 110 L/hab/día, aplicando un coeficiente de retorno del 80%.

Para el sistema de alcantarillado, el caudal de diseño (QDT) es 5.17 L/s. con un caudal máximo horario doméstico (QMH) de 2.64 L/s, el caudal por infiltración (QINF) de 0.57 L/s, el caudal por conexiones erradas (QCE) de 0.13 L/s y el caudal por descargas concentradas de 0.89 L/s.

La caracterización del agua residual cruda mostró concentraciones significativas de contaminantes, con 325 mg/L de DBO, 615 mg/L de DQO, 168 mg/L de SST y  $6.0 \times 10^6$  U.F.C./100 mL de Coliformes Termorresistentes. Como referencia ambiental clave, se realizó un aforo al cuerpo receptor que registró un caudal de 11.08 L/s y parámetros de calidad de agua de 1 mg/L de DBO, 5 mg/L de DQO, 11 mg/L de SST y  $2.2 \times 10^3$  U.F.C./100 mL de Coliformes Termorresistentes.

Por tanto, el caudal de ingreso a la planta de aguas residuales es de 5.17 L/s, para el dimensionamiento de las unidades se utilizó los caudales promedio y mínimo (Qp) 2.53 L/s y (Qmin)1.27 L/s respectivamente.

- El sistema de alcantarillado sanitario fue diseñado bajo estricto cumplimiento de la Norma Boliviana NB 688, garantizando cobertura total para el 100% de la población actual y futura de la comunidad de Santa Lucía. El principal criterio de diseño

aplicado, fue el de la tensión tractiva que garantiza la autolimpieza de los colectores variando de 0.60 pascales para tramos de arranque y de 1 Pascal para tramos derivados y el tirante máximo (75% del diámetro), lo que asegura un funcionamiento hidráulico eficiente. El sistema propuesto incluye: 11346.11 metros de longitud de tuberías de PVC con diámetro único de 6 pulgadas, 197 Cámaras de inspección sanitarias prefabricadas con alturas que oscilan desde 0.95 metros a 5.49 metros, 414 Conexiones domiciliarias y 1 Estación de bombeo. La función primordial del sistema consiste en la recolección y transporte de las aguas residuales hasta la planta de tratamiento, operando predominantemente por gravedad. Esta configuración hidráulica permite minimizar la dependencia de equipos electromecánicos.

- El cálculo y diseño de la planta de tratamiento se determinó un sistema no convencional que integra tratamiento preliminar, primario, secundario y desinfección, consistente principalmente en 1 Tanque Imhoff, 1 filtro biológico percolador, 1 cámara de cloración y 1 lecho de secado de lodos. Este sistema ha sido concebido para operar íntegramente por gravedad, eliminando la dependencia de equipos mecánicos y minimizando así los costos operativos y de energía. El esquema de tratamiento fue seleccionado tras analizar diversas alternativas, priorizando criterios de eficiencia, operación, costos, mantenimiento y sostenibilidad. La planta fue dimensionada para un período de diseño de 20 años, garantizando su operatividad hasta el año 2042, sujeta a la ejecución de un programa de mantenimiento preventivo periódico. Las unidades de tratamiento propuestas están diseñadas para depurar las aguas residuales, garantizando que el efluente final cumpla con los límites máximos permisibles establecidos en la normativa ambiental boliviana vigente.
- Con la implementación de la línea de tratamiento adoptada para la planta de tratamiento de aguas residuales se lograron remociones de los principales parámetros de contaminación hídrica DBO<sub>5</sub>, DQO, SST y Coliformes Termorresistentes. El sistema de tratamiento de aguas residuales opera con un caudal de 218.77 m<sup>3</sup>/día. El proceso inicia con un tratamiento preliminar, donde el afluente presenta una DBO<sub>5</sub> de 325 mg/L, DQO de 615 mg/L, SST de 168 mg/L y coliformes termorresistentes de 6.0×10<sup>6</sup> NMP/100ml. En esta etapa no se produce remoción significativa de materia orgánica o sólidos suspendidos, ya que su objetivo principal es la protección

de equipos posteriores mediante la retención de sólidos gruesos y abrasivos (rejillas), y la separación de arenas (desarenador), sin incidir en la reducción de parámetros de contaminación. Posteriormente, el agua ingresa a un tanque Imhoff, logrando eficiencias de remoción del 30% para DBO<sub>5</sub> y DQO, 70% para SST y 50% para coliformes, resultando en un efluente con 228 mg/L de DBO<sub>5</sub>, 431 mg/L de DQO, 50 mg/L de SST y 3.0×10<sup>6</sup> NMP/100ml de coliformes. A continuación, el filtro biológico reduce la DBO<sub>5</sub> en un 80% y la DQO en un 75%, además de eliminar el 80% de los SST y el 95% de los coliformes, obteniendo un efluente de 46 mg/L de DBO<sub>5</sub>, 108 mg/L de DQO, 10 mg/L de SST y 1.5×10<sup>5</sup> NMP/100ml de coliformes. Finalmente, en la cámara de cloro se aplica una desinfección que remueve el 99% de los coliformes termorresistentes, alcanzando un efluente final con 1.0×10<sup>3</sup> NMP/100ml, mientras que los valores de DBO<sub>5</sub>, DQO y SST se mantienen en 46 mg/L, 108 mg/L y 10 mg/L, respectivamente.

