

FACULTAD DE INGENIERÍA



Carrera de Ingeniería Civil

“PROPUESTA DE DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO Y AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE E INSTALACIÓN DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO EN EL CENTRO POBLADO SAN ANTONIO, DISTRITO DE LLOCHEGUA - HUANTA - AYACUCHO”

Trabajo de suficiencia profesional para optar el título profesional de:

Ingeniera Civil

Autor:

María Evelin Céspedes Cubas

Asesor:

Mg. Ing. Jimmy Mendoza Montalvo

Lima - Perú

2020

DEDICATORIA

Dedico el presente trabajo a mis padres y hermanos por ser la fuente de motivación en mi vida y por brindarme su amor, comprensión, paciencia y apoyo incondicional en cada paso importante de mi vida. Estoy muy agradecida de tenerlos, pues sin ellos cada meta lograda no tendría sentido.

Dedico especialmente este trabajo a mis abuelas, María y Elena, que desde el cielo me brindan su bendición y amor. Ellas son mi mayor ejemplo de vida porque han demostrado ser mujeres perseverantes y luchadoras.

También dedico este trabajo a mis familiares y amigos, por mostrarme siempre su interés y motivarme a superarme cada día. Comparto con ellos mi felicidad al cumplir una meta más en mi vida.

Finalmente, dedico este trabajo a Dios Nuestro Señor, quien ha sido mi guía y protector en cada logro. Gracias por brindarme fe, esperanza y resiliencia ante las adversidades.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por darme la paciencia y resiliencia para afrontar todas las vicisitudes que se han presentado en mi vida, pues me han ayudado a fortalecer mi fe y amor por él.

Agradezco a mis padres, Edgar y Rosa, por todo el esfuerzo y dedicación que han realizado para brindarme las mejores oportunidades. Su confianza, amor y apoyo incondicional han sido fundamentales en mi desarrollo personal y profesional. Sé que cada logro es producto de su incansable lucha y, por ello haré todo lo posible para que estén orgullosos de mí.

Agradezco a mis hermanos Anthonny, Gianpiero y André por darme los ánimos para seguir adelante y llenarme de alegría con todas sus ocurrencias. Quiero demostrarles que pueden lograr todo lo que se proponen si se esfuerzan y se apasionan por lo que hacen.

Agradezco a mis abuelos, familiares y amigos por motivarme a pesar de las difíciles circunstancias por las que pasamos. Sus consejos me han ayudado a mantenerme perseverante y optimista.

Agradezco a la Universidad Privada del Norte y a mi asesor, el Ing. Jimmy Mendoza Montalvo, quien, con su dirección y conocimientos, permitió el desarrollo de este trabajo.

TABLA DE CONTENIDOS

DEDICATORIA.....	2
AGRADECIMIENTO	3
ÍNDICE DE TABLAS.....	5
RESUMEN EJECUTIVO	10
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN.....	11
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO.....	16
CAPÍTULO III. DESCRIPCIÓN DE LA EXPERIENCIA.....	30
CAPÍTULO IV. RESULTADOS.....	78
CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	125
REFERENCIAS.....	127
ANEXOS.....	129

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. <i>Periodos de diseño de infraestructura sanitaria</i>	20
Tabla 2. <i>Dotación de agua según opción tecnológica y región (l/hab.d)</i>	22
Tabla 3. <i>Determinación del Qmd para diseño</i>	23
Tabla 4. <i>Datos geográficos del Centro Poblado de San Antonio</i>	32
Tabla 5. <i>Conexiones existentes de agua potable y alcantarillado</i>	33
Tabla 6. <i>Conexiones totales de agua potable</i>	34
Tabla 7. <i>Conexiones totales de alcantarillado sanitario</i>	34
Tabla 8. <i>Clasificación de cuerpo de agua superficial</i>	38
Tabla 9. <i>Datos de ubicación de la fuente</i>	39
Tabla 10. <i>Análisis de disponibilidad hídrica en el Riachuelo Santa Rosa</i>	40
Tabla 11. <i>Cálculo de las variaciones de consumo</i>	44
Tabla 12. <i>Datos iniciales para diseño de muro de encauzamiento</i>	45
Tabla 13. <i>Fórmulas para el cálculo de la boca de toma</i>	46
Tabla 14. <i>Coeficientes de rugosidad de Manning</i>	47
Tabla 15. <i>Cálculos para dimensionamiento de la canastilla</i>	57
Tabla 16. <i>Cálculo para el diseño del vertedero de medición de caudal</i>	62
Tabla 17. <i>Cálculos para el diseño del canal de ingreso</i>	62
Tabla 18. <i>Cálculos para el diseño de la pantalla difusora</i>	63
Tabla 19. <i>Cálculos para el diseño de la zona de sedimentación</i>	63
Tabla 20. <i>Cálculos para el diseño del canal de lodos</i>	64
Tabla 21. <i>Cálculos para el diseño del vertedero de salida</i>	64
Tabla 22. <i>Consideraciones iniciales de diseño</i>	65

Tabla 23. <i>Cálculos para el diseño del filtro de arena</i>	65
Tabla 24. <i>Consideraciones para el diseño de la línea de aducción</i>	67
Tabla 25. <i>Cálculo del material retenido en rejillas</i>	76
Tabla 26. <i>Tasa de crecimiento a nivel nacional</i>	78
Tabla 27. <i>Cálculo de la dotación según el uso del agua</i>	79
Tabla 28. <i>Cálculo de la dotación para instituciones estatales</i>	79
Tabla 29. <i>Cálculo de la dotación para instituciones sociales</i>	79
Tabla 30. <i>Resumen de las variaciones de consumo</i>	80
Tabla 31. <i>Resultados de los cálculos de la estructura de captación</i>	81
Tabla 32. <i>Resultados de las dimensiones de la cámara húmeda</i>	81
Tabla 33. <i>Resultados de características hidráulicas de la línea de conducción</i>	82
Tabla 34. <i>Resultados de características hidráulicas en los nodos: mediante la aplicación de watercad v8i</i>	83
Tabla 35. <i>Resumen de tuberías nuevas en la red de conducción</i>	84
Tabla 36. <i>Resultados del diseño de la cámara rompe presión</i>	86
Tabla 37. <i>Datos de entrada para diseño de sedimentador</i>	88
Tabla 38. <i>Cálculo para el diseño del vertedero de medición de caudal</i>	89
Tabla 39. <i>Cálculos para el diseño del canal de ingreso</i>	89
Tabla 40. <i>Cálculos para el diseño de la pantalla difusora</i>	89
Tabla 41. <i>Cálculos para el diseño de la zona de sedimentación</i>	90
Tabla 42. <i>Cálculos para el diseño del canal de lodos</i>	90
Tabla 43. <i>Resultados del dimensionamiento del filtro lento de arena</i>	91
Tabla 44. <i>Resultados de diseño hidráulico en tuberías mediante la aplicación de Watercad v8i</i>	92

Tabla 45. <i>Cálculo de consumos por nodo mediante aplicación del método de áreas de influencia (conexiones domiciliarias)</i>	93
Tabla 46. <i>Resultados de diseño hidráulico en tuberías mediante la aplicación de Watercad</i>	95
Tabla 47. <i>Resultados de características hidráulicas en los nodos: mediante la aplicación de Watercad v8i</i>	99
Tabla 48. <i>Resumen de tuberías nuevas en la red de distribución</i>	100
Tabla 49. <i>Resumen de los datos de entrada</i>	101
Tabla 50. <i>Cálculo del caudal de infiltración</i>	101
Tabla 51. <i>Resumen del cálculo de la demanda de alcantarillado sanitario</i>	102
Tabla 52. <i>Cálculo de consumos por nodo mediante aplicación del método de áreas de influencia</i>	104
Tabla 53. <i>Resultados de diseño hidráulico en tuberías mediante la aplicación de Sewercad</i> ..	106
Tabla 54. <i>Resultados de las características hidráulicas de la red emisora</i>	112
Tabla 55. <i>Alturas de los buzones</i>	113
Tabla 56. <i>Resultados para el dimensionamiento de la cámara de rejillas</i>	115
Tabla 57. <i>Cálculos para el diseño de desarenador</i>	117
Tabla 58. <i>Cálculos para el dimensionamiento del lecho de secado</i>	118
Tabla 59. <i>Cálculos para el dimensionamiento del filtro biológico</i>	120
Tabla 60. <i>Cálculos para el diseño del sedimentador secundario</i>	121
Tabla 61. <i>Determinación de la cantidad de hipoclorito de calcio al 65%</i>	122
Tabla 62. <i>Cálculo para el diseño de la cámara de contacto</i>	123
Tabla 63. <i>Resultados del test de percolación</i>	123
Tabla 64. <i>Cálculos para el dimensionamiento del pozo percolador</i>	124

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.</i> Organigrama de la empresa Constructora & Consultores Céspedes EIRL.	13
<i>Figura 2.</i> Algoritmo de Selección de Sistemas de Agua Potable para el Ambito Rural. Extraído de la Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural (2018).....	18
<i>Figura 3.</i> Imagen satelital del centro poblado de San Antonio y el área de influencia del proyecto. Extraído de Google Earth.....	32
<i>Figura 4.</i> Flujograma del proceso de diseño del sistema de abastecimiento de agua potable.....	36
<i>Figura 5.</i> Flujograma del proceso de diseño del sistema de alcantarillado.	37
<i>Figura 6.</i> Sistema de agua potable señalado de acuerdo al Algoritmo de selección de sistema de agua potable.	42
<i>Figura 7.</i> Dibujo esquemático de la sección de la quebrada.	45
<i>Figura 8.</i> Dibujo para el diseño de la cresta creager.	49
<i>Figura 9.</i> Esquema de la relación del canal de derivación	51
<i>Figura 10.</i> Detalle de los bloques de amortiguamiento.....	54
<i>Figura 11.</i> Características de los estanques amortiguadores para números de Froude mayores de 4.5,.....	55
<i>Figura 12.</i> Imagen de una cámara rompe presión	59
<i>Figura 13.</i> Esquema de una ptar de aguas residuales domésticas y eficiencia de remoción.....	72
<i>Figura 14.</i> Esquema del perfil longitudinal de la línea de conducción del sistema de agua potable del Centro Poblado de San Antonio.....	85
<i>Figura 15.</i> Cruce aéreo de una longitud de 15 m.	87
<i>Figura 16.</i> Esquema de la red de distribución de agua potable del Centro Poblado de San Antonio modelada en el software WaterCAD	98

<i>Figura 17.</i> Componentes del sistema de alcantarillado sanitario del Centro Poblado de San Antonio.	103
<i>Figura 18.</i> Esquema de la red colectora de aguas residuales del Centro Poblado de San Antonio modelada en el software SewerCAD	111
<i>Figura 19.</i> Componentes de la planta de tratamiento de aguas residuales del Centro Poblado de San Antonio.	114

RESUMEN EJECUTIVO

El presente trabajo de suficiencia profesional se desarrolla en torno a mi última experiencia profesional como asistente en el área de proyectos, donde me encargué de apoyar en la elaboración del expediente técnico del proyecto “Mejoramiento y ampliación del sistema de agua potable e instalación del sistema de alcantarillado en el centro poblado San Antonio, distrito de Llochegua - Huanta – Ayacucho”. El trabajo tuvo como objetivo presentar una propuesta de diseño del sistema de agua potable y alcantarillado para dicho centro poblado. Este diseño se basó en la Norma Técnica de Diseño “Opciones tecnológicas para sistemas de saneamiento en el ámbito rural” y las normas relacionadas a obras de saneamiento del Reglamento Nacional de Edificaciones. Para realizar el modelamiento hidráulico del sistema de agua potable y alcantarillado se usó los softwares WaterCAD y SewerCAD, respectivamente. En el sistema de agua potable se determinó la captación tipo barraje fijo sin canal de derivación, la línea de conducción, planta de tratamiento, reservorio, línea de aducción y red de distribución. Asimismo, para el sistema de alcantarillado, se determinó la red colectora, red emisora, buzones y dos plantas de tratamiento. Finalmente, se presentó los planos sobre el diseño de ambos sistemas.

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

El presente trabajo nace de la necesidad de dar solución a una problemática muy latente en el país y en la que diariamente viven muchas personas. Esta la falta y el inadecuado acceso a un sistema de agua potable y alcantarillado, lo que deriva en un bajo nivel de calidad de vida e impide el desarrollo económico de estas poblaciones cayendo en el llamado círculo perverso del agua - salud - pobreza.

Por tal motivo, el Gobierno Central, a través del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS), estableció el Plan Nacional de Saneamiento 2017 – 2021 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2017). En dicho documento se concluye asumir el compromiso de cerrar las brechas de cobertura urbana al año 2021 y rural al año 2030. De esta manera se pretende cumplir con la meta 6 de los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) sobre la cobertura de saneamiento.

En tal sentido, el MVCS financia inversiones en el marco de la Resolución Ministerial N° 155-2017- VIVIENDA y la RM N° 013-2020- VIVIENDA a través del Programa Nacional de Saneamiento Rural (PNSR), siendo los gobiernos locales y regionales los responsables de conformar las unidades formuladoras y ejecutoras encargadas de la formulación y evaluación de estos proyectos en función a las necesidades y alcances de las localidades.

Durante el periodo de mi experiencia profesional participé en la formulación y elaboración de expedientes técnicos de proyectos de saneamiento rural. Por ello, gracias a los conocimientos obtenidos, presento este trabajo de suficiencia profesional en el que se plantea una solución técnica a una problemática existente en el centro poblado de San Antonio, distrito de Llochegua – Huanta – Ayacucho. En el presente trabajo se describe el diseño del sistema de agua potable y alcantarillado del centro poblado de San Antonio, basados en las normativas de la Resolución

Ministerial N° 192-2018-Vivienda (Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural).

1.1. Antecedentes de la empresa

La empresa Constructores y Consultores Céspedes EIRL inició sus actividades en el año 2013, dedicándose exclusivamente al sector construcción en las áreas de consultoría y ejecución de obras. Actualmente tiene 7 años operando en el sector. Durante este periodo, la empresa se ha desenvuelto en el ámbito público y privado, participando en proyectos de pequeña y mediana envergadura, en las que ha ofrecido un servicio integral. Para acelerar su crecimiento adquirió maquinaria y equipos para la ejecución de obras, lo que ha impulsado su capacidad de contratación. Asimismo, cuenta con personal técnico capacitado y con la experiencia acreditada para dar soluciones técnicas a las problemáticas presentadas en los proyectos.

En el ámbito público, ofrece servicios de consultoría de obras en la formulación y elaboración de perfiles y expedientes técnicos en proyectos de mejoramiento de transitabilidad vehicular y peatonal, edificaciones, saneamiento urbano y rural, puentes, canales de riego, entre otros. Como ejecutor de obras, la empresa participa en la ejecución de obras de infraestructura vial, educativa, sanitaria, recreativa, entre otros.

Misión

La misión de la empresa es desarrollar y construir proyectos que cumplan con las exigencias de sus clientes e implementando los lineamientos de calidad, seguridad y sostenibilidad.

Visión

Ser reconocida como una empresa líder en construcción y consultoría, implementando una gestión adecuada en sus proyectos y proponiendo innovaciones que impulsen al crecimiento de la empresa y mejoren la calidad de vida de las personas.

Organigrama

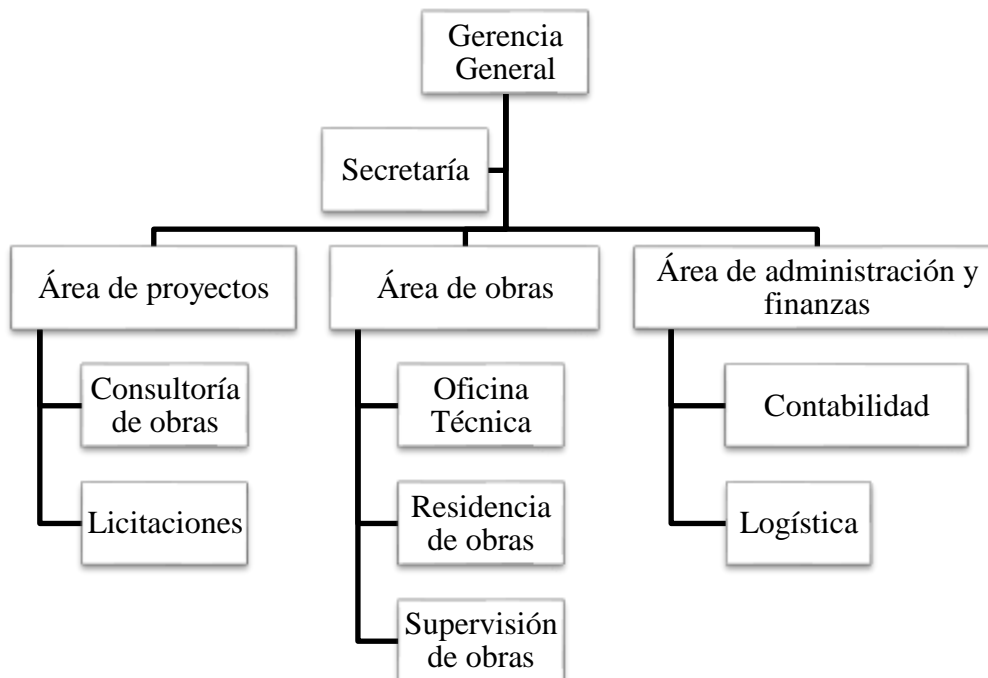


Figura 1. Organigrama de la empresa Constructora & Consultores Céspedes EIRL.

Servicios

- Obras viales: carreteras y autopistas, puentes, vías urbanas, entre otros.
- Saneamiento: agua potable, alcantarillado, drenaje pluvial, instalaciones sanitarias y sistema contra incendio, entre otros.
- Edificaciones: centros educativos, centros deportivos, centros de salud de atención primaria, habilitaciones urbanas, viviendas y oficinas, entre otros.
- Hidráulica e irrigaciones: presas y embalses, obras hidráulicas, entre otros.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

- Presentar la propuesta de diseño del sistema de agua potable y alcantarillado para el centro poblado San Antonio, distrito de Llohegua - Huanta – Ayacucho.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Determinar los parámetros de diseño para la elección de los componentes del sistema de agua potable y alcantarillado del centro poblado San Antonio, distrito de Llochegua - Huanta – Ayacucho.
- Establecer el diseño hidráulico de los componentes del sistema de agua potable utilizando el software WaterCAD en el centro poblado San Antonio, distrito de Llochegua - Huanta – Ayacucho.
- Establecer el diseño hidráulico de los componentes del sistema de alcantarillado utilizando el software SewerCAD en el centro poblado San Antonio, distrito de Llochegua - Huanta – Ayacucho.
- Describir las ventajas del diseño seleccionado del sistema de agua potable y alcantarillado en el centro poblado San Antonio, distrito de Llochegua - Huanta – Ayacucho.

1.3. Justificación

La pobreza existente en muchas zonas del país, el difícil acceso a las comunidades, la centralización, la falta de responsabilidad e interés de las autoridades locales, regionales y nacionales del país para atender las necesidades básicas de las poblaciones rurales más alejadas han desacelerado su desarrollo. Una de las causas de esta situación es la falta de acceso a los servicios de agua y desagüe, que son vitales para la mejora de la calidad de vida de las personas. El centro poblado de San Antonio forma parte de dicha realidad. El servicio de agua en este lugar es deficiente debido a que la fuente de agua no es suficiente y tampoco presenta una calidad adecuada para el consumo humano. La mayoría de los componentes del sistema de agua (red de conducción, red de distribución, reservorio y demás) han cumplido su vida útil y no cuentan con un sistema de evacuación de aguas residuales generando así, un riesgo para la salud de la población.

Por tal motivo, el presente trabajo de suficiencia profesional busca presentar la propuesta de diseño hidráulico del sistema de agua potable y alcantarillado del centro poblado de San Antonio,

basados en las normativas de la Resolución Ministerial N° 192-2018-Vivienda (Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural), OS.100. Consideraciones básicas de diseño de infraestructura sanitaria, OS.070. Redes de aguas residuales y OS.090. Plantas de tratamiento de aguas residuales del Reglamento Nacional de Edificaciones.

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

2.1. Marco Legal

La normativa enmarcada en el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado en zonas rurales en Perú es la siguiente:

- El Decreto Supremo N°007-2017-VIVIENDA, mediante la cual se aprueba la Política Nacional de Saneamiento.
- La Resolución Ministerial N° 173-2016-VIVIENDA, que aprueba la Guía de Opciones Tecnológicas para Sistemas de Abastecimiento de Agua para Consumo Humano y Saneamiento en el Ámbito Rural, modificadas por la Resolución Ministerial N° 189-2017-VIVIENDA, la Resolución Ministerial N° 265 – 2017-VIVIENDA y Resolución Ministerial N° 192-2018-VIVIENDA.
- Las Normas Técnicas OS.100. Consideraciones básicas de diseño de infraestructura sanitaria, OS.070. Redes de aguas residuales y OS.090. Plantas de tratamiento de aguas residuales del Reglamento Nacional de Edificaciones.

2.2. Sistema de Abastecimiento de Agua Potable

2.2.1. Criterios de Selección

De acuerdo con la Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018), los criterios de selección que deben ser evaluados en las zonas de intervención son los siguientes:

- a. Tipo de fuente, existen tres tipos de fuentes de agua:
 - Grupo N° 1: Fuente Superficial: laguna o lago, río, canal, quebrada.
 - Grupo N° 2: Fuente Subterránea: Manantial (ladera, fondo y Bofedal), Pozos y Galerías Filtrantes

- Grupo N° 3: Fuente Pluvial: lluvia, neblina.
- b. Ubicación de la fuente, este determina si el funcionamiento del sistema se debe realizar por gravedad o bombeo.
- c. Nivel freático, la profundidad del nivel freático permite la determinación de la opción tecnológica de agua para consumo humano, para el caso de la fuente subterránea.
- d. Frecuencia e intensidad de lluvias, se refiere únicamente a una fuente pluvial, donde la zona de intervención presenta un registro pluviométrico de los últimos 10 años, que permita a cada vivienda contar con la cantidad de agua para el consumo, o para complementar el ya obtenido por otra fuente.
- e. Disponibilidad de agua, se refiere a que la fuente (superficial, subterránea o pluvial) seleccionada otorga una cantidad de agua suficiente para el consumo humano y servicios en la vivienda.
- f. Zona de vivienda inundable, se refiere a si la zona de intervención es vulnerable a ser inundada de manera permanente o por un tiempo limitado, por lluvias intensas, o por el desborde natural de un cuerpo de agua.
- g. Calidad del agua, es un criterio en el cual se considera que las aguas subterráneas únicamente requieren simple desinfección y las aguas superficiales filtración lenta antecedida de prefiltración con grava.

Dependiendo de los criterios señalados y explicados anteriormente, la Norma Técnica plantea un algoritmo de selección para identificar la opción tecnológica más adecuada para el lugar a intervenir.

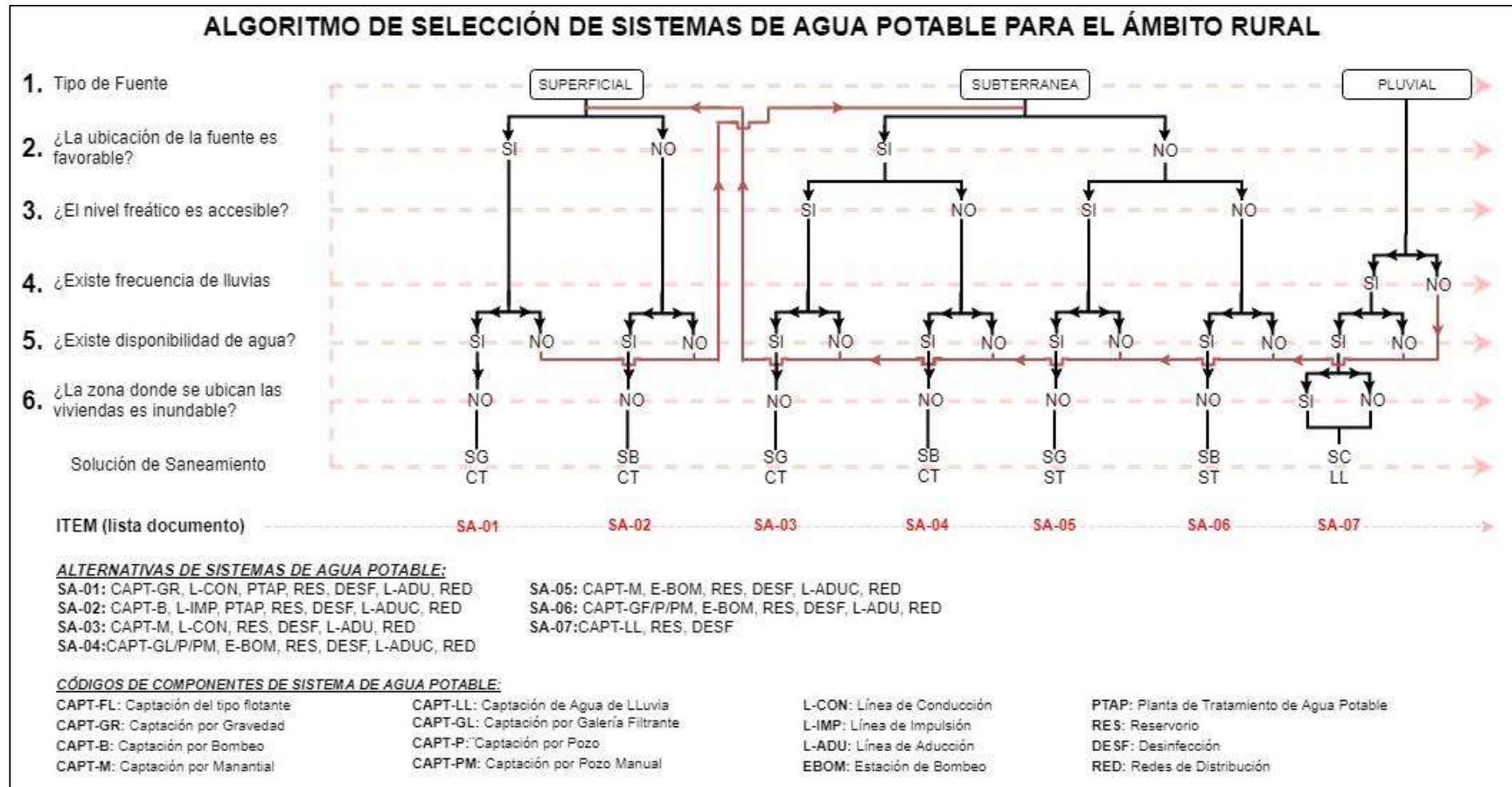


Figura 2. Algoritmo de Selección de Sistemas de Agua Potable para el Ámbito Rural. Extraído de la Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural (2018).

2.2.2. Alternativas de Sistemas de Agua Potable para el Ámbito Rural

De acuerdo con los criterios de selección para las zonas rurales se han identificado siete alternativas de sistemas de agua potable, las cuales se clasifican en sistemas por gravedad, sistemas por bombeo y sistema de captación pluvial.

2.2.2.1. Sistemas por gravedad

2.2.2.1.1. Con tratamiento

SA-01: Captación por gravedad, línea de conducción, planta de tratamiento de agua potable, reservorio, desinfección, línea de aducción, red de distribución.

2.2.2.1.2. Sin tratamiento

SA-03: Captación de manantial (ladera o fondo), línea de conducción, reservorio, desinfección, línea de aducción, red de distribución.

SA-04: Captación (galería filtrante, pozo profundo, pozo manual), estación de bombeo, reservorio, desinfección, línea de aducción, red de distribución.

2.2.2.2. Sistemas por bombeo

2.2.2.2.1. Con tratamiento

SA-02: Captación por bombeo, línea de impulsión, planta de tratamiento de agua potable, reservorio, desinfección, línea de aducción, red de distribución.

2.2.2.2.2. Sin tratamiento

SA-05: Captación de manantial (ladera o fondo), estación de bombeo, línea de impulsión, reservorio, desinfección, línea de aducción, red de distribución.

SA-06: Captación (galería filtrante, pozo profundo, pozo manual), estación de bombeo, línea de impulsión, reservorio, desinfección, línea de aducción, red de distribución (PEAD).

2.2.2.3. Sistemas pluviales

SA-07: Captación de lluvia en techo, reservorio, desinfección.

2.2.3. Parámetros de Diseño

2.2.3.1. Periodo de diseño

Arocha (1980) define al periodo de diseño como:

El tiempo que la infraestructura funcionará de manera eficiente cumpliendo con los parámetros de diseño; existen factores que determinan el periodo de diseño, los cuales son: la calidad de los materiales, el crecimiento poblacional, la vulnerabilidad de la infraestructura y la disponibilidad económica de la región. (p.11).

Asimismo, el periodo de diseño es “menor que la vida útil o sea el tiempo que razonablemente se espera que la obra sirva a los propósitos sin tener gastos de operación y mantenimientos elevados que hagan antieconómico su uso o que requieran ser eliminadas por insuficientes” (Rodríguez, 2001, p. 35).

Los periodos de diseño máximos para los sistemas de agua y saneamiento son los siguientes:

Tabla 1

Periodos de diseño de infraestructura sanitaria

Estructura	Periodo de diseño
Fuente de abastecimiento	20 años
Obra de captación	20 años
Pozos	20 años
Planta de tratamiento de agua para consumo humano (PTAP)	20 años
Reservorio	20 años
Líneas de conducción, aducción, impulsión y distribución	20 años
Estación de bombeo	20 años
Equipos de bombeo	10 años
Unidad Básica de Saneamiento (arrastre hidráulico, compostera y para zona Inundable)	10 años
Unidad Básica de Saneamiento (hoyo seco ventilado)	5 años

Nota: Tomado de la “Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural”, 2018, MVCS, p. 30.

2.2.3.2. Población de diseño

Para calcular el caudal que nos servirá para el diseño de los componentes de la infraestructura sanitaria, se debe estimar la población de diseño o población futura. Esta población se determina por métodos matemáticos o gráficos y se dividen en: método comparativo, método racional y métodos analíticos. Este último supone que el crecimiento poblacional de un lugar dado puede ajustarse a una curva. Dentro de los métodos analíticos se encuentran: método aritmético, método geométrico, método de incrementos variables, método de la parábola de segundo grado y método de la curva normal logística.

El método aritmético, recomendado por la normativa, “consiste en averiguar los aumentos absolutos que ha tenido la población y determinar el crecimiento anual promedio para un periodo fijo y aplicarlos en años futuros” (Rodríguez, 2001, p. 32). Para estimar la población de diseño por el método aritmético, se usa la siguiente fórmula:

$$P_d = P_i \left(1 + \frac{r t}{100}\right)$$

Donde P_i es la población inicial (habitantes), P_d es población futura o de diseño (habitantes), r es tasa de crecimiento anual (%) y t es el período de diseño (años).

Según la Guía de Opciones Tecnológicas para Sistemas de Abastecimiento de Agua para Consumo Humano y Saneamiento en el Ámbito Rural (2017), la tasa de crecimiento debe corresponder a la localidad específica, sino existiese esa información se debe tomar la tasa de otra localidad similar, o en su defecto, la tasa de crecimiento del distrito. Si la tasa de crecimiento anual tiene un valor negativo, se debe usar una población de diseño igual a la actual o se debe pedir opinión al INEI.

2.2.3.3. Dotación

La dotación o consumo diario per cápita es “la cantidad media de agua utilizada diariamente por un habitante, que generalmente se expresa en litros. Este consumo sólo puede determinarse en base a estadísticas permanentes” (Lossio, 2012, p. 85). López (2010) define que la dotación es consecuencia de las necesidades de agua de una población, cuya demanda incluye el consumo doméstico, consumo público, consumo industrial, consumo comercial, fugas y desperdicios. Por tal motivo, es importante realizar el cálculo de la dotación aportada por las viviendas, así como de las instituciones públicas y privadas que realizarán un uso permanente del agua.

Para la selección de la dotación de agua, se debe definir el tipo de opción tecnológica a usar para la disposición sanitaria de excretas en la zona de intervención y su ubicación geográfica (ver Tabla 2).

Tabla 2

Dotación de agua según opción tecnológica y región (l/hab.d)

Región	Dotación según tipo de opción tecnológica (l/hab.d)	
	Sin arrastre hidráulico (compostera y hoyo seco Ventilado)	Con arrastre hidráulico (tanque séptico mejorado)
COSTA	60	90
SIERRA	50	80
SELVA	70	100

Nota: Adaptado de la “Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural”, 2018, MVCS, p. 31.

2.2.3.4. Variaciones de consumo

2.2.3.4.1. Consumo máximo diario (Q_{md})

Este parámetro depende del coeficiente de variación diaria (1.3, de acuerdo con normativa) y es un factor del caudal promedio anual “Q_p”. Sirve para diseñar la línea de conducción, plantas de tratamiento y reservorios. Su fórmula es la siguiente:

“Propuesta de diseño para el mejoramiento y ampliación del sistema de agua potable e instalación del sistema de alcantarillado en el Centro Poblado San Antonio, distrito de Llochegua - Huanta – Ayacucho”

$$Q_P = \frac{Dot \times P_d}{86400}$$

$$Q_{md} = 1.3 \times Q_P$$

Donde Q_P es el caudal promedio diario anual (l/s), Q_{md} es caudal máximo diario (l/s), Dot es la dotación (l/hab.d) y P_d es la población de diseño en habitantes (hab). Para determinar el Q_{md} de diseño, la normativa establece límites para asegurar un adecuado y correcto funcionamiento de los componentes del sistema de agua potable, a través de la siguiente tabla:

Tabla 3

Determinación del Q_{md} para diseño

RANGO	Q_{md} (REAL)	SE DISEÑA CON:
1	< de 0,50 l/s	0,50 l/s
2	0,50 l/s hasta 1,0 l/s	1,0 l/s
3	> de 1,0 l/s	1,5 l/s

Nota: Adaptado de la “Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural”, 2018, MVCS, p.35.

2.2.3.4.2. Consumo máximo horario (Q_{mh})

Este parámetro sirve para diseñar la línea de aducción, red de distribución, reservorio y otros componentes del sistema de agua potable. Depende del coeficiente de variación diaria el cual varía entre 1.8 y 2.5. Para el caso de sistemas de saneamiento rural se recomienda usar el valor de 2. La fórmula de este parámetro es la siguiente:

$$Q_P = \frac{Dot \times P_d}{86400}$$

$$Q_{mh} = 2 \times Q_P$$

Donde Q_P es el caudal promedio diario anual (l/s), Q_{mh} es el caudal máximo horario (l/s), Dot es la dotación (l/hab.d) y P_d es la población de diseño en habitantes (hab).

2.2.4. Componentes Hidráulicos

2.2.4.1. Captación

Los tipos de captación que existen son los siguientes:

- **Barraje fijo sin canal de derivación:** se define a las bocatomas de barraje fijo como:

Aquellas que poseen una presa que permiten derivar el agua elevando el tirante, tanto en épocas de avenida y estiaje. Sólo es posible aplicar este tipo de captación cuando el régimen del río sea uniforme y la capacidad de captación sea menor que la descarga promedio del río ya que no posee una estructura de regulación. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018, p. 36)

- **Barraje fijo con canal de derivación:** esta estructura permite derivar parcialmente las aguas superficiales que poseen un gran caudal.

- **Balsa flotante:** esta estructura permite captar el agua de lagos y ríos a través de un equipamiento de bombeo.

- **Caisson:** es una estructura de concreto armado que puede ser usada para captar aguas superficiales y subterráneas permitiendo mantener un nivel mínimo del agua, se usa especialmente en zonas propensas a inundaciones.

- **Manantial de ladera:** Esta estructura permite captar el agua que aflora en forma horizontal, conduciendo el agua mediante tuberías para su almacenamiento. Está compuesto por una protección de afloramiento, una cámara húmeda y una cámara seca.

- **Manantial de fondo:** Esta estructura permite captar el agua que aflora en forma ascendente, conduciendo el agua mediante tuberías para su almacenamiento. Está compuesto por una cámara húmeda y una cámara seca.

- **Galería filtrante:** está compuesta por tuberías perforadas que permiten captar aguas subterráneas y conducir las a una estructura de almacenamiento.

- **Pozo tubular:** esta estructura permite captar aguas subterráneas que se encuentran a una gran profundidad.

2.2.4.2.Línea de conducción

Esta estructura puede estar compuesta de tuberías de tipo PVC o de otro material resistente y permite conducir el agua desde la captación hasta otra infraestructura como una planta de tratamiento o reservorio. Dependiendo de las condiciones del diseño hidráulico se deben considerar en ese tramo: las válvulas de purga, válvulas de aire, cámaras rompe presión, pases aéreos y sifones. Para el diseño de todas las estructuras que forman parte de la línea de conducción y para calcular los diámetros de las tuberías se debe considerar como caudal de diseño al caudal máximo diario (Qmd).

2.2.4.3.Planta de tratamiento

Para el diseño de la planta de tratamiento se debe considerar el análisis de calidad de agua, dependiendo de sus resultados se determina el tipo de tratamiento que se debe realizar al agua, este puede ser una simple desinfección o un tratamiento usando la combinación de las siguientes estructuras: desarenador, sedimentador, prefiltro de grava y filtro lento de arena.

2.2.4.4. Reservorios

Esta estructura debe ubicarse en una zona cercana a la población para que se pueda garantizar que en cualquier punto de la red de distribución cumpla con la presión mínima.

2.2.4.5. Red de distribución

Este componente consta de tuberías, accesorios y conexiones domiciliarias que llevan el agua tratada hasta cada predio. Según McGhee (2001) el diseño de un sistema de distribución de

agua dependerá de la topografía local, la densidad de población existente y esperada, la demanda comercial e industrial.

- **Conexión domiciliaria:** El diámetro mínimo de la conexión domiciliaria debe ser de 15 mm (1/2”).

2.3. Sistema de Alcantarillado

Según Jiménez (2013) un sistema de alcantarillado tiene “como función el retiro de las aguas que ya han sido utilizadas en una población y por ende contaminadas, estas aguas reciben el nombre genérico de “aguas residuales”; también sirven para retirar las aguas pluviales” (p.21).

2.3.1. Parámetros de Diseño

- **Coefficiente de retorno (C):** Doroteo (2015) señala que “estudios estadísticos han estimado el porcentaje de agua abastecida que llega a la red de alcantarillado. Este coeficiente oscila entre el 60% y 80% de la dotación de agua potable” (p. 31). Según la norma OS.070 del Reglamento Nacional de Edificaciones el coeficiente de retorno debe ser igual al 80% del caudal de agua potable .

- **Caudal de infiltración:** la norma OS.100. Consideraciones básicas de diseño de infraestructura sanitaria (2006) del RNE señala que “el caudal de infiltración es el agua que proviene de la permeabilidad del suelo, filtrándose a través de las fisuras presentes en los colectores y en la unión de éstos con los buzones”. (p.114).

- **Variaciones de consumo:** los caudales que serán calculados son el caudal medio diario (Q_m), caudal máximo horario (Q_{mh}) y el caudal de diseño (Q_d) que será igual a 0.80 del caudal máximo horario (Q_{mh}).