- En el ámbito del cumplimiento de la normativa ambiental. De acuerdo con lo establecido en el Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica, y aplicando la Ecuación 59 (apartado 2.3.5, página 115). Se evaluó la mezcla del efluente de la planta de tratamiento con un caudal de 218.77 m<sup>3</sup>/día y concentraciones de DBO<sub>5</sub>: 46 mg/L, DQO: 108 mg/L, SST: 10 mg/L y coliformes termorresistentes: 1.0×10<sup>3</sup> NMP/100mL Con el cuerpo receptor, el cual presenta un caudal de 957.25 m<sup>3</sup>/día, y con concentraciones de DBO<sub>5</sub>: 1 mg/L, DQO: 5 mg/L, SST: 11 mg/L y coliformes termorresistentes: 2.2×10<sup>3</sup> NMP/100mL que corresponden a la clase C. El resultado de esta mezcla, cuyos valores se detallan en la siguiente tabla:

PARÁMETRO	LIMITES MÁXIMOS ADMISIBLES CLASE "C"	VALOR DE LA MEZCLA	MARGEN DE CUMPLIMIENTO
DBO <sub>5</sub> (mg/l)	< 20	9.28	53.60 %
DQO (mg/l)	< 40	24.09	39.78 %
Sólidos Suspendidos (mg/l)	< 60	10.83	81.95 %
Coliformes Fecales termorresistentes (NMP/100ml)	< 5000	2.00E+03	60.00 %

Resultando que los valores finales se encuentran por debajo de los Límites Máximos Permisibles establecidos en la Norma de Medio Ambiente 1333.

- Se elaboraron los planos y perfiles longitudinales de la red de alcantarillado sanitario y de la planta de tratamiento de aguas residuales utilizando la herramienta de diseño asistido por computadora AutoCAD. En el caso de la red de alcantarillado sanitario, los planos muestran el trazado de las tuberías, sus diámetros, pendientes y profundidades, así como la ubicación de las cámaras de inspección, facilitando la interpretación de la topografía del terreno y el comportamiento hidráulico del sistema. En cuanto a la planta de tratamiento, los planos elaborados describen la disposición en planta de cada una de las unidades que la conforman, así como sus dimensiones principales y la interconexión hidráulica entre ellas. En conjunto, los planos y perfiles generados cumplen un rol fundamental al servir no solo como respaldo técnico del diseño, sino también como instrumentos de control y fiscalización durante la etapa de construcción, garantizando que la infraestructura se ejecute conforme a lo proyectado.
- El presupuesto del sistema fue elaborado utilizando el software especializado en costos y presupuestos Quark, herramienta que permitió estructurar de manera sistemática y precisa todos los ítems de obra asociados al proyecto. El monto total alcanzó los Bs. 9,520,753.98 (Nueve millones quinientos veinte mil setecientos cincuenta y tres 98/100 bolivianos), distribuidos de la siguiente manera: Bs. 7,119,301.49 (Siete millones ciento diecinueve mil trescientos un 49/100 bolivianos) corresponden a la red de alcantarillado sanitario y Bs. 2,401,452.49 (Dos millones cuatrocientos un mil cuatrocientos cincuenta y dos 49/100. bolivianos) a la planta de tratamiento de aguas residuales. De esta manera, el presupuesto final no solo determina el monto de inversión requerido, sino que también se convierte en la referencia económica oficial del proyecto, indispensable para la toma de decisiones de las entidades financiadoras y para garantizar la viabilidad técnica y económica de la construcción del sistema integral de saneamiento.

## **5.2 RECOMENDACIONES**

- Se recomienda implementar un programa de operación y mantenimiento preventivo para la red de alcantarillado sanitario de tipo convencional separado y la planta de tratamiento, que asegure la limpieza periódica de los colectores, cámaras de

inspección, estación de bombeo y las unidades de tratamiento de la P.T.A.R. Esta práctica permitirá mantener la capacidad hidráulica del sistema, evitar obstrucciones, reducir riesgos de desbordes y prolongar la vida útil de las infraestructuras.