2.3.2. Consideraciones de Diseño

Arias (1995) señala que la técnica de cálculo admitirá el escurrimiento en el régimen uniforme y permanente, donde el caudal y la velocidad media permanecen constantes en una determinada longitud de conducto. Según la Norma OS.070. Redes de Aguas residuales del Reglamento Nacional de Edificaciones (2009) se deben cumplir las siguientes consideraciones para el diseño de la red de alcantarillado sanitario:

- **Velocidad mínima:** las aguas residuales contienen partículas en suspensión que pueden sedimentarse en las tuberías de alcantarillado y generar obstrucciones, por tal motivo es necesario diseñarlas con pendientes que garanticen una velocidad superior a la mínima que puedan cumplir con un arrastre hidráulico adecuado.
- **Tensión tractiva:** es la capacidad de autolimpieza que deben tener las tuberías de alcantarillado. Según la norma OS.070 del Reglamento Nacional de Edificaciones, el valor mínimo de la fuerza tractiva (σ) debe ser igual a 1 Pa.
- **Pendiente mínima:** la pendiente debe garantizar que la inclinación de la tubería pueda mantener una velocidad mínima de 0.60 m/s y se cumpla con la condición de la tensión tractiva.
- **Diámetro mínimo:** el diámetro mínimo de las redes colectoras y emisoras de alcantarillado sanitario debe ser de 150 mm (6”).
- **Profundidad de instalación:** en vías de tránsito vehicular la profundidad de instalación de tuberías no debe ser menor de 1.00 m y en vías de tránsito peatonal no debe ser menor a 0.80m

2.4. Softwares de Diseño

2.4.1. WaterCAD

El software WaterCAD pertenece a la empresa Bentley Systems y permite la modelación hidráulica de sistemas o redes a presión usando el método del gradiente hidráulico o red simultánea.

Ormsbee (2006) establece que:

El método del gradiente hidráulico es un método híbrido con modificaciones al método clásico de Newton- Raphson, que a través de una técnica matricial el problema concluye en una solución algebraica mediante un proceso iterativo conocido como algoritmo de factorización incompleta de Choleski (p. 5).

Gutiérrez (2012) indica que “WaterCAD ofrece todas las herramientas de análisis hidráulico en régimen permanente de redes a presión como son el análisis en periodo estático (Steady State), periodo extendido (EPS), análisis de flujo de incendio (Fire Flow Analysis) y análisis de calidad (Water Quality)” (parr. 2).

2.4.2. SewerCAD

El software SewerCAD pertenece a la empresa Bentley Systems. Este programa permite realizar el análisis y diseño de los sistemas de drenaje urbano con realce en sistemas sanitarios, siendo el algoritmo de cálculo el método del flujo gradualmente variado (FGV). Según Chereque (1987) el método del flujo gradualmente variado establece que “un fluido posee un flujo variado, a lo largo del canal o tubería que discurre, cuando sus características hidráulicas no permanecen constantes” (p.3). Gutiérrez (2012) detalla que dicho software “posee un motor de cálculo que realiza un análisis de línea de energía del fluido mediante el método estándar” (parr. 3).

2.5. Limitaciones del Proyecto

Las limitaciones que se encontraron durante el desarrollo del proyecto fue el difícil acceso a la información de la zona de intervención, puesto que los factores socioeconómicos han ido variando durante los años. Asimismo, las autoridades no realizaron estudios socioeconómicos que ayuden a ampliar el conocimiento acerca de la situación del centro poblado de San Antonio. Además, el lugar del proyecto presenta un difícil acceso, por lo que se tuvo que contar con el equipamiento adecuado y el personal necesario para realizar todos los estudios básicos.

CAPÍTULO III. DESCRIPCIÓN DE LA EXPERIENCIA

3.1. Experiencia en el área

En el año 2018, me incorporé al área de proyectos de la empresa Constructores & Consultores Céspedes EIRL para desempeñar funciones en el aspecto técnico y económico de los proyectos.

El equipo de 5 profesionales conformado en el área de proyectos estuvo bajo la dirección del Ingeniero de Proyectos, quien se encargaba de la asignación de responsabilidades por proyecto.

Durante el primer año de mis laborales fui asignada al cargo de asistente de proyectos. Los 2 primeros proyectos en los que participé estuvieron relacionados al mejoramiento vial. En estos proyectos elaboré planos de ubicación, planos de planteamiento general, planta, perfil, secciones típicas, planos de detalle y de señalización vial usando los softwares de AutoCAD y AutoCAD Civil 3D y cumpliendo con la normativa de diseño vial vigente. Elaboré, además, el metrado de las partidas asignadas en cada proyecto. Asimismo, elaboré el presupuesto que incluía el análisis de precios unitarios, cotizaciones para definir los precios, el cronograma valorizado, el cronograma Gantt y el cronograma de adquisición de materiales. Durante este periodo participé también en los procedimientos de licitaciones públicas, apoyando en la elaboración de propuestas técnicas y económicas, respetando las normas establecidas por la Ley de Contrataciones del Estado.

En mi segundo año laboral fui asignada a 3 proyectos de preinversión, de los cuales 2 correspondían al saneamiento rural. Debido a que eran proyectos de baja y mediana complejidad, se elaboraban las fichas técnicas simplificadas mediante las cuales se detallan las soluciones a la problemática identificada en la zona de intervención. Uno de los proyectos estaba ubicado en el centro poblado de San Antonio, distrito de Llochegua – Huanta – Ayacucho. A través de las fichas técnicas se planteó el mejoramiento del servicio de agua potable y la creación del servicio de alcantarillado.

Después de la aprobación del perfil técnico, se asignó a la empresa la elaboración del expediente técnico. En esta etapa me encargué de asistir al Ingeniero Sanitario en el diseño del sistema de agua potable y alcantarillado del centro poblado de San Antonio, en la que aporté con los conocimientos adquiridos durante mi etapa universitaria. Para establecer el diseño se realizó los estudios básicos de la zona a intervenir y se siguió la metodología para elegir la mejor propuesta de diseño. Esta metodología estuvo basada en la Norma Técnica De Diseño “Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural” y la opinión técnica del especialista del Programa Nacional de Saneamiento Rural, entidad encargada de aprobar el expediente técnico y ofrecer el financiamiento para la ejecución del proyecto.

3.2. Desarrollo del proyecto

3.2.1. Datos del proyecto

Nombre del proyecto: Mejoramiento y Ampliación del Sistema de Agua Potable e Instalación del Sistema de Alcantarillado en el centro poblado San Antonio, distrito de Llochegua - Huanta – Ayacucho.

Ubicación:

La localización geopolítica de la localidad de San Antonio es la siguiente:

- Región : Ayacucho
- Provincia : Huanta
- Distrito : Llochegua
- Centro poblado: San Antonio

Tabla 4

Datos geográficos del centro poblado de San Antonio

Ítem	Centro poblado	Coordenadas geográficas		Coordenadas UTM		Elevación msnm
		Latitud	Longitud	Este	Norte	
1	San Antonio	12°26'6.00"S	73°57'30.42"O	613242.2311 E	86251227.5603 S	1017

Nota: Datos tomados del Expediente Técnico “Mejoramiento y Ampliación del Sistema de Agua Potable e Instalación del Sistema de Alcantarillado en el Centro Poblado San Antonio, distrito de Llochegua - Huanta – Ayacucho”, 2019.



Figura 3. Imagen satelital del centro poblado de San Antonio y el área de influencia del proyecto. Extraído de Google Earth.

3.2.2. Problemática

Actualmente la comunidad de San Antonio cuenta con el servicio de agua proveniente de una fuente con calidad deficiente, debido a que no tiene la cantidad suficiente y no presenta la calidad adecuada para el consumo humano. Además, en algunos sectores no se cuenta con dicho servicio y el sistema de eliminación de excretas es inexistente en todo el centro poblado.

En el año 1995, la Municipalidad en conjunto con los pobladores beneficiarios realizaron la instalación del sistema de agua potable usando tuberías de 1 1/2" para la red de conducción y aducción. La creciente densificación y expansión de la población, así como la falta de operación y mantenimiento adecuado del servicio de agua causaron que el sistema de agua funcione de manera limitada y deficiente.

Por esta razón, los pobladores consumen agua de inadecuada calidad y carecen de educación sanitaria. Es claro observar los malos hábitos de higiene, pues almacenan agua en envases que están expuestos al aire libre. De esta manera, se contaminan al estar propensos a que animales y desechos entren en contacto con estas aguas generando así, enfermedades gastrointestinales. Por ello, es indispensable una capacitación técnica y constante al personal operativo que permita velar por el adecuado mantenimiento de las estructuras del sistema de agua potable y alcantarillado.

- **Conexiones existentes de agua potable y alcantarillado**

Actualmente la cobertura del servicio de agua potable (SAP) en la comunidad de San Antonio es del 36%. Con la propuesta de diseño se planteó el reemplazo de todas las conexiones domiciliarias de agua potable, debido a que se encuentran en mal estado. La cobertura del servicio del sistema de alcantarillado (SAL) en la comunidad de San Antonio es carente y el único medio de evacuación de excretas usado por la población son las letrinas. (ver Tabla 5).

Tabla 5

Conexiones existentes de agua potable y alcantarillado

Conexión	%	N° de conexiones
Existentes (SAP)	36%	85
Existentes (SAL)	0%	0

Nota: Datos extraídos del Expediente Técnico “Mejoramiento y Ampliación del Sistema de Agua Potable e Instalación del Sistema de Alcantarillado en el centro poblado San Antonio, distrito de Llochegua - Huanta – Ayacucho”, 2019.

- **Ampliación de conexiones del sistema de agua potable y alcantarillado sanitario**

En la propuesta de diseño se proyectó una cobertura del 100% para el servicio de agua potable en la comunidad de San Antonio, por lo que se realizará una ampliación de conexiones en un 64% (ver Tabla 6).

Tabla 6

Conexiones totales de agua potable

Conexiones	%	N° de conexiones
Existentes SAP	36%	85
Ampliación conexiones SAP	64%	150
Total	100%	235

Nota: SAP=Sistema de Agua Potable. Datos extraídos del Expediente Técnico “Mejoramiento y Ampliación del Sistema de Agua Potable e Instalación del Sistema de Alcantarillado en el centro poblado San Antonio, distrito de Llochegua - Huanta – Ayacucho”, 2019.

De igual manera, en la propuesta de diseño se proyectó una cobertura del 100% para el servicio del sistema de alcantarillado dicha comunidad (ver Tabla 7).

Tabla 7

Conexiones totales de alcantarillado sanitario

Conexiones	%	N° de conexiones
Conexiones existentes	0%	0
Instalación Conexiones SAL	100%	235
Total	100%	235

Nota: Datos extraídos del Expediente Técnico “Mejoramiento y Ampliación del Sistema de Agua Potable e Instalación del Sistema de Alcantarillado en el centro poblado San Antonio, distrito de Llochegua - Huanta – Ayacucho”, 2019.

3.2.3. Objetivos

El objetivo principal fue definir el diseño de la opción tecnológica de saneamiento más adecuada para el centro poblado de San Antonio basado en la Norma Técnica De Diseño “Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural” con la finalidad

de dotar con los servicios básicos al centro poblado para mejorar la calidad de vida de sus pobladores y disminuir las enfermedades gastrointestinales causadas por la calidad deficiente del agua consumida en la población.

3.2.4. Herramientas utilizadas

Las herramientas que se utilizaron en el diseño del sistema de agua potable y alcantarillado del centro poblado de San Antonio fueron la Norma Técnica De Diseño “Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural”, normas relacionadas a obras de saneamiento del RNE, softwares de diseño tales como el WaterCAD para agua potable y SewerCAD para alcantarillado. Asimismo, se usó el software Excel para la elaboración de las memorias de cálculo y AutoCAD para la elaboración de los planos.

3.2.5. Metodología

En los flujogramas mostrado en la Figura 4 y Figura 5 se detalla el proceso de diseño del sistema de agua potable y del sistema de alcantarillado sanitario para el centro poblado de San Antonio.

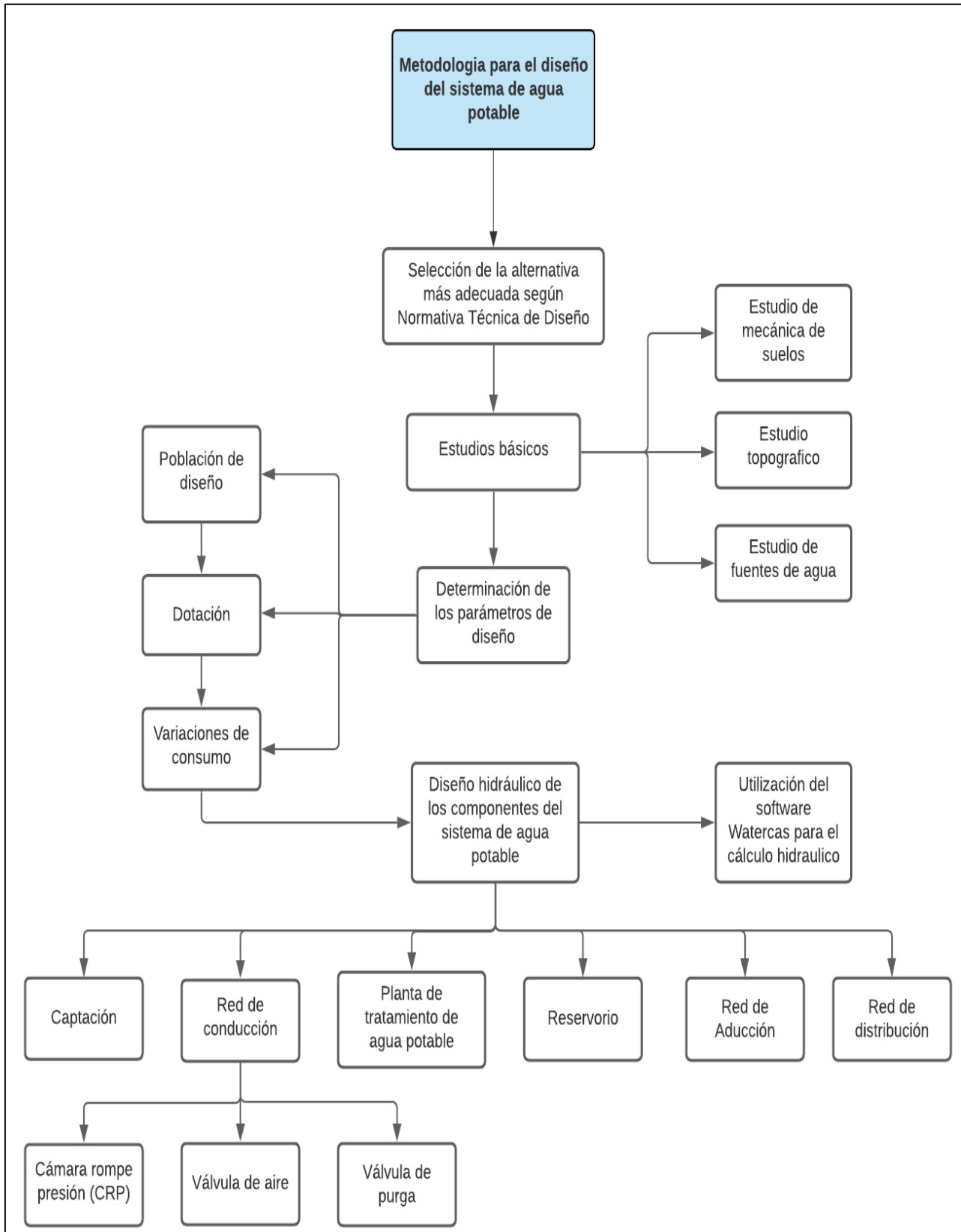


Figura 4. Flujoograma del proceso de diseño del sistema de abastecimiento de agua potable.

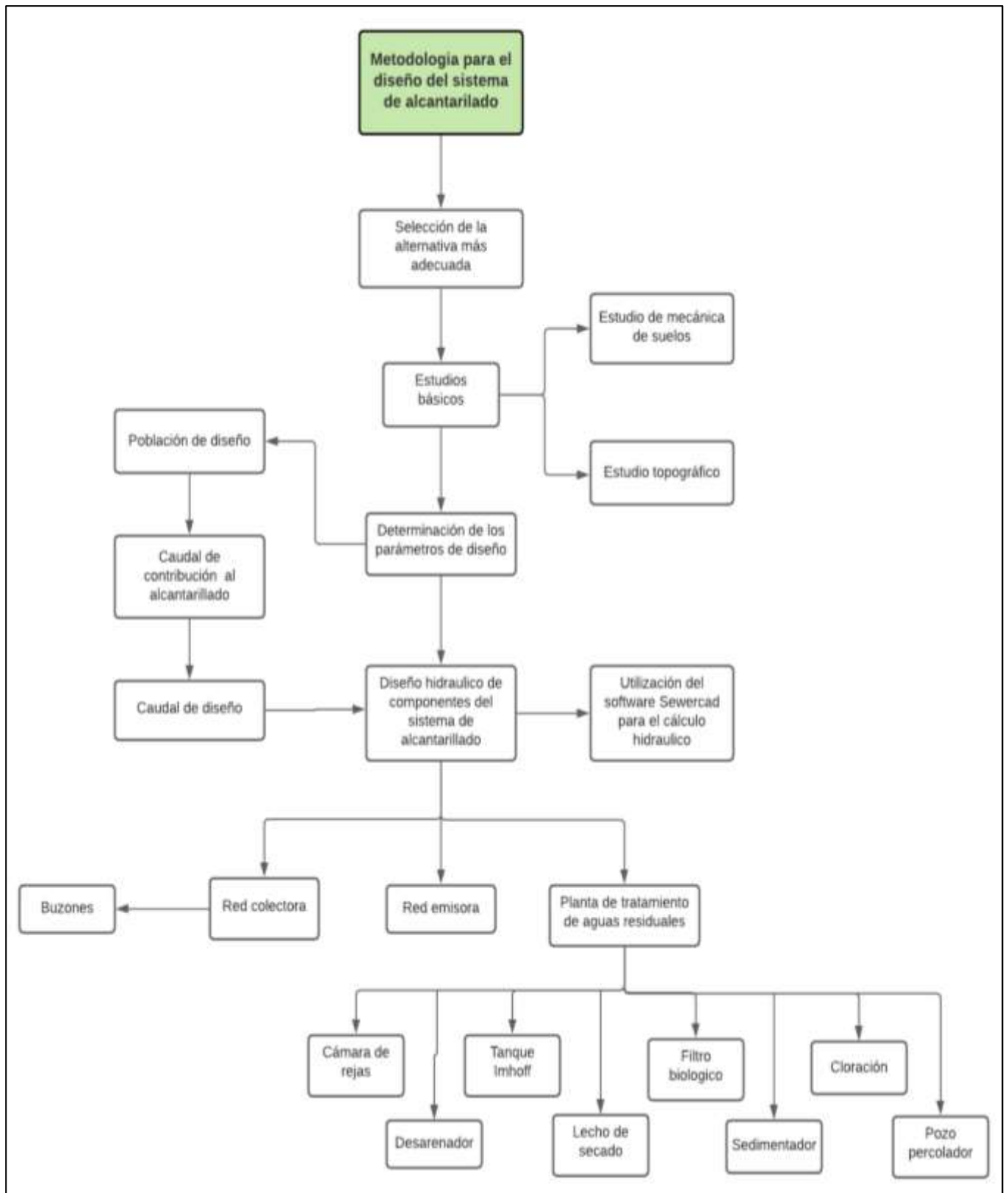


Figura 5. Flujograma del proceso de diseño del sistema de alcantarillado.

3.2.5.1. Sistema de abastecimiento de agua potable

3.2.5.1.1. Algoritmo de selección de opción tecnológica

La Norma Técnica de Diseño presenta el algoritmo para seleccionar la mejor opción de abastecimiento de agua potable. Se detalla, a continuación, los datos de entrada necesario para para dicho sistema en el centro poblado de San Antonio.

a. Tipo de fuente

El tipo de fuente pertenece al Grupo N° 1 (fuente superficial) y está constituido por el riachuelo Santa Rosa. Las características de este riachuelo están señaladas en la Tabla 8.

Tabla 8

Clasificación de cuerpo de agua superficial

Id. Cuerpo de agua	Cuerpo de agua	Categoría	Clase	Código de Cuenca	Cuenca a la que pertenece el recurso
4999	Rio Apurímac (aguas abajo del puente San Francisco)	Categoría 3	Clase 3	4999	Alto Ucayali

Nota: Datos extraídos del estudio de fuentes de agua del Proyecto: “Mejoramiento y Ampliación del Sistema de Agua Potable e Instalación del Sistema de Alcantarillado en el centro poblado San Antonio, distrito de Llochegua - Huanta – Ayacucho”, 2019.

b. Ubicación de la fuente

La fuente se encuentra en una cota superior del centro poblado de San Antonio, por lo que se propuso el sistema de abastecimiento de agua por gravedad (ver Tabla 9).

Tabla 9

Datos de ubicación de la fuente

Tipo de Fuente	Nombre de Fuente	Ubicación Geográfica de Captación		
		Este (m)	Norte (m)	Elev. (msnm)
Superficial (riachuelo)	Santa Rosa	609995	8620188	1775

Nota: Tomado del Estudio de fuentes de agua del Proyecto: “Mejoramiento y Ampliación del Sistema de Agua Potable e Instalación del Sistema de Alcantarillado en el centro poblado San Antonio, distrito de Llochegua - Huanta – Ayacucho”, 2019, p. 5.

c. Nivel freático

Debido a que el tipo de fuente es superficial el nivel freático no se tomó en cuenta.

d. Frecuencia e intensidad de lluvias

Para el caso de fuente superficial no se considera esta información.

e. Disponibilidad de agua

En el estudio de fuentes de agua mediante el análisis de demanda de agua de la población y la oferta hídrica de la fuente y la disponibilidad otorgada por la Autoridad Administrativa del Agua XI Pampas – Apurímac, se concluyó que el caudal que se requiere para el proyecto es cubierto por la oferta de la fuente (riachuelo Santa Rosa) y el caudal se encontró dentro de lo otorgado por la Autoridad Administrativa del Agua (ver Tabla 10).

Tabla 10

Análisis de disponibilidad hídrica en el Riachuelo Santa Rosa

Descripción	Meses con presencia de lluvias						Meses con ausencia de lluvias						Total
	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	
Meses													
Días	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	
Oferta (m³)	9464.96	8549.00	9467.96	9159.64	9464.96	9159.67	9464.64	9464.96	9159.64	9464.96	9159.64	9464.96	
Demanda (m³)	9142.38	8257.64	9142.38	8182.51	8455.26	8182.51	8455.26	8455.26	8182.51	8455.26	8182.51	8455.26	
Disponibilidad (m³)	322.58	291.36	322.58	977.13	1009.70	977.13	1009.70	1009.70	977.13	1009.70	977.13	1009.70	9893.55

Nota: Extraído del Estudio de fuentes de agua del Proyecto: “Mejoramiento y Ampliación del Sistema de Agua Potable e Instalación del Sistema de Alcantarillado en el centro poblado San Antonio, distrito de Llochegua - Huanta – Ayacucho”, 2018, p. 12.

f. Zona de vivienda inundable

De acuerdo con el informe de estimación de riesgos de desastres, la comunidad de San Antonio se encuentra alejada de los cursos de agua. Los riachuelos más próximos a la comunidad están comprendidos entre las distancias de 100 a 500m y las viviendas están asentadas en terrenos planos, por lo que se planteó que las estructuras (reservorio y PTAR) se ubiquen en zonas de pendiente baja y medianamente cercanas a la población, es decir, zonas no inundables.

g. Calidad del agua

Se realizó un análisis de parámetros inorgánicos y se comparó con el D.S N° 004-2017-MINAM. Este Decreto Supremo actualiza los estándares de calidad ambiental (ECA) para agua. De acuerdo con lo indicado en la categoría 1 para las aguas destinadas a la producción de agua potable, se determinó que la fuente (riachuelo Santa Rosa) cumple los parámetros de la subcategoría 1-A (aguas que pueden ser potabilizadas con desinfección). Por ello, se consideró dicho tratamiento dentro del diseño del sistema de agua potable.

Usando los datos de entrada previamente detallados, se obtuvo el resultado del algoritmo. Este resultado indica la siguiente configuración: sistema por gravedad con tratamiento, SA-01 (captación por gravedad), línea de conducción, planta de tratamiento de agua potable, reservorio, desinfección, línea de aducción y red de distribución (ver Figura 6).

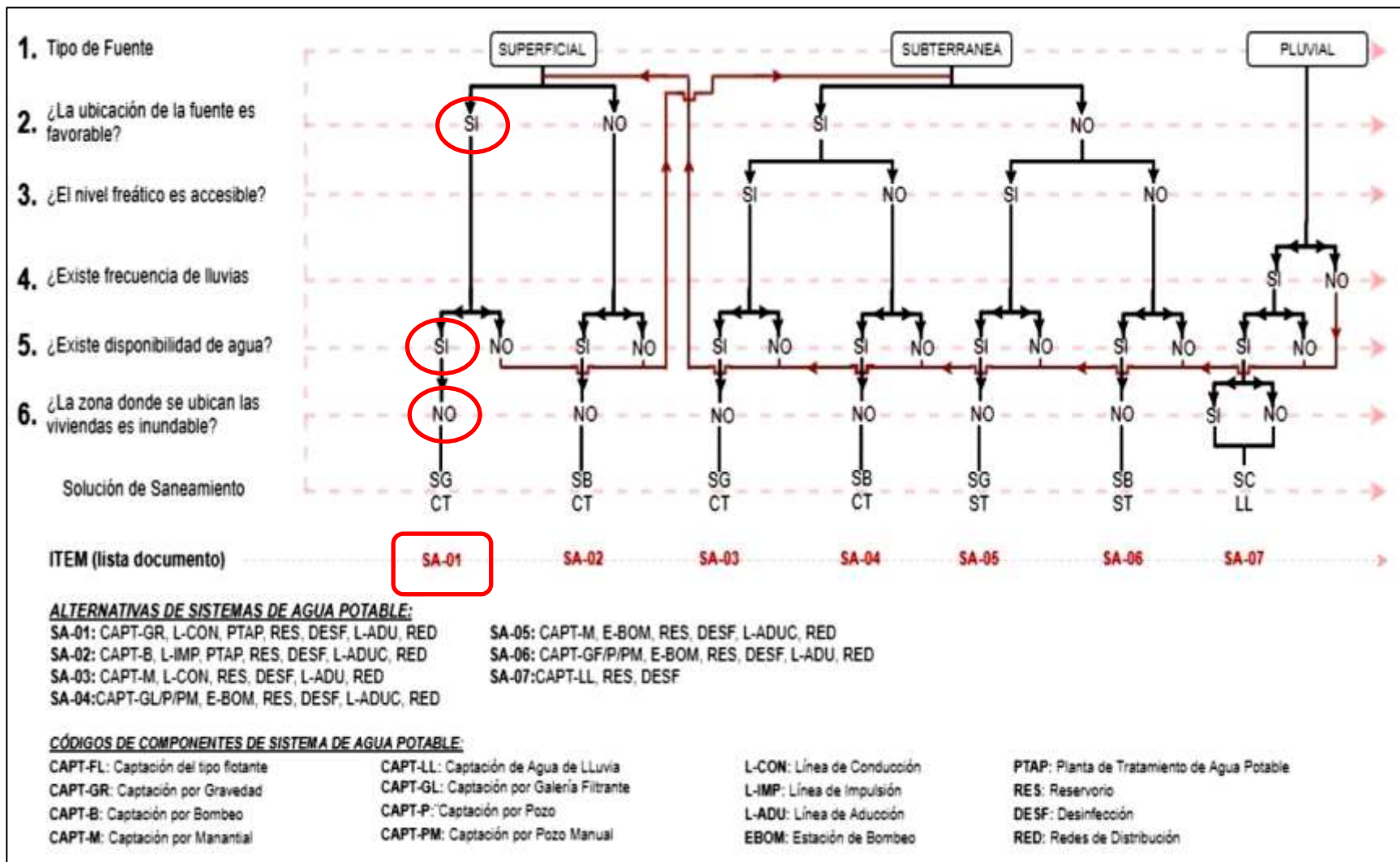


Figura 6. Sistema de agua potable señalado de acuerdo con el algoritmo de selección de sistema de agua potable. Extraído de la “Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural” (MVCS), 2018, p. 15.

3.2.5.1.2. Criterios de diseño

a. Parámetros de diseño

Población de diseño

Para la estimación de la población de diseño (Pd) se utilizó los siguientes datos:

- Población inicial (P_i): este dato se determinó mediante el empadronamiento general a la comunidad. Se determinó que hubo 1117 habitantes distribuidos en 235 familias durante el año 2018.
- Tasa de crecimiento anual (r): debido a que no existen datos censales de la localidad de San Antonio, se adoptó la tasa de crecimiento del distrito de Llochegua según datos del INEI estimados en el censo del año 2007.

De acuerdo con las proyecciones realizadas por el INEI, la tasa de crecimiento promedio anual estimada de la población del distrito de Llochegua es de 2.84%.

- Período de diseño (t): se utilizó el valor de 20 años para toda la infraestructura sanitaria de agua potable, de acuerdo con la normativa.

Dotación

Debido a que el tipo de sistema de eliminación de excretas determinado es el alcantarillado sanitario, se usó la Norma OS.100 “Consideraciones básicas de diseño de infraestructura sanitaria” del RNE para el cálculo de la dotación. Con ello se determinó la dotación usando la información acerca del tipo de clima, altitud, uso del agua en las diferentes actividades humanas. Además, se calculó la dotación aportada por las instituciones estatales e instituciones sociales que existen en la zona.

Variaciones de consumo

Con los datos de dotación y población de diseño se determinó el caudal promedio anual (Q_p). Luego se determinó el caudal máximo diario (Q_{md}) y el caudal máximo horario (Q_{mh}) mediante las siguientes fórmulas (ver Tabla 11).

Tabla 11

Cálculo de las variaciones de consumo

Descripción	Fórmulas
Caudal máximo diario	
Coefficiente de consumo máximo diario K_1 1.3	$Q_{md} = Q_p \times K_1$
Caudal máximo horario	
Coefficiente de consumo máximo horario K_2 2	$Q_{mh} = Q_p \times K_2$

Nota: Elaboración propia

b. Componentes

Captación

El tipo de captación seleccionado es el de tipo sumergido denominado barraje fijo sin canal de derivación. Según la Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural (MVCS, 2018), esta alternativa es posible cuando el régimen del río es uniforme y la capacidad de captación de la toma es menor que la descarga promedio del río.

El caudal de aforo de la fuente es de 3.61 lt/s. Esto que significa que se cubrió la demanda, ya que el caudal de diseño de la población es de 3.22 lt/s.

- Ancho del muro de encauzamiento: tiene la misma longitud que el ancho de la quebrada del riachuelo Santa Rosa (ver Tabla 12).

Tabla 12

Datos iniciales para diseño de muro de encauzamiento

Datos		Descripción
Fb =	0.6	Factor de Fondo según Blench (material grueso)
FS =	0.1	Factor de orilla según Blench (material ligero cohesivo)
Qmaxd=	0.0032	Caudal máximo diario a ser captado (m ³ /s)
Qmax =	0.1750	Caudal máximo de avenida (m ³ /s)
Qmin =	0.0046	Caudal mínimo de estiaje (m ³ /s)
a =	0.75	Parámetro que caracteriza al cauce de la quebrada (zona de planicie)
Br =	2.00	Ancho de la quebrada (m)
S =	0.001	Pendiente de la quebrada.

Nota: Elaboración propia

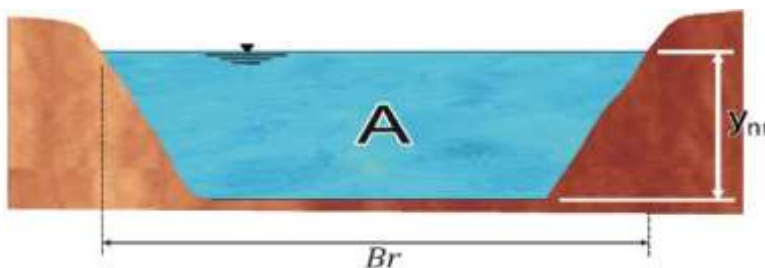


Figura 7. Dibujo esquemático de la sección de la quebrada. Extraído de la “Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural” (MVCS), 2018, p. 38.

- **Canal de derivación:** Para el dimensionamiento del canal se utilizó la siguiente fórmula:

$$A_c = \frac{Q_{md}}{v}$$

Donde A_c es el área efectiva del flujo del agua (m²), Q_{md} es el caudal máximo diario (lt/s) y V es la velocidad de flujo (m/s), el cual no debe ser menor a 0,6 m/s.

- **Bocatoma:** Es una estructura que está unida al canal de derivación y posee rejas que permiten el paso de agua y retienen los sólidos. Se calculó el área total de la reja, donde se consideró el área de flujo efectivo mínima de paso y el área total de las barras a través de las fórmulas expresadas en la Tabla 13.

Tabla 13

Fórmulas para el cálculo de la bocatoma

Fórmulas	Descripción
$A_t = A_s + A_f$	<p>A_t : sección de la bocatoma (m²)</p> <p>A_s : sección total de las barras (m²)</p>
$A_s = n * s * l$	<p>n : número de barras</p> <p>s : espesor de la barra en m</p> <p>l : longitud de la barra en m</p> <p>A_f : sección de flujo en m²</p>
$A_f = \frac{c * Q}{\xi * v_a}$	<p>C : coeficiente de seguridad por efectos de colmatación ($c = 1,5 - 2,0$)</p> <p>Q : caudal de diseño en m³/s</p> <p>V_a : velocidad de aproximación en m/s (entre 0.6 m/s a 1 m/s)</p> <p>ξ : pérdida de carga y/o sección de Kirshnner</p> <p>Φ : coeficiente de forma en función de la sección transversal de los barrotes:</p> <p>2,42 para los rectangulares</p> <p>1,79 para los circulares</p> <p>1,67 para los parabólicos</p> <p>s : espesor de la barra en m</p> <p>a : espacio entre barra y barra en m</p> <p>α : ángulo de inclinación de la rejilla en grados</p>
$\xi = \varphi * \left(\frac{5}{a}\right)^{\frac{4}{3}} * \text{sen}\alpha$	<p>h : pérdida de carga en m</p> <p>v : velocidad media en m/s</p> <p>g : aceleración de la gravedad (m/s²)</p> <p>k : coeficiente de pérdida de carga</p>
$k = \beta * \left(\frac{5}{a}\right)^{1.33} * \text{sen}\alpha$	<p>β : coeficiente, función de forma de la barra con los siguientes valores:</p> <p>2,42 para barras rectangulares</p> <p>1,79 para barras circulares</p> <p>1,67 para barras parabólicas</p>

Nota: Tomado de la “Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural” (MVCS), 2018, p. 37.

Se debe considerar un espaciamiento entre las rejillas de 7.5 cm a 15 cm para rejillas y para rejillas finas de 2 cm a 4cm.

- **Obras de encauzamiento y protección:** para brindar protección y soporte a la bocatoma se construyó un enrocado con concreto ciclópico en las paredes del cauce. Las características de esta obra son las siguientes:

- Debe tener una longitud mínima de 1 m y una altura mínima de 0.30 m.
- También se debe construir un enrocado aguas arriba de la captación
- Para la comprobación hidráulica se aplica la fórmula de Manning-Strickler:

$$v = \frac{1}{n} * R_h^{2/3} * i^{1/2}$$

Donde:

Rh : Radio hidráulico (m), es la relación entre área de escurrimiento y el perímetro mojado

i : Pendiente del canal en el tramo en m/m

n : Coeficiente de rugosidad de Manning (ver Tabla 14)

Tabla 14

Coefficientes de rugosidad de Manning

MATERIAL	n
Concreto	0,015
Ladrillo	0,015
Mampostería de piedra	0,020
Tierra	0,025 - 0,040

Nota: Tomado de la “Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural” (MVCS), 2018, p. 37.

La velocidad mínima debe ser de 0.60 m/s y la velocidad máxima depende del tipo de material.

- **Cálculo del tirante normal de quebrada:** los datos para el cálculo del tirante fueron los siguientes:

$$n = 0.05 \quad (\text{material considerado})$$

$$Br = 2.00 \quad (\text{ancho de la quebrada en metros})$$

$$Q_{río} = 0.175 \quad (\text{caudal que transporte la quebrada en m}^3/\text{s})$$

$$S_{río} = 0.0010 \quad (\text{pendiente de la quebrada})$$

$$g = 9.81 \quad \text{m/s}^2$$

Luego se calculó el tirante normal y el tirante crítico de acuerdo con las fórmulas siguientes:

$$Q_R = \frac{A^{\frac{5}{3}} S^{\frac{1}{2}}}{n P^{\frac{2}{3}}} = \frac{(B_r * Y_{nr})^{5/3} * S^{1/2}}{n(2Y_{nr} + B)^{2/3}}$$

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Qr^2}{g.Br^2}}$$

Reemplazando los datos iniciales en la fórmula y usando el software Hcanales se determinó el tirante normal y el tirante crítico de la quebrada.

- **Cálculo de la velocidad media de la quebrada:** la velocidad media se calculó usando las fórmulas siguientes:

$$A_r = Y_{nr} \cdot B_r$$

$$V_r = \frac{Q_r}{A_r}$$

- **Cálculo de diseño de la cresta Creager:** en la Figura 8 se presentan los parámetros utilizados.

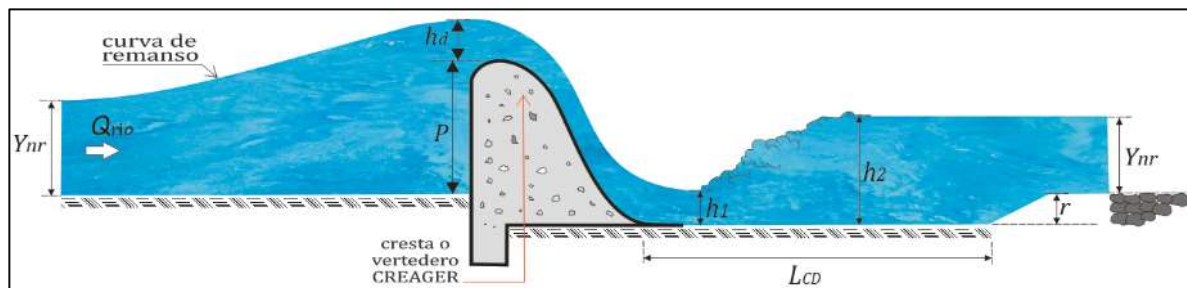


Figura 8. Dibujo para el diseño de la cresta Creager. Extraído de la “Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ambiente Rural” (MVCS), 2018, p. 38.