- Se recomienda establecer un sistema de monitoreo periódico del efluente tratado, que contemple la toma de muestras y análisis de parámetros físico-químicos y bacteriológicos relevantes, tales como la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO<sub>5</sub>), Demanda Química de Oxígeno (DQO), Sólidos Suspendedos Totales (SST) y Coliformes Fecales. La evaluación sistemática de estos indicadores permitirá verificar la eficiencia de las unidades de tratamiento, identificar posibles fallas operativas y garantizar que el efluente cumpla con los límites máximos permisibles de vertido establecidos en el Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica de la Ley 1333.
- Desarrollar campañas de educación y concientización ambiental en la comunidad de Santa Lucía, orientadas al uso adecuado del sistema de alcantarillado y la planta de tratamiento, con la finalidad de evitar prácticas que comprometan su eficiencia y garantizar su sostenibilidad en el tiempo.

Si bien el presente proyecto se enfoca en la etapa de diseño y no contempla la ejecución física de las obras, constituye un instrumento técnico de vital importancia, sentando las bases y establece una guía integral para que en un futuro el Gobierno Autónomo Municipal de Bella Flor pueda gestionar la ejecución del sistema de alcantarillado sanitario y planta la de tratamiento de aguas residuales en la comunidad Santa Lucía.

La materialización de este proyecto es de interés público prioritario, ya que el acceso al saneamiento básico es un derecho fundamental reconocido por la Constitución Política del Estado Plurinacional de Bolivia, que en su Artículo 20 reconoce el acceso universal y equitativo a servicios básicos, incluyendo el agua potable y el alcantarillado sanitario. Por lo tanto, este proyecto no solo representa un aporte técnico, sino también un paso concreto hacia el cumplimiento de las obligaciones del Estado y la garantía de una mejor calidad de vida para los habitantes de la comunidad Santa Lucía.

## REFERENCIAS

- Além, P., & Tsutiya, M. (1999). *Coleta e transporte de esgoto sanitário*. São Paulo:: Epusp/PHD.
- AYALA FANOLA, R. M., & GONZALES MARQUEZ, G. (2009). *APOYO DIDACTICO EN LA ENSEÑANZA – APRENDIZAJE DE LA ASIGNATURA DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES*. Cochabamba, Bolivia .
- Campos, J. R. (1994). *Alternativas para Tratamiento de Esgotos - Pré-Tratamiento de Águas para Abasteci*. Sao Paulo.
- CENTA. (2021). *Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales*. Bolivia.
- Chernicharo de Lemos. (2007). *Anaerobic Reactors en Biological Wastewater Treatment Series*,. Londres: IWA.
- CONAGUA. (2016). *Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales*. Mexico.
- DIGESBA. (2001). Dirección General de Saneamiento Básico. *Norma Boliviana NB 688*. BOLIVIA.
- DINASBA. (1996). *Reglamento Técnico de Diseño de Unidades de Tratamiento No Mecanizadas para Aguas Residuales*. Bolivia.
- Hanai. (1997). *Tratamiento de Aguas Residuales* .
- ICA, I. (2016). *CÁLCULOS PARA DISEÑAR UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES*. Peru.
- INE. (s.f.). Instituto Nacional de Estadística.
- Ley No. 1333 . (27 de 4 de 1992). LEY DEL MEDIO AMBIENTE . Bolivia.
- MARM. (2010). *Manual para la implantación de sistemas de de depuración en pequeñas poblaciones*. Madrid: Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, Centro de Publicaciones.

- Mendonça, S. (2000). *Sistemas de lagunas de estabilización*. Editorial Nomos S. A.
- Metcalf & Eddy. (1995). *Ingeniería de Aguas Residuales*. (A. G. Bagre, Ed.) IMPRESA.
- Metcalf, & Eddy. (2014). *Ingeniería de aguas residuales: tratamiento y recuperación de recursos*. McGraw-Hill.
- Ministerio del Agua, V. M. (2007). *Manual de Operación y Mantenimiento de Sistemas de Alcantarillado en Áreas Rurales*. La Paz, Bolivia: ABBASE LTDA.
- Monge, J. (2015). *Guía de referencia de Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales utilizados en Centro América*.
- Netto, A. (1998).
- NOGALES, F. (2009). *MATERIAL DE APOYO DIDÁCTICO INGENIERÍA SANITARIA II*. COCHABAMBA, BOLIVIA.
- Norma Boliviana NB 688, 2. (2007).
- Norma OS.090. (2009). *PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES*. Peru.
- Ortega, E. (2015). *Esquema de una EDAR. Pretratamientos. XXXVI Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras*. Madrid.
- Peñaranda, W. (1993). *Manual para Cálculo, Diseño y Proyecto de Redes de Alcantarillado*. La Paz, Bolivia.
- PTDI. (2016). *PLAN TERRITORIAL DE DESARROLLO INTEGRAL MUNICIPIO DE BELLA FLOR 2016-2020*. Bella Flor, Pando, Bolivia.
- RAS. (8 de Junio de 2017). *Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico*. Colombia.
- RMCH. (1992). *REGLAMENTO EN MATERIA DE CONTAMINACION HIDRICA*. Bolivia.
- Romero, J. A. (2008). *Tratamiento de Aguas Residuales*. Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.

## **ANEXOS**