Los datos de entrada son:

- u = 0.75 (coeficiente según forma de la cresta)
- b = 2 (ancho del encausamiento)
- v = 0.21 m/s (velocidad de acercamiento de la quebrada)
- g = 9.81 m/s² (aceleración de la gravedad)
- hd = 0.26 m (altura de carga hidráulica o tirante de agua sobre la cresta del vertedero)

La carga sobre el barraje se determinó a través de la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{2}{3} (u \cdot b \cdot \sqrt{2g}) \left[\left(h_d + \frac{v^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\frac{v^2}{2g} \right)^{3/2} \right]$$

- **Cálculo de la velocidad de agua sobre la cresta del azud:** se calculó usando las fórmulas siguientes:

$$A = b \cdot h_d$$

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

- **Cálculo de la carga energética (he):** se calculó usando las fórmulas siguientes:

$$he = h + \frac{v^2}{2g}$$

- **Cresta del barraje:** para determinar el barraje se usó las siguiente fórmulas, y se generaron tabulaciones para realizar su respectiva gráfica.

$$y' = 0.724 \cdot \left(\frac{x + 0.27h_d}{hd^{0.85}} \right)^{1.85} + 0.126h_d - 0.4315 hd^{0.375} \cdot (x + 0.27hd)^{0.625}$$

$$y = \frac{x^{1.85}}{2 \cdot hd^{0.85}}$$

- **Altura de azud:** para calcular la altura del azud, los datos son:

Z : altura del vertedero (m)

Br : ancho del encauzamiento (m)

Q : caudal máximo de diseño

A : altura del umbral del vertedero de captación (m)

hv : altura de la ventana de captación (m)

P : altura del Azud (m)

Los valores recomendados que se asumieron son:

Valores recomendados			
P		r	
b	hv	a	0.500=r≤1.00
0.15	0.10	0.60	0.60

Luego se determinó la altura del vertedero: $Z = P + r$

- **Dimensionamiento del canal de derivación:** por relación de áreas el área hidráulica del canal de derivación tuvo una relación de 1/10 del área obstruida por el aliviadero.

$$A1 = A2 / 10$$

Donde:

N de pilares: 1

A1 : área del barraje móvil

A2 : área del barraje fijo

Número de componente: 1.00

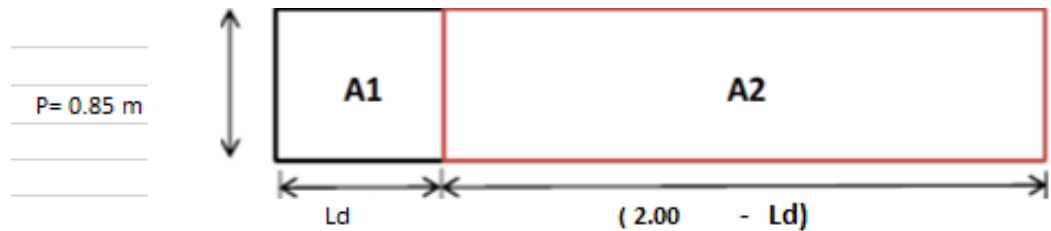


Figura 9. Esquema de la relación del canal de derivación

$Ld = Br/11 = 0.18$, pero se asume el valor de $Ld = 0.50$ m

$$A1 = P * Ld = 0.425 \text{ m}^2$$

$$A2 = P * (2.00 - Ld) = 1.275 \text{ m}^2$$

- **Cálculo del diseño del colchón disipador:** se usó la fórmula aproximada de Merriam:

$$h_2 = 0.45 \frac{q}{\sqrt{h_1}}, \quad q = \frac{Q}{B}$$

Donde:

V: velocidad (m/s)

Q: caudal (m³/s)

Br : ancho del canal (m)

h₁ : tirante contrario o espesor de la lámina vertiente al pie del azud (m)

h₂ : profundidad agua abajo (m)

Y_{nr} : (m)

$g : 9.81 \text{ m/s}^2$

q : caudal específico de agua sobre el azud

Para este cálculo se efectuó tanteos suponiendo un Δh aproximado de 0.066 m. La velocidad de caída se calculó mediante las fórmulas siguientes:

$$V_1 = \sqrt{2 * g * \Delta h}$$

$$q = \frac{Q_{rio}}{B_r}$$

$$h_1 = \frac{q}{V_1}$$

Verificando:

La altura de agua H_e sobre el lecho de la quebrada aguas arriba es:

$$H_e = P + h_d + \frac{V^2}{2g}$$

Por tanto, la profundidad del colchón será:

$$H_e - \Delta h - h_1$$

La profundidad de Aguas abajo será:

$$h'^2 = 1.011 - Y_{nr}$$

De acuerdo a la Fórmula de Merriam, el requerimiento de aguas abajo es:

$$h_2 = 0.45 \frac{q}{\sqrt{h_1}} = 0.125 \text{ m} > -0.60, \text{ si se cumple que } h_2 > h'^2$$

- Longitud del colchón disipador:

Se cálculo de la longitud de protección y enrocado mediante:

$$D_1 = P - Y_{nr}$$

$$D_b = D_1 + Y_{nr}$$

$$q = \frac{Q_{rio}}{B_r}$$

$$C = 5$$

Reemplazando en la ecuación: $L_s = 0.6 \cdot C \cdot D_z^{\frac{1}{2}} \left[1.12 \left(\frac{q \cdot D_b}{D_1} \right)^{\frac{1}{2}} - 1 \right]$

La profundidad del dentello del colchón disipador aguas abajo para evitar la socavación de la quebrada se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$H_s = K \cdot \sqrt{q \sqrt{D_z}} - Y_{nr}$$

Siendo:

$$D_z = (P + hd - Y_{nr}) = 0.70 \text{ m}$$

K, se encuentra en la tabla mediante: $\frac{L_s}{Y_n}$, siendo su valor igual a 1.4

Se calculó del espesor para resistir el impacto del agua que baje al colchón disipador por criterio

estructural:
$$e = \frac{4}{3} \left(\frac{\gamma}{\gamma_c} \right) h_{sp}$$

Siendo: $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$, $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$ y $h_{sp} = 0.30 \text{ m}$

Se cálculo del radio de enlace usando la ecuación:

$$R = 10 \left[\frac{v + 6.4 \cdot hd}{3.6hd + 64} \right]$$

Donde:

R = Radio de enlace(m)

v = velocidad en (pies/s) = 3 pie/s

hd=2.80 pies

- **Bloques de amortiguamiento:** en la Figura 10 se presentan los parámetros utilizados.

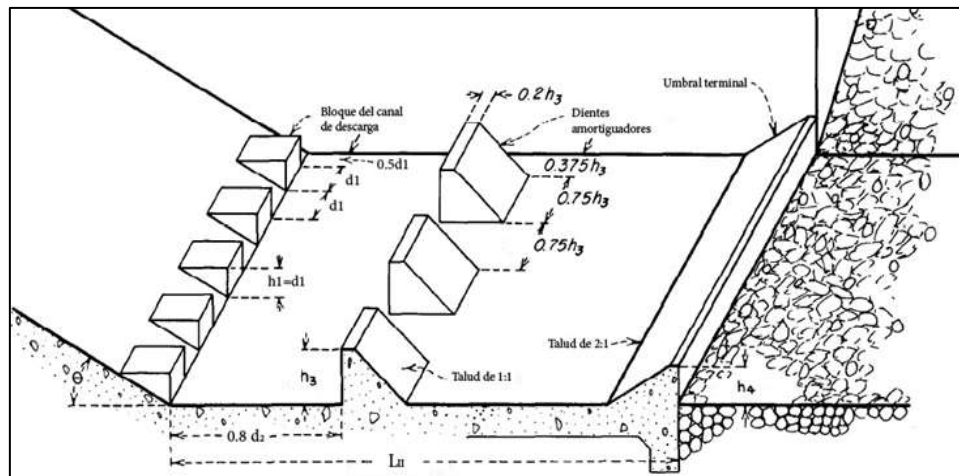


Figura 10. Detalle de los bloques de amortiguamiento. Extraído del libro “Obras hidráulicas” por Arbulú, J., 2002, p. 32.

Los datos iniciales fueron:

$$d1 = h1 = 0.10 \text{ m}$$

$$d2 = -0.601$$

$$F = 1.149$$

Con el dato del número de Froude se determina el valor de la relación $h3/d1$ y $h4/d1$ mediante el siguiente gráfico:

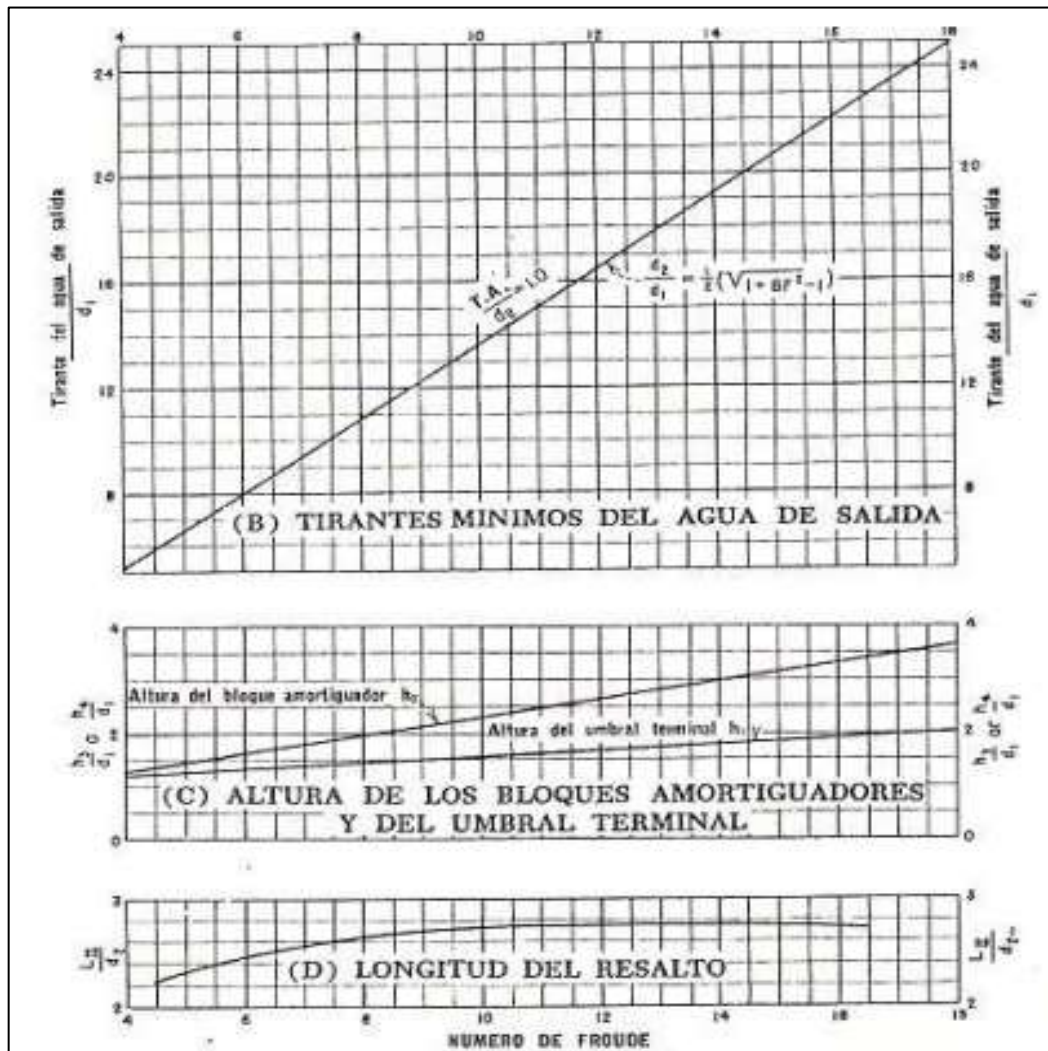


Figura 11. Características de los estanques amortiguadores para números de Froude mayores de 4.5, cuando las velocidades de llegada no excedan de 50 pies/s. Extraído de "Diseño de Bocatomas" por Arbulú, J., 2002, p. 32.

Del gráfico, se determinó que h_3/d_1 es igual a 1.40 y h_4/d_1 igual a 1.25. Entonces la altura de los bloques amortiguadores y del umbral terminal fueron:

$$h_3 = 1.40 d_1 = 0.14 \text{ m}$$

$$h_4 = 1.25 d_1 = 0.13 \text{ m}$$

- **Cálculo del diseño de la ventana de captación:** tenemos la ecuación general para un orificio:

$$Q_0 = C.A. (2.g.h_m)^{1/2}$$

Dónde:

N° ventanas = 1

Qd : caudal de derivación (m³/s) = 0.0032 m³/s

Qo : caudal del orificio de descarga (m³/s) = 0.0032 m³/s

C : coeficiente del vertedero = 0.6

g : gravedad (g = 9.81 m/s²)

hm : altura desde el medio de la ventana hasta N.A (m) = 0.46

hv : alto de la ventana (Se estima 0.10-0.30 m) = 0.10 m

L : longitud de la ventana (m)

A : área de la ventana = hv x L = 0.10 x L

Despejando:

$$L = \frac{Q_o}{C \cdot h_v \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_m}}$$

- Cámara húmeda y cámara seca

Esta estructura se instala para reunir el caudal a través de la ventana de captación. El proceso de cálculo para su dimensionamiento fue el siguiente:

Cálculo de la altura de cámara:

$$H_t = A + B + C + D + E$$

Donde:

A : altura mínima para permitir la sedimentación de arenas, se considera una altura mínima de 10 cm

B : se considera la mitad del diámetro de la canastilla de salida.

D : desnivel mínimo entre el nivel de ingreso del agua de afloramiento y el nivel de agua de la cámara húmeda (mínimo de 5 cm).

E : borde libre (se recomienda mínimo 30 cm).

C : altura de agua para que el gasto de salida de la captación pueda fluir por la tubería de conducción (se recomienda una altura mínima de 30 cm).

$$C = 1.56 \frac{V^2}{2g} = 1.56 \frac{Q_{md}^2}{2gA^2}$$

Donde:

Qmd : caudal máximo diario (m³/s)

A : área de la tubería de salida (m²)

Dimensionamiento de la canastilla: para el cálculo del dimensionamiento de la canastilla se siguió las consideraciones de la Tabla 15.

Tabla 15

Cálculos para dimensionamiento de la canastilla

Descripción	Consideraciones
Diámetro de la canastilla (Da)	Igual a dos veces el diámetro de la línea de conducción (Da)
Longitud de la canastilla (La)	3Da < La < 6Da
Área total de ranuras	Atotal = 2A < Ag
Área lateral de la granada	Ag = 0,5 × Dg × L
Número total de ranuras	$N^{\circ}_{ranuras} = \frac{\text{área total de ranura}}{\text{área de ranura}}$

Dimensionamiento de la tubería de rebose y limpia: en la tubería de rebose y de limpia se recomienda pendientes de 1 a 1,5%. Las tuberías de rebose y limpia tienen el mismo diámetro

$$D_r = \frac{0.71Q^{0.38}}{h_f^{0.21}}$$

Donde:

Q_{max} : gasto máximo de la fuente (l/s)

h_f : pérdida de carga unitaria en (m/m) - 0.015 m/m

D_r : diámetro de la tubería de rebose (pulg)

Línea de conducción

Empieza desde la captación Santa Rosa (KM 0+000) hasta el desarenador (KM 0+340), con una longitud de 340m y luego continúa su recorrido hasta el reservorio (KM 7+158) con una longitud total de 7158 m. Las consideraciones para el cálculo del diámetro de la tubería fueron las siguientes:

- Caudal de diseño: este dato es el caudal máximo diario determinado previamente.
- Se respetó los límites de velocidades admisibles, las cuales están entre 0.60 m/s y 3 m/s.
- Para tuberías de diámetro superior a 50 mm, se usó la ecuación de Hazen-Williams.
- Para el cálculo de la línea gradiente hidráulica (LGH), se usó la ecuación de Bernoulli.

Se calculó las pérdidas de carga localizadas en las válvulas y las piezas especiales. Mediante el uso del software WaterCAD se calculó los diámetros, pérdidas de carga y presiones en las tuberías de la línea de conducción.

Debido a la diferencia altimétrica en la línea de conducción, se planteó la colocación de 8 cámaras rompe presión en toda su longitud para evitar que la presión hidráulica exceda los 50 mca.

Cámara rompe presión: para la línea de conducción se proyectó 08 cámaras rompe presión (CRP). Los cálculos para su diseño fueron los siguientes:

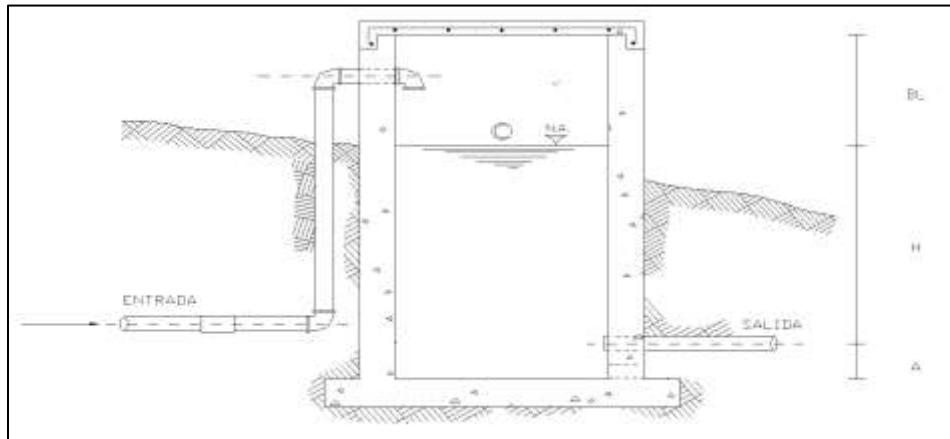


Figura 12. Esquema de una cámara rompe presión tomado de la Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural, 2018.

Cálculo de la cámara rompe presión:

De la Figura 12 se tiene:

A: altura mínima = 0.10 m

H: altura de carga requerida para que el caudal de salida pueda fluir

BL: borde libre = 0.40 m

Ht: altura total de la cámara rompe presión

Para el cálculo de la carga requerida H, teniendo los datos del caudal máximo diario ($Q_{md} = 3.22$ l/s) y el diámetro de la tubería de la línea de conducción ($D = 3''$), se procedió a calcular la velocidad mediante la ecuación de continuidad. Luego, se calculó el valor de H mediante la fórmula: $H =$

$1.56 * \frac{v^2}{2g} = 0.040$ m. Sin embargo, por procesos constructivos se tomó el valor de $H = 0.40$ m.

Finalmente, se obtuvo la altura total de la cámara rompe presión:

$Ht = A + H + BL = 0.90$ m

Con menor caudal se necesitarán menores dimensiones, por lo tanto, para la facilidad del proceso constructivo y por la instalación de accesorios, se consideró una sección de 1.00 x 0.80 m en la base de la cámara rompe presión.

Cálculo de la canastilla:

Se recomienda que el diámetro de la canastilla sea 2 veces el diámetro de la tubería de salida (3”).

$$D_c = 2D = 6''$$

La longitud de la canastilla (L) debe ser $3D < L < 6D$, entonces sería $22.86 \text{ cm} < L < 45.72 \text{ cm}$, siendo la longitud asumida $L = 25 \text{ cm}$.

Para el cálculo del área de las ranuras, se usó la siguiente fórmula:

$$A_s = \frac{\pi * D_s^2}{4} = 45.60 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2 * A_s = 91.21 \text{ cm}^2$$

El área de A_t no debe ser mayor al 50% del área lateral de la granada (A_g)

$$A_g = 0.5 * D_g * L = 190.50 \text{ cm}^2$$

$$A_t < 0.5 A_g = 95.25 \text{ cm}^2$$

Así, el número de ranuras se determinó como:

$$\text{N}^\circ \text{ ranuras} = \frac{\text{Área total de ranura}}{\text{Área de ranura}} = \frac{91.21 \text{ cm}^2}{35 * 10^{-2} \text{ cm}^2} = 261$$

Rebose:

La tubería de rebose se calculó mediante la ecuación de Hazen y Williams considerando el valor de $C = 150$. De esta manera, se obtuvo el valor de $D = 2.83''$. Por ello, se consideró una tubería de rebose de 3”.

Válvulas de aire

Se planteó la disposición de las válvulas de aire en los siguientes puntos:

- Partes altas de cada tramo de la línea de agua
- Cambios bruscos de pendiente
- Al inicio y al fin de tramos con poca pendiente

La normativa recomienda que las dimensiones internas mínimas de las válvulas de aire sean de 0.60 x 0.60 m².

Válvulas de purga

Para la línea de conducción se proyectó 21 válvulas de purga de concreto armado cuyas dimensiones internas mínimas fueron de 0.60m x 0.60m x 0.70m y el dado de concreto simple tuvo una resistencia a la compresión de diseño ($f'c$) de 140 kg/cm².

Cruce aéreo

El cruce aéreo que se planteó para el proyecto tuvo una longitud de 15 metros ubicado en una zona en donde la instalación de la tubería no puede ser enterrada y cuyo modelo fue establecido en la norma.

Planta de tratamiento de agua potable (PTAP)

De acuerdo al análisis de calidad de agua y a los resultados de turbiedad se verificó que el efluente presenta un valor aproximado a 50 UNT. Por tanto, se determinó que el tratamiento más adecuado para el sistema debe estar compuesto por un sedimentador y un filtro lento de arena, estas estructuras estarán ubicadas a 340 m de la captación.

Sedimentador: esta estructura se encarga de separar las partículas cuyos diámetros sean superiores a 0.05 mm para evitar que se produzcan depósitos en las estructuras de conducción.

La estructura de entrada está compuesta por un vertedero triangular (90°) para la medición de caudal (datos indicados en la Tabla 16 y Tabla 17) y una pantalla perforada.

Tabla 16

Cálculo para el diseño del vertedero de medición de caudal

Descripción	Fórmulas	
Ancho de compuerta	b =	Valor asumido de 0.40 m
Velocidad del canal	Vc	Valor asumido de 0.1 m/s
Área del canal de ingreso	Ai =	Qd/Vc
Altura útil del canal de ingreso	Hc =	Ai/b
Perdida de carga en la compuerta	h =	$(Qd/1.434)^{(1/2.5)}$

Tabla 17

Cálculos para el diseño del canal de ingreso

Descripción	Fórmulas	
Ancho del canal	Bc =	Se asume el valor de 0.40 m
Velocidad del canal	Vc	Se asume el valor de 0.1 m/s
Área del canal de ingreso	Ai =	qd/Vc
Altura útil del canal de ingreso	Hc =	Ai/Bc
Ancho de compuerta	b' =	
Perdida de carga en la compuerta	h' =	$[qd/(1.848*Bc)^{(2/3)}]$

Pantalla difusora: se ubicó a una distancia no menor a 0.80 m del vertedero de entrada y posee una cantidad considerable de orificios espaciados a una distancia menor a 0.50 m. Los cálculos para el diseño de la pantalla difusora se muestran en la Tabla 18.

Tabla 18

Cálculos para el diseño de la pantalla difusora

Descripción	Fórmulas
Área total de orificios	$A_o = qd/V_o$
Área de cada Orificio	$a_o = [\pi(d_o^2)/4]$
Número de orificios	$N' = A_o/a_o$
Altura útil de pantalla difusora	$h_u = h - h/4 - h/5$
Número de filas	$n_f =$
Número de columnas	$n_c = N/n_f$
Espaciamiento entre filas	$a_1 = h/n_f$
Espaciamiento entre columnas	$a_2 = h/n_c$

Zona de sedimentación: se cumplieron con las relaciones de largo/ancho de la zona de sedimentación ($3 < L/B < 6$) y con la relación de largo/alto ($5 < L/H < 20$). La Tabla 19 muestra los cálculos para el diseño de la zona de sedimentación.

Tabla 19

Cálculos para el diseño de la zona de sedimentación

Descripción	Fórmulas
Velocidad de sedimentación	$V_s = q_s/86400$
Área Superficial	$A_s = qd/V_s$
Largo del sedimentador	$L = A_s/B$
Relación Largo/Ancho	$R = L/B$
Relación Largo/Profundidad	$r = L/H$
Longitud total del sedimentador	$L_t = L + L_1$
Velocidad Horizontal	$V_h = 100 * qd / (B * H)$
Relación V_h/V_s	$r' = V_h * 0.01 / V_s$
Tiempo de retención	$T_o = A_s * H / (3600 * qd)$
Altura Máxima	$H_m = H + S * L / 100$
Tasa de recolección de agua sed	$q_r = qd / B * 1000$

El canal de lodos: se ubicó en el primer tercio de la unidad, pues el 80% de lodos se deposita en dicha zona. La Tabla 20 muestra los cálculos para el diseño del canal de lodos.

Tabla 20

Cálculos para el diseño del canal de lodos

Descripción	Fórmulas
Tiempo de vaciado	$t = 0.50 \text{ hrs}$
Compuerta de la evacuación	$A2 = [As*(H)^{(0.5)}]/(4850*t)$
	$DS = (4*A2/3.1416)^{0.5}$
Caudal de lodo	$QL = Qd*ql$
Área de la base mayor	$AM = Lt*B$
Área de la base menor	$Am = 0.24*B$
Altura de la tolva	$h1 =$
Volumen de la tolva	$Vt = h1 \times B \times (Lt+Ds)/ 2$
Frecuencia de descarga	$tf = Vt/ql$

Vertedero de salida: se consideró que la tasa de recolección debe estar comprendida entre 1.3 a 2 lt/s por metro lineal.

Tabla 21

Cálculos para el diseño del vertedero de salida

Descripción	Fórmula
Altura de agua sobre el vertedero	$H2 = [Qd/(1.848*B)^{(2/3)}]$

Filtro lento de arena

Para calcular el diseño del filtro lento, se consideró los datos indicados en la Tabla 22.

Tabla 22

Consideraciones iniciales de diseño

Descripción	Resultados
Caudal promedio (L/s)	$Q_p = 2.476$
Caudal máximo diario (L/s)	$Q_{md} = 3.22$
Caudal máximo horario (L/s)	$Q_{mh} = 4.95$

El filtro de arena está formado por un medio filtrante que está dispuesto sobre un lecho de soporte, todo bajo un drenaje conformado por dos capas de ladrillos tipo KK. Sobre el drenaje se debe colocar tres capas de grava de diferentes tamaños y el lecho filtrante debe estar formado por arena de 0.80m de alto. En la Tabla 23 se muestran los cálculos para el diseño del filtro de arena.

Tabla 23

Cálculos para el diseño del filtro de arena

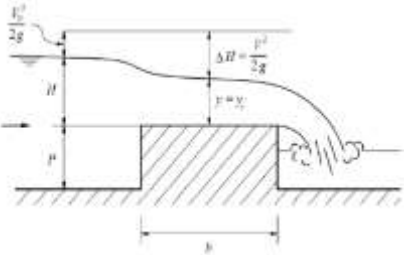
Descripción	Datos	Criterios
Cálculo del área unitaria de filtro (A_f)	Caudal máximo diario(m ³ /h) $Q = 3.22$ L/s	$A_f = Q_{md}/(N * V_f)$
	Número de filtros $N = 2$	
	Velocidad filtración $V = 0,15$ m/h	
Cálculo de la geometría del filtro	Coefficiente de mínimo costo $C = 1,33$	$K = (2 * N)/(N + 1)$ $l = \sqrt{A_f * K}$ $b = \sqrt{\frac{A_f}{K}}$
	Cálculo del tirante de agua sobre el vertedero de ingreso (triangular)	
Cálculo de la carga de agua sobre el vertedero		

Tabla 9: Criterios de diseño para prefiltros verticales múltiples

CÁMARA	1	2	3
Diámetro de la grava (cm)	3 - 4	1,5 - 3	1 - 1,5
Velocidad (V_f) en m/h	0,2 - 0,8	0,15 - 0,40	0,10 - 0,20
Espesor de la grava (m)	0,50	0,50	0,50

Altura del lecho filtrante

H1=Altura de la arena (m)

H2=Altura de lecho de soporte

H3=Altura de canal + ladrillo

$$HT=H1+H2+H3$$

Dimensiones del dren

V : velocidad del dren

dh : diámetro hidráulico

Ad : área del dren

P : perímetro del dren

$$h_d = \frac{0,3311}{d_h} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

$$d_h = \frac{4 \cdot A_d}{P}$$

Compuerta de entrada

AC : área de la compuerta (m²)

Af : área de filtración (m²)

VF : velocidad de filtración (m/s)

$$h_{f1} = K \frac{v^2}{2g}$$

$$v = \frac{V_f \cdot A_f}{A_c}$$

Vertedero de salida

Lv : Longitud de cresta del vertedero general (m)

$$h_{f2} = \left(\frac{Q_d}{1,84 \cdot L_v} \right)^{2/3}$$

Reservorio

Se planteó ubicar el reservorio en la progresiva 7+159.00 y a una cota de 1038.05 msnm. El volumen de almacenamiento es del 25% de la demanda diaria promedio anual (Q_p). El volumen de regulación es:

$$\text{volumen de regulación (m}^3\text{)} = 25\% \text{ del consumo promedio diario}$$

$$V. \text{ reg} = 53.49 \text{ m}^3 \approx 60 \text{ m}^3$$

Los criterios de diseño fueron los siguientes:

- El reservorio es de tipo apoyado.
- Las paredes del reservorio estarán sometidas al esfuerzo originado por la presión del agua.

- El techo será una losa de concreto armado, su forma será de bóveda, la misma que se apoyará sobre una viga perimetral, esta viga trabajará como zuncho y estará apoyada directamente sobre las paredes del reservorio.
- Se diseñará una zapata corrida que soportará el peso de los muros e indirectamente el peso del techo y la viga perimetral.
- Al lado del reservorio, debe haber una caseta de válvulas y en su interior se ubicarán los accesorios de control de entrada, salida y limpieza del reservorio.

Línea de aducción

La línea de aducción conduce el agua desde el reservorio de la comunidad de San Antonio hasta el inicio de la línea de distribución. Los criterios de diseño se indican en la Tabla 24.

Tabla 24

Consideraciones para el diseño de la línea de aducción

Criterios de diseño	Fórmulas
Caudal de diseño	$Q_{mh} = 2 * Q_p$
Carga estática y dinámica	La carga estática máxima aceptable será de 50 m y la carga dinámica mínima será de 1 m.
Diámetros	El diámetro mínimo de la línea de aducción es de 25 mm (1")
Línea gradiente hidráulica (LGH)	La línea gradiente hidráulica estará siempre por encima del terreno.
Pérdida de carga unitaria (hf)	$H_f = 10,674 \times \frac{Q^{1,852}}{C^{1,852} \times D^{4,86}} \times L$
Presión	$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2 * g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2 * g} + H_f$
Pérdidas de carga localizadas ΔH_i	$\Delta H_i = K_i \frac{V^2}{2g}$

Mediante el uso del software WaterCAD se calculó el diámetro, pérdida de carga y presión en la tubería de la línea de aducción.

Red de distribución

Para el diseño de la red de distribución se tomó las siguientes consideraciones:

- Las redes se deben diseñar para el caudal máximo horario (Q_{mh}), que en nuestro caso es 4.95 lt/s.
- El diámetro mínimo de tuberías para redes cerradas es de 1” y en redes abiertas de 3/4”.
- La red de tuberías de agua potable debe ubicarse en una cota por encima de otras redes.
- La velocidad mínima de diseño es de 0.60 m/s y la máxima es de 3 m/s.
- La presión mínima de servicio no debe ser menor de 5 mca y la presión estática no debe ser mayor de 60 mca.

Para el caso del sistema de agua potable de San Antonio se planteó una red de distribución mallada y para la determinación de los caudales se aplicó el método de la densidad poblacional, donde se distribuye el caudal total entre los nudos proyectados.

El caudal en el nudo es: $Q_i = Q_p * P_i$, donde:

Q_i : Caudal en el nudo “i” en l/s.

Q_p : Caudal unitario poblacional en l/s.hab.

Q_p : caudal máximo horario entre la población total del proyecto.

Para el cálculo hidráulico de la red de distribución se utilizó el software WaterCAD. Para ello, se tomó en cuenta que el caudal mínimo es de 0.10 lt/s y la presión de funcionamiento en cualquier punto de la red no descienda del 75% de la presión de diseño (D_p). Dentro de la red de distribución se consideró una válvula de control y 8 válvulas de purga.

Válvula de control

Las consideraciones para su diseño fueron las siguientes:

- Para poblaciones concentradas se debe colocar una válvula de ingreso a la red.
- La mínima sección interior de la caja debe ser de 0.60 m x 0.60 m.
- El cierre de la cámara será estanco y removible.

Para este proyecto, el tipo de válvula que se planteó fue la válvula de compuerta, debido a que la línea de agua es de circulación interrumpida y existe poca caída de presión, además de cumplir con la norma NTP ISO 7259 1998 “Válvulas de compuerta de fierro fundido predominantemente operadas con llave para uso subterráneo”.

Válvula de purga

Para la red de distribución se han proyectado la colocación de 8 válvulas de purga en los puntos más bajos para evitar la acumulación de sedimentos y permitir su mantenimiento. La estructura consta de una caja de concreto simple cuyas dimensiones externas fueron de 0.60m x 0.60m x 0.60m, con espesor de pared de 0.10m y una tapa sanitaria de 0.30m x 0.30m (espesor de 1/8”).

Conexiones domiciliarias de agua

Las consideraciones de diseño para las conexiones domiciliarias fueron las siguientes:

- El diámetro mínimo de la conexión domiciliar es de 1/2”.
- Los elementos que conforman una conexión son: elementos de toma (accesorios tipo tee y reducciones), elementos de conducción (tubería de conducción que empalma desde la transición del elemento de toma hasta la conexión predial) y elementos de unión (accesorio niple de 0.30 m y llave de control al ingreso y dentro del predio).
- La conexión se realiza por medio de una caja prefabricada de concreto con un solado.

3.2.5.2. Sistema de alcantarillado

El sistema de eliminación de excretas que se eligió para el centro poblado de San Antonio no es el establecido por la Norma Técnica de Diseño “Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural”, debido a los siguientes motivos:

- Según la Norma Técnica el tipo de sistema de eliminación de excretas en zona rurales es la Unidad Básica de Saneamiento (UBS), para la cual se necesita la disponibilidad de terreno por cada predio para la construcción de los componentes que conforman este sistema. Sin embargo, en este caso, la población de San Antonio no contaba con terreno disponible para la construcción de las UBS.
- Al elaborar la prueba de percolación en la zona de infiltración se registró un tiempo menor a los 12 minutos, lo que hizo inviable plantear un sistema tipo UBS.

Por tales motivos se optó por plantear un sistema de alcantarillado urbano siguiendo la Normativa OS.070 “Redes de Aguas residuales” y OS.090 “Plantas de tratamiento de aguas residuales” del RNE.

3.2.5.2.1. Parámetros de diseño

Población de diseño

La población de diseño es la misma que el determinado para el sistema de agua potable. Se determinó que la población de diseño es igual a 1751 habitantes.

Caudal de contribución al alcantarillado

Este dato debe haber sido calculado con un coeficiente de retorno (C) del 80% del caudal de agua potable consumido.

Caudal de diseño

El caudal de diseño fue determinado para el inicio y el fin del periodo de diseño, el cual es el valor del caudal máximo horario (Qmh).

3.2.5.2.2. Componentes

Red colectora

Las consideraciones para el dimensionamiento hidráulico de las tuberías fueron:

- Se debe calcular los caudales inicial y final, siendo el valor mínimo del caudal a considerar igual a 1.5 lt/s.
- Las pendientes de las tuberías deben cumplir la condición de autolimpieza aplicando el criterio de tensión tractiva(σ). El valor mínimo igual es 1 Pa para un coeficiente de Manning n de 0.013. La pendiente mínima según la norma OS.070 “Redes de Aguas residuales” se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$S_{o\min} = 0,0055 Q_i^{-0,47}$$

Donde $S_{o\min}$ es la pendiente mínima (m/m) y Q_i es el caudal inicial (lt/s).

- La pendiente máxima es la correspondiente a una velocidad de 5m/s.
- El valor máximo para el caudal final es igual o menor al 75% del diámetro del colector.
- El diámetro mínimo para un ramal colector es igual a 160 mm (6”).

Buzones

Se ubicaron tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- Al inicio de los tramos del ramal colector, en los cambios de dirección del ramal colector.
- En cambios de pendiente del ramal colector y en empalmes de colectores.
- En cambios de diámetro.

- La separación máxima para tuberías entre 100 y 150 mm es igual a 60 m.
- El diámetro interior de los buzones dependerá del diámetro de las tuberías, siendo este valor igual a 1.20 m para tuberías de hasta 800 mm de diámetro.

Red emisora:

Cumplen las mismas consideraciones de dimensionamiento hidráulico que la red colectora.

a. Conexiones domiciliarias de desagüe

Los elementos que conforman la conexión domiciliar de desagüe son: elemento de reunión (cámara de inspección), elemento de conducción (tubería con pendiente mínima de 15 por mil y diámetro mínimo es de 100mm) y elemento de empalme (accesorio de empalme que permite la descarga).

b. Planta de tratamiento (PTAR)

En siguiente figura se presenta un esquema general de las etapas de tratamiento que tendrá la PTAR de aguas residuales domésticas.

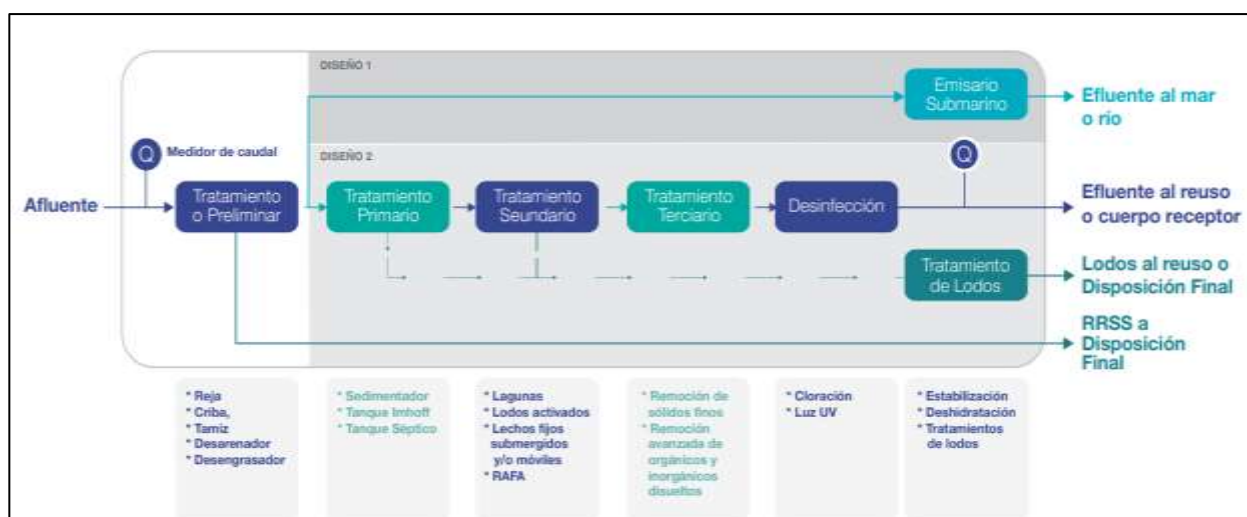


Figura 13. Esquema de una PTAR de aguas residuales domésticas y eficiencia de remoción. Extraído del Informe de “Diagnóstico de las plantas de tratamiento de aguas residuales en el ámbito de operación de las entidades prestadoras de servicios de saneamiento”, SUNASS, 2015, p.58.

Para el centro poblado de San Antonio se planteó 2 plantas de tratamiento, debido a que la topografía del terreno hace imposible la evacuación de las aguas residuales en una sola dirección. Por tal motivo, se dividió el afluente hacia dos plantas para su tratamiento. Ambas tendrán los siguientes componentes: cámara de rejillas, desarenador, tanque Imhoff, lecho de secado, filtro biológico, sedimentador secundario, cámara de contacto de cloro, caseta de cloración y pozo percolador.

Tratamiento preliminar

Cámara de rejillas o cribas

Para el diseño de la cámara de rejillas se usa como dato principal el caudal máximo horario (Q_{mh}), cuenta con la siguiente propuesta:

- Se planteo un canal con cribas con un bypass para caso de emergencia o mantenimiento.
- El espaciamiento entre barras es de 25 mm y el espesor de 6.25 mm (1/4”).
- Cálculo de la eficiencia de las rejillas, a través de la siguiente ecuación, siendo “a” el espaciamiento entre rejillas y “e” el espesor de las barras:

$$E = \frac{a}{a + e}$$

- La velocidad de paso entre rejillas se debe mantener entre 0.60 y 0.75 m/s. Escogiendo el valor de 0.70m/s
- Área útil, se usa la siguiente fórmula

$$A_{util} = \frac{Q_{max}}{V}$$

- Área total

$$A = \frac{A_{util}}{E}$$

- Velocidad de aproximación

$$V_o = E \times V$$

- El ancho del canal (B) se estima en 0.35 m.
- Cálculo del tirante máximo,

$$Y = \frac{A}{B}$$

- Cálculo de la pendiente del canal

Verificación de V_o para el caudal mínimo, mediante las siguientes ecuaciones:

$$A_{min} = Y_{min} \times B$$

$$V_o_{min} = Q_{min} / A_{min}$$

- Número de barras (N)

$$N = (B - a) / (a + t)$$

- Pérdida de Carga en rejas 50% de ensuciamiento

$$hf = \frac{1 \times (V^2 - V_o^2)}{0.7 \times 2g}$$

- Datos del emisor de ingreso a la planta

$$Q_{max} = 0.002108 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{min} = 0.001976 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Diámetro (De): } 8.00 \text{ pulg}$$

$$\text{Diámetro (De): } 0.20 \text{ m}$$

$$\text{Tirante (Ye): } 0.15 \text{ m}$$

$$n \text{ PVC : } 0.01$$

Se asume una pendiente de S de 0.80%. Mediante la aplicación del programa Hcanales, se determinó el tirante normal y la velocidad en el canal para un caudal mínimo y máximo.

- Cálculo de la longitud de transición (Lt):

$$L = \frac{B - De}{2 \cdot \text{tg}(12.30^\circ)}$$

- Pérdida de carga en la transición (Hft):

$$h_{ft} = \frac{(Ve - Vo)^2 \times 0.1}{2g}$$

- Desnivel entre el fondo del emisor y el fondo del canal (Z)

$$z = \left(\frac{v_1^2}{2g} + y_1 \right) - \left(\frac{v_2^2}{2g} + y_2 \right) - h_f$$

- Diseño del By-Pass, mediante la siguiente ecuación se determina la altura del vertedero, asumiendo una longitud de 0.30m.

$$Q = 1.838 \times L \times H^{3/2}$$

- Cálculo de la pendiente en el By-Pass

$$Q = \frac{A \times R^{2/3} \times S^{1/2}}{n}$$

- Comprobación de que no existe refluo; se debe cumplir lo siguiente:

$$Y \text{ máximo emisor} + \Delta Z + V_1^2/2g > H \text{ vertedero} + Y \text{ máximo canal} + V_2^2/2g$$

- Cálculo del material retenido en las rejillas. Se determina de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 25

Cálculo del material retenido en rejas

Abertura (mm)	Cantidad (litros de material cribado l/m3 de agua residual)
20	0.038
25	0.023
35	0.012
40	0.009

Nota: Tomado de la Norma OS.090. Planta de tratamiento de Aguas Residuales del RNE.

Desarenador

El desarenador permite controlar las partículas grandes de gravas y arenas y las separa para su posterior remoción, incluye un canal de arena donde la velocidad de las aguas residuales es cuidadosamente controlada para permitir que la arena y las piedras de ésta se sedimenten

Tratamiento primario - Tanque imhoff

El tanque Imhoff proyectado es una estructura cuya función principal es el tratamiento primario de las aguas residuales para la remoción de los sólidos suspendidos. El proceso de diseño incluye: diseño de la zona de sedimentación, dimensionamiento del compartimiento de almacenamiento y digestión, diseño de la zona de espumas.

Tratamiento secundario - Lecho de secado

El lecho de secado proyectado es una estructura cuya función principal es la deshidratación de los lodos estabilizados del tanque Imhoff. A fin de asegurar la adecuada deshidratación de los lodos provenientes del tanque Imhoff, se debe de techar dicha área a fin de impedir el ingreso del agua de lluvia. El lecho de secado no cuenta con unidades mecánicas que requieran mantenimiento y la operación compleja, solo el retiro del lodo ya convertido en compost o abono.

Filtro biológico

El filtro biológico proyectado es una estructura cuya función principal es el tratamiento secundario de las aguas residuales para la remoción de los sólidos suspendidos y disminución del DBO.

En el lecho se mantienen condiciones aeróbicas mediante el flujo de aire a través del lecho, el cual es inducido por los gradientes de temperatura existentes entre la temperatura del aire en el lecho y la temperatura ambiental.

Sedimentador secundario

Esta estructura se debe incluir en la PTAR con el propósito de separar la biomasa en exceso producida en el biofiltro, el diseño tendrá el mismo proceso que el de un sedimentador primario con la condición de que la carga de diseño se base en el flujo de la planta más el flujo de recirculación.

Desinfección

Cloración

La estructura de cloración está compuesta por la caseta de cloración cuya función es clorar las aguas resultantes del sedimentador secundario, a fin de eliminar los posibles elementos bactericidas aun presentes en el agua tratada antes de su emisión al efluente. La caseta de cloración proyectada incluye una estructura de material noble, a fin de albergar el tanque clorador que se instalará con sus respectivos equipos de venoclisis a fin de clorar el agua tratada.

Pozo percolador El pozo percolador proyectado es una estructura cuya función principal es la percolación de los líquidos provenientes del lecho de secado, los cuales son de cantidades ínfimas y de frecuencia mensual.

CAPÍTULO IV. RESULTADOS

4.1. Sistema de Agua Potable

4.1.1. Parámetros de Diseño

4.1.1.1. Población de Diseño

De acuerdo con el padrón general de beneficiarios del centro poblado de San Antonio existen 1117 habitantes distribuidos en 235 familias para el año 2018. Asimismo, la tasa de crecimiento anual promedio usada para el cálculo de la población de diseño es la indicada en el sistema de difusión de censos nacionales 2007 del INEI. Este valor es igual a 2.84% (ver Tabla 26).

Tabla 26

Tasa de crecimiento a nivel nacional

País	Departamento	Provincia	Tasa de Crecimiento de la población (1993-2007)	Distrito	Tasa de Crecimiento de la población (1993-2007)
Perú	Ayacucho	Huanta	2.62	Ayahuanco	7.82
				Huamanguilla	0.41
				Huanta	3.15
				Iguain	2.99
				Llochegua	2.84
				Luricocha	0.71
				Santillana	0.85
				Sivia	1.36

Nota: Datos extraídos del Sistema de Difusión de Censos Nacionales 2007 del Instituto Nacional de Estadística e Informática.

Utilizando el período de diseño de 20 años se obtuvo una población de diseño (Pd) de 1751 habitantes.

4.1.1.2. Dotación

Los resultados de la dotación (Tabla 27) fueron estimados de acuerdo con la norma OS.100 “Consideraciones básicas de diseño de infraestructura sanitaria del RNE” y la norma técnica de diseño “Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural”.

Tabla 27

Cálculo de la dotación según el uso del agua

Descripción	Litros por habitante	Porcentaje (%)
Preparación de alimentos y lavado de vajillas	20	17%
Uso personal (bebidas, etc.)	15	13%
Higiene personal	25	21%
Lavado de ropa	20	17%
Servicio higiénico	15	13%
Agua para escuelas y postas	25	21%
Total	120	100%

Además de la dotación por consumo de viviendas, se calculó la dotación aportada por las instituciones estatales y sociales que existen en el centro poblado de San Antonio (ver Tabla 28 y Tabla 29).

Tabla 28

Cálculo de la dotación para instituciones estatales

Institución	Dotación(l/hab/día)
I.E. Inicial	20
I.E. Primaria	20
I.E Secundaria	20

Tabla 29

Cálculo de la dotación para instituciones sociales

Institución	Dotación(l/hab/cama)
Centro de Salud	120

4.1.1.3. Variaciones de consumo

Los resultados de las variaciones de consumos que se utilizaron en el diseño de los componentes del sistema de agua potable son las presentadas en la Tabla 30.

Tabla 30

Resumen de las variaciones de consumo

Descripción		Resultados		
Caudal promedio total		$Q_P = \sum Q$	2.476	lps
Caudal máximo diario				
Coefficiente de consumo máximo diario (K1)	1.3	$Q_{md} = Q_P \times K_1$	3.22	lps
Caudal máximo horario				
Coefficiente de consumo máximo horario K2	2	$Q_{mh} = Q_P \times K_2$	4.95	lps

4.1.2. Diseño hidráulico

4.1.2.1. Componentes

4.1.2.1.1. Captación

La captación diseñada para el sistema de agua potable fue de tipo barraje fijo sin canal de derivación y se encuentra ubicada a una altura de 1750 msnm. Esta estructura deriva parte del agua del riachuelo Santa Rosa a través de una ventana de captación hacia una cámara húmeda (ver Tabla 32).

Tabla 31

Resultados de los cálculos de la estructura de captación

Datos	Resultados
Ancho de encauzamiento = B (m)	2.00
Tirante normal de quebrada = Ynr (m)	0.41
Velocidad media de quebrada (m/s)	0.21
Altura de carga hidráulica o tirante de agua sobre la cresta del vertedero (m)	0.26
Altura de azud (m)	1.45
Altura de los bloques de amortiguamiento	h3=0.14 m
	h4 = 0.13 m
N° de ventanas de captación	1
Altura de la ventana de captación	0.10
Longitud de la ventana de captación	0.20

Tabla 32

Resultados de las dimensiones de la cámara húmeda

Descripción	Resultados
Dimensiones internas	0.90 m x 1.30 m
Cálculo de la altura de la cámara (Ht)	1.10 m
Dimensionamiento de la canastilla	Diámetro = 4”
	Longitud = 0.20 m
Dimensionamiento de la tubería de rebose y limpia	Diámetro = 3”

Línea de conducción

La línea de conducción tiene una longitud aproximada de 7159 m. De acuerdo con el cálculo hidráulico en el software WaterCAD y a las restricciones de diseño, se determinó los resultados resumidos en la Tabla 33.

De acuerdo con el reporte de resultados en el software WaterCAD se verificó que las presiones no se encuentren por debajo de los 10 mca en ninguno de los tramos de la línea de conducción. Los resultados acerca las características hidráulicas se resumen en la Tabla 34.

Tabla 33

Resultados sobre las características hidráulicas en los nodos mediante la aplicación de WaterCAD v8i.

Nodo	Elevación (m)	Demanda (l/s)	Gradiente hidráulico (m)	Presión (mca)
CAPTACION	1750.00	3.22	1750.00	0.00
DESARENADOR	1,699.66	3.22	1,747.71	48.05
CRP-1	1,608.75	3.22	1,689.97	81.22
CRP-2	1,535.78	3.22	1,607.20	71.42
CRP-3	1,473.26	3.22	1,534.42	61.16
CRP-4	1,340.83	3.22	1,458.14	117.31
CRP-5	1,269.76	3.22	1,338.80	69.04
CRP-6	1,199.62	3.22	1,268.27	68.65
CRP-7	1,109.56	3.22	1,190.05	80.49
CRP-8	1,058.28	3.22	1,104.83	46.55
RESERVORIO	1039.54	3.22	1057.76	18.22

Tabla 34

Resultados de características hidráulicas de la línea de conducción

Tubería	Tramo		Longitud inclinada (m)	Tubería diámetro nominal - clase	Diámetro interior (pulg.)	Material	Hazen-Williams C	Caudal lps	Velocidad (m/s)	Pérdida de carga (mca)
	Nodo inicial	Nodo final								
TUB-1	CAPTACION	DESARENADOR	344	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 3" C-10	3.00	PVC	150	3.22	0.71	2.29
TUB-2	DESARENADOR	CRP-1	1,440	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 3" C-10	3.00	PVC	150	3.22	0.71	9.67
TUB-3	CRP-1	CRP-2	240	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 3" C-10	3.00	PVC	150	3.22	0.71	1.54
TUB-4	CRP-2	CRP-3	210	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 3" C-10	3.00	PVC	150	3.22	0.71	1.35
TUB-5	CRP-3	CRP-5	2,247	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 3" C-10	3.00	PVC	150	3.22	0.71	15.08
TUB-6	CRP-4	CRP-5	309	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 3" C-10	3.00	PVC	150	3.22	0.71	2.02
TUB-7	CRP-5	CRP-6	232	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 3" C-10	3.00	PVC	150	3.22	0.71	1.48
TUB-8	CRP-6	CRP-7	1,423	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 3" C-10	3.00	PVC	150	3.22	0.71	9.55
TUB-9	CRP-7	CRP-8	634	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 3" C-10	3.00	PVC	150	3.22	0.71	4.72
TUB-10	CRP-8	RESERVORIO	80	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 3" C-10	3.00	PVC	150	3.22	0.71	0.52

Finalmente se determinó el diámetro y las características de las tuberías de la línea de conducción extendidas en una longitud de 7159 metros desde la captación del riachuelo Santa Rosa hasta el reservorio. La red de conducción contará con aproximadamente con 1432 tuberías cuyas características se presentan en la Tabla 35.

Tabla 35

Resumen de tuberías nuevas en la red de conducción

n°	Diámetro nominal (pulg.) - clase	Diámetro interior (mm)	Longitud total (ml)	Cantidad de tuberías
1.00	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 3" C-10	48.6	7159.00	1432.00
TOTAL			7159.00	1432.00

La diferencia de alturas desde la captación (1750 msnm) hasta el reservorio (1038.05 msnm) implicó la colocación de cámaras rompe presión cada 50 metros de altura. Asimismo, se determinó la ubicación de la planta de tratamiento de agua potable (sedimentador y filtro lento de arena) cerca de la estructura de captación como se muestra en la Figura 14.

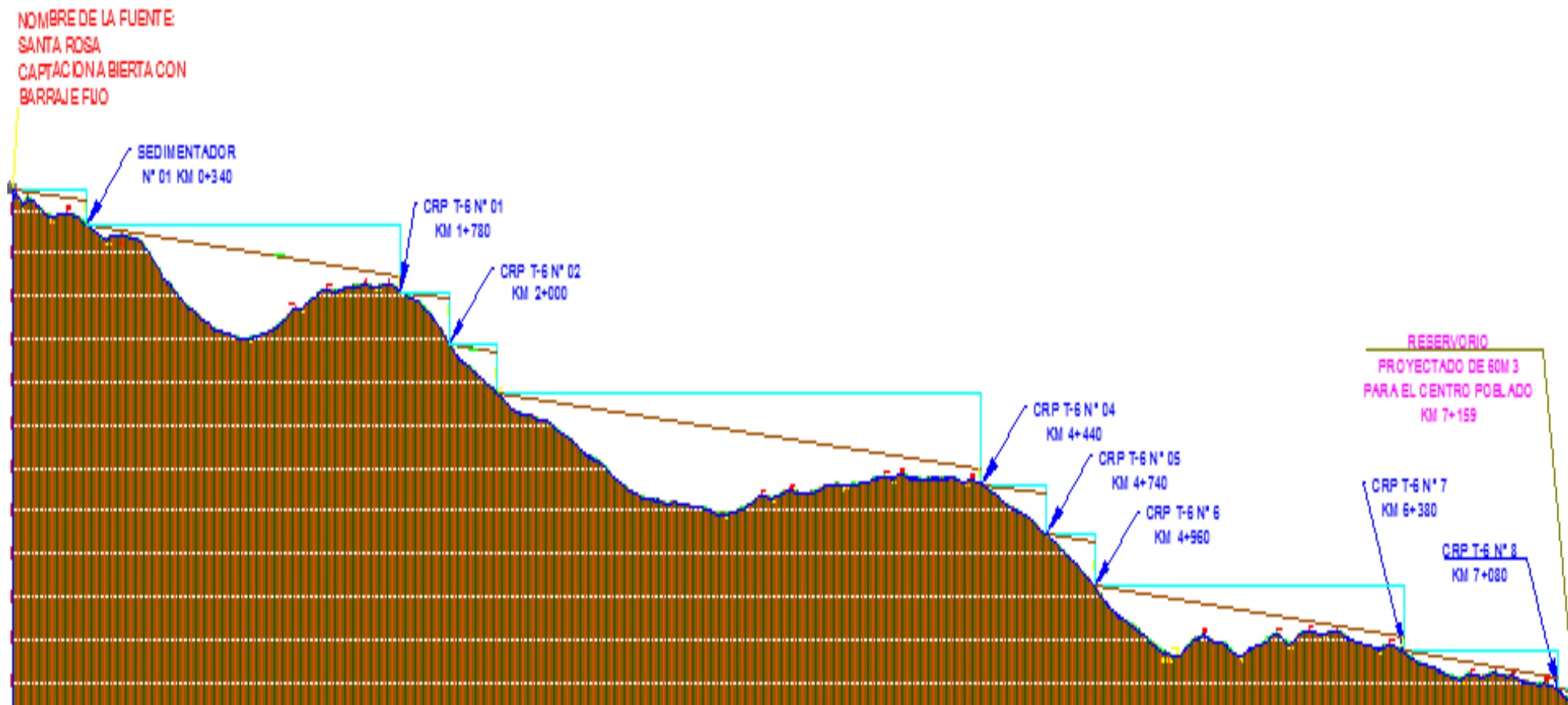


Figura 14. Esquema del perfil longitudinal de la línea de conducción del sistema de agua potable del centro poblado de San Antonio.

Cámara rompe presión

En la línea de conducción se proyectó ocho cámaras rompe presión, las cuales son de concreto armado y están compuestas por una cámara seca y una cámara húmeda. Los resultados de los cálculos para el dimensionamiento de la cámara rompe presión se detallan Tabla 36.

Tabla 36

Resultados del diseño de la cámara rompe presión

Datos	Resultados
Numero de CRP	8
A : Altura mínima (m)	0.10
H : Altura de carga requerida para que el caudal de salida pueda fluir (m)	0.40
BL: Altura de borde libre (m)	0.40
Ht: Altura total de la CRP (m)	0.90
Dimensiones internas de las CRP (m)	0.80 x 0.80
Espesor de pared (m)	0.10
Diámetro de canastilla (pulg)	6
Longitud de canastilla (m)	0.25
Numero de ranuras en canastilla	261
Diámetro de tubería de rebose (pulg)	2.83

Válvula de aire

Para la línea de conducción se proyectó 21 válvulas de aire automática de concreto armado cuyas dimensiones internas son 0.60m x 0.60m x 0.80m con un espesor de pared de 0.10m y una tapa sanitaria de 0.60m x 0.60m (espesor de 1/8”).

Válvula de purga

Para la línea de conducción se proyectó 21 válvulas de purga de concreto armado cuyas dimensiones internas son 0.60m x 0.60m x 0.80m con un espesor de pared de 0.10m y un dado de concreto simple con $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$.

Cruce aéreo

El cruce tiene una longitud de 15 metros y se apoya en dos columnas de concreto armado de fuste 0.30mx0.30mx2.80m. Se instala por encima de las columnas con cables de 1/2” tipo boa. La tubería esta sujeta por 09 péndolas lisas de 1/4”, el cable está anclado por detrás de las columnas a un dado de concreto de dimensiones 0.85m x 0.85m x 0.55m (ver Figura 15).

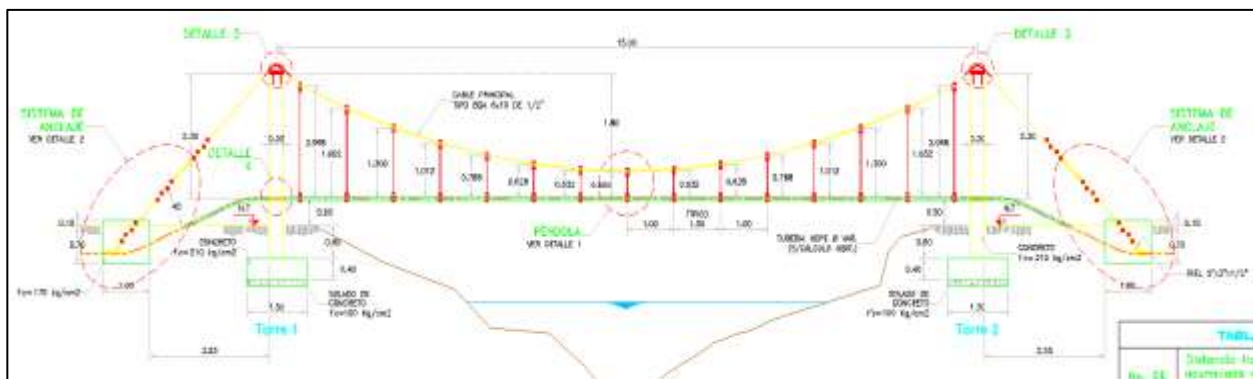


Figura 15. Cruce aéreo de una longitud de 15 m.

Planta de tratamiento de agua potable (PTAP)

La planta de tratamiento está formada por un sedimentador y un filtro lento de arena.

Sedimentador

Los datos iniciales de entrada para el diseño del sedimentador son los detallados en la Tabla 37.

Tabla 37

Datos de entrada para diseño de sedimentador

Descripción	Resultados	Und	Consideraciones
Caudal máximo diario	Qd = 3.22	lt/s	
Caudal máximo diario	Qd = 0.00322	m ³ /s	
Número de unidades	N = 2		Se recomienda instalar 2 unidades en paralelo
Caudal unitario	qd = 0.00161	m ³ /s	
Ancho del sedimentador	B = 1.65	m	Valor asumido
Altura del sedimentador	H = 1	m	Valor asumido
Tasa de decantación superficial	qs = 7.27	m ³ /m ² .d	2 - 10 m ³ /m ² .d
Pendiente de fondo de sedimentador	S = 20	%	Debe ser $\geq 10\%$
Pendiente de fondo canal de limpieza	S' = 5	%	Valores entre 5 - 10 %
Velocidad de paso entre orificios	Vo = 0.0115	m/s	Debe ser ≤ 0.15 m/s
Diámetro de orificio	do = 0.0508	m	2"
Tasa de producción de lodo	ql = 0.01	L.L/s	
Altura de pantalla difusora	h = 1	m	
Longitud de la zona de entrada	L1 = 0.8	m	

Los resultados finales para el diseño del vertedero triangular (90°) para la medición de caudal se indican en la Tabla 38. Asimismo, los resultados finales para el diseño del canal de ingreso se indican en la Tabla 39.

Tabla 38

Cálculo para el diseño del vertedero de medición de caudal

Descripción	Resultados
Ancho de compuerta	0.40 m
Velocidad del canal	0.1 m/s
Área del canal de ingreso	0.015 m ²
Altura útil del canal de ingreso	0.038 m
Pérdida de carga en la compuerta	0.064 m

Tabla 39

Cálculos para el diseño del canal de ingreso

Descripción	Resultados
Ancho del canal	0.4 m
Velocidad del canal	0.1 m/s
Área del canal de ingreso	0.008 m ²
Altura útil del canal de ingreso	0.019 m
Ancho de compuerta	1.65 m
Pérdida de carga en la compuerta	0.004 m

Los resultados finales para el diseño de la pantalla difusora se muestran en la Tabla 40.

Tabla 40

Cálculos para el diseño de la pantalla difusora

Descripción	Resultados
Área total de orificios	$A_o = 0.07 \text{ m}^2$
Área de cada orificio	$a_o = 0.0020 \text{ m}^2$
Número de orificios	$N' = 32$
Altura útil de pantalla difusora	$h_f = 0.63 \text{ m}$
Número de filas	$n_f = 4$
Número de columnas	$n_c = 8$
Espaciamiento entre filas	$a_1 = 0.16 \text{ m} \sim 0.2 \text{ m}$
Espaciamiento entre columnas	$a_2 = 0.21 \sim 0.2 \text{ m}$

Los resultados para el dimensionamiento de la zona de sedimentación se muestran en la Tabla 41.

Tabla 41

Cálculos para el diseño de la zona de sedimentación

Descripción	Fórmulas
Velocidad de sedimentación	$V_s = 0.000084 \text{ m/s}$
Área superficial	$A_s = 8.91 \text{ m}^2$
Largo del sedimentador	$L = 5.40 \text{ m}$
Relación Largo/Ancho	$R = 3.27$
Relación Largo/Profundidad	$r = 5.40$
Longitud total del sedimentador	$L_t = 6.20 \text{ m}$
Velocidad horizontal	$V_h = 0.045 \text{ cm/s}$
Relación V_h/V_s	$r' = 5.4$
Tiempo de retención	$T_o = 3.30 \text{ horas}$
Altura máxima	$H_m = 2.08 \text{ m}$
Tasa de recolección de agua sed.	$q_r = 0.45 \text{ l/s.m}$

La altura del vertedero de salida es igual a 0.394 cm y los resultados para el diseño del canal de lodos se detallan en la Tabla 42.

Tabla 42

Cálculos para el diseño del canal de lodos

Descripción	Fórmulas
Tiempo de vaciado	$t = 0.50 \text{ hrs}$
Compuerta de la evacuación	$A_2 = 0.0037 \text{ m}$
	$DS = 0.07 \text{ m}$
Caudal de lodo	$Q_L = 0.02 \text{ l/s}$
Área de la base mayor	$A_M = 10.23 \text{ m}^2$
Área de la base menor	$A_m = 0.40 \text{ m}^2$
Altura de la tolva	$h_1 = 1.00 \text{ m}$
Volumen de la tolva	$V_t = 5.17 \text{ m}^3$
Frecuencia de descarga	$t_f = 4.0 \text{ días}$

Filtro lento de arena

El filtro lento de arena está compuesto por una estructura de entrada, la caja de filtro y una estructura de salida. El detalle del filtro es presentado en la Tabla 43.

Tabla 43

Resultados del dimensionamiento del filtro lento de arena

Descripción	Resultados
Caudal de diseño de filtro lento	0.00322 m ³ /s
Área de cada filtro lento	38.64 m ²
Largo del filtro lento	8.05 m
Ancho de la unidad	5.50 m
Volumen de cámara de carga	45.38 m ³
Altura de la arena	0.80 m
Altura total del filtro lento	3.30 m

Reservorio

El reservorio tiene un volumen de 60m³ y es de tipo apoyado y circular. Posee una caseta de válvulas, su radio interno es de 2.85m y tiene una altura de agua de 2.50m. Cuenta con tubería de entrada de 2”, tubería de rebose 4”, tubería de limpia 4” y tubería de salida de 3”.

Red de aducción

La línea de aducción comprende desde el reservorio hasta el primer punto de la red de distribución, con una longitud de 159.79 m. Se realizó los cálculos hidráulicos en el software WaterCAD y se determinó los resultados resumidos en la Tabla 44.

Tabla 44

Resultados de diseño hidráulico en tuberías mediante la aplicación de WaterCAD v8i.

Tramo	Tubería diámetro nominal - clase	Diámetro (pulgadas)	Material	Caudal lt/s	Velocidad (m/s)	Perdida de carga (Mca)
RESERVORIO	J-2 TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 3" C-10	3.00	PVC	4.95	1.08	2.40

Red de distribución

La red de distribución es una malla de tipo cerrada. Para el cálculo hidráulico en el software WaterCAD, fue necesario determinar el área de influencia por nodo y luego se determinó la demanda por nodo, como se muestra en la Tabla 45.

Con las demandas correspondientes de cada nodo se diseñó la red de distribución tomando en cuenta también las restricciones para su diseño. Como se observa en la Tabla 46, algunas tuberías no cumplen con la velocidad mínima de 0.30 m/s que establece la norma. El caso contrario ocurre con las presiones en la red (Tabla 47), las cuales si cumplen la norma. Por tal motivo, no se cambiaron los diámetros de las tuberías. La configuración final de la red de distribución de agua potable se muestra en la Figura 16.

Tabla 45

Cálculo de consumos por nodo mediante aplicación del método de áreas de influencia (conexiones domiciliarias)

N°	Nodos		Conexiones domiciliarias (und)	Demanda unitaria (lt/s/viv.)	Demanda por nodo (lt/s)
1	RES.	J-2	0.00	0.02071	0.000
2	J-2	J-3	5.00	0.02071	0.104
3	J-3	J-4	4.00	0.02071	0.083
4	J-4	J-5	6.00	0.02071	0.124
5	J-5	J-6	10.00	0.02071	0.207
6	J-6	J-7	5.00	0.02071	0.104
7	J-2	J-19	7.00	0.02071	0.145
8	J-19	J-20	10.00	0.02071	0.207
9	J-20	J-21	4.00	0.02071	0.083
10	J-21	J-22	2.00	0.02071	0.041
11	J-22	J-23	4.00	0.02071	0.083
12	J-12	J-3	10.00	0.02071	0.207
13	J-12	J-18	12.00	0.02071	0.249
14	J-18	J-13	1.00	0.02071	0.021
15	J-13	J-14	3.00	0.02071	0.062
16	J-14	J-15	5.00	0.02071	0.104
17	J-15	J-16	5.00	0.02071	0.104
18	J-16	J-17	1.00	0.02071	0.021
19	J-4	J-8	11.00	0.02071	0.228
20	J-8	J-9	12.00	0.02071	0.249
21	J-11	J-10	13.00	0.02071	0.269
22	J-10	J-32	8.00	0.02071	0.166
23	J-32	J-33	6.00	0.02071	0.124

24	J-33	J-34	6.00	0.02071	0.124
25	J-34	J-35	2.00	0.02071	0.041
26	J-35	J-36	1.00	0.02071	0.021
27	J-5	J-39	10.00	0.02071	0.207
28	J-39	J-37	13.00	0.02071	0.269
29	J-39	J-40	10.00	0.02071	0.207
30	J-37	J-38	3.00	0.02071	0.062
31	J-33	J-15	1.00	0.02071	0.021
32	J-32	J-14	1.00	0.02071	0.021
33	J-9	J-18	1.00	0.02071	0.021
34	J-12	J-24	2.00	0.02071	0.041
35	J-24	J-19	1.00	0.02071	0.021
36	J-24	J-25	4.00	0.02071	0.083
37	J-13	J-20	8.00	0.02071	0.166
38	J-20	J-26	1.00	0.02071	0.021
39	J-26	J-27	1.00	0.02071	0.021
40	J-27	J-28	2.00	0.02071	0.041
41	J-28	J-29	2.00	0.02071	0.041
42	J-30	J-21	7.00	0.02071	0.145
43	J-30	J-31	5.00	0.02071	0.104
44	J-15	J-31	1.00	0.02071	0.021
45	J-31	J-22	5.00	0.02071	0.104
46	J-16	J-23	4.00	0.02071	0.083
47	J-2	J-41	4.00	0.02071	0.083
TOTAL	47.00		239.00	-----	4.95

Tabla 46

Resultados de diseño hidráulico en tuberías mediante la aplicación de WaterCAD v8i.

Tubería	Tramo		Longitud inclinada (m)	Tubería diámetro nominal - clase	Diámetro (pulgadas)	Material	Caudal lt/s	Velocidad (m/s)	Perdida de carga (Mca)
	RESERVORIO	J-1							
TUB-1	RESERVORIO	J-2	159.79	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 3" C-10	3.00	PVC	4.95	1.08	2.40
TUB-2	J-2	J-3	28.52	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 2" C-10	2.00	PVC	3.48	1.72	1.60
TUB-3	J-3	J-4	25.18	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 2" C-10	2.00	PVC	2.24	1.11	0.60
TUB-4	J-4	J-5	49.14	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 2" C-10	2.00	PVC	1.09	0.54	0.30
TUB-5	J-5	J-6	68.56	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1" C-10	1.00	PVC	0.31	0.61	1.30
TUB-6	J-6	J-7	63.16	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 3/4" C-10	0.75	PVC	0.10	0.36	0.60
TUB-7	J-4	J-8	46.9	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1 1/2" C-10	1.50	PVC	1.07	0.94	1.20
TUB-8	J-8	J-9	49.33	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1 1/2" C-10	1.50	PVC	0.84	0.74	0.80
TUB-9	J-9	J-10	11	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1 1/2" C-10	1.50	PVC	0.71	0.62	0.10
TUB-10	J-10	J-11	67.91	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1" C-10	1.00	PVC	0.24	0.47	0.80
TUB-11	J-3	J-12	49.83	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1 1/2" C-10	1.50	PVC	1.13	0.99	1.40
TUB-12	J-13	J-14	37.89	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1 1/2" C-10	1.50	PVC	0.52	0.45	0.30
TUB-13	J-14	J-15	28.31	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1" C-10	1.00	PVC	0.22	0.44	0.30
TUB-14	J-15	J-16	43.45	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1" C-10	1.00	PVC	0.18	0.35	0.30
TUB-15	J-16	J-17	48.11	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 3/4" C-10	0.75	PVC	0.02	0.07	-
TUB-16	J-12	J-18	49.56	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1 1/2" C-10	1.50	PVC	1.03	0.90	1.20
TUB-17	J-18	J-13	13.69	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1 1/2" C-10	1.50	PVC	0.64	0.56	0.10

TUB-18	J-9	J-18	24.21	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1" C-10	1.00	PVC	0.12	0.23	0.10
TUB-19	J-2	J-19	69.74	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1 1/2" C-10	1.50	PVC	1.39	1.22	2.90
TUB-20	J-19	J-20	64.6	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1 1/2" C-10	1.50	PVC	0.99	0.87	1.40
TUB-21	J-20	J-21	25.07	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1 1/2" C-10	1.50	PVC	0.59	0.52	0.20
TUB-22	J-21	J-22	32.73	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1" C-10	1.00	PVC	0.25	0.49	0.40
TUB-23	J-22	J-23	34.82	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1" C-10	1.00	PVC	0.18	0.35	0.20
TUB-24	J-23	J-16	59.61	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 3/4" C-10	0.75	PVC	0.01	0.03	-
TUB-25	J-12	J-24	20.18	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1" C-10	1.00	PVC	0.10	0.20	0.10
TUB-26	J-24	J-19	12.65	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1" C-10	1.00	PVC	0.23	0.45	0.10
TUB-27	J-24	J-25	37.75	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 3/4" C-10	0.75	PVC	0.08	0.29	0.20
TUB-28	J-13	J-20	41.62	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1" C-10	1.00	PVC	0.07	0.13	-
TUB-29	J-20	J-26	12.68	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1" C-10	1.00	PVC	0.12	0.24	-
TUB-30	J-26	J-27	15.84	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 3/4" C-10	0.75	PVC	0.02	0.07	-
TUB-31	J-26	J-28	52.75	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 3/4" C-10	0.75	PVC	0.08	0.29	0.30
TUB-32	J-28	J-29	33.65	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 3/4" C-10	0.75	PVC	0.04	0.14	0.10
TUB-33	J-14	J-30	11.31	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1" C-10	1.00	PVC	0.09	0.18	-
TUB-34	J-30	J-21	34.94	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1" C-10	1.00	PVC	0.11	0.22	0.10
TUB-35	J-15	J-31	22.98	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1" C-10	1.00	PVC	0.00	0.01	-
TUB-36	J-31	J-22	32.25	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1" C-10	1.00	PVC	0.08	0.15	-
TUB-37	J-30	J-31	30.39	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1" C-10	1.00	PVC	0.21	0.40	0.30
TUB-38	J-10	J-32	50.83	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1 1/2" C-10	1.50	PVC	0.47	0.41	0.30
TUB-39	J-32	J-33	29.6	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1 1/2" C-10	1.50	PVC	0.43	0.37	0.10

TUB-40	J-33	J-34	47.24	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1" C-10	1.00	PVC	0.22	0.43	0.50
TUB-41	J-34	J-35	68.26	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1" C-10	1.00	PVC	0.06	0.12	0.10
TUB-42	J-35	J-36	48.26	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1" C-10	1.00	PVC	0.02	0.04	-
TUB-43	J-34	J-37	21.72	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 3/4" C-10	0.75	PVC	0.09	0.31	0.20
TUB-44	J-37	J-38	22.81	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 3/4" C-10	0.75	PVC	0.06	0.22	0.10
TUB-45	J-37	J-39	135.63	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1" C-10	1.00	PVC	0.24	0.48	1.60
TUB-46	J-39	J-40	121.08	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1" C-10	1.00	PVC	0.21	0.41	1.10
TUB-47	J-5	J-39	123.82	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1 1/2" C-10	1.50	PVC	0.66	0.58	1.30
TUB-48	J-32	J-14	30.94	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1" C-10	1.00	PVC	0.12	0.24	0.10
TUB-49	J-33	J-15	28.02	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1" C-10	1.00	PVC	0.09	0.17	0.10
TUB-50	J-34	J-16	33.19	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 3/4" C-10	0.75	PVC	0.06	0.21	0.10
TUB-51	J-2	J-41	54.31	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 3/4" C-10	0.75	PVC	0.08	0.28	0.30

Se revisaron las presiones en los puntos de la red y se concluyó que ninguna es menor a 5 mca, ni mayor a los 50 mca. Por lo tanto, se cumplió con las restricciones de diseño de la normativa como se muestra en la Tabla 47.

Tabla 47

Resultados de características hidráulicas en los nodos: mediante la aplicación de WaterCAD v8i.

Nodo	Elevación (m)	Demanda (l/s)	Gradiente hidráulico (m)	Presión (mca)
J-2	1,025.53	-	1037.612423	12.06
J-3	1,024.23	0.10	1035.988262	11.74
J-4	1,022.59	0.08	1035.341306	12.73
J-5	1,019.56	0.12	1035.014331	15.43
J-6	1,018.76	0.21	1033.721907	14.94
J-7	1,019.80	0.10	1033.081723	13.25
J-8	1,018.47	0.23	1034.135501	15.63
J-9	1,017.22	0.25	1033.312258	16.06
J-10	1,016.25	-	1033.180322	16.90
J-11	1,018.20	0.24	1032.392128	14.16
J-12	1,018.39	0.21	1034.571567	16.15
J-13	1,016.82	0.19	1033.250346	16.40
J-14	1,017.24	0.08	1032.997561	15.72
J-15	1,020.06	0.13	1032.705411	12.62
J-16	1,018.50	0.10	1032.418843	13.90
J-17	1,015.32	0.02	1032.393542	17.04
J-18	1,016.69	0.27	1033.388235	16.67
J-19	1,013.37	0.17	1034.746515	21.34
J-20	1,010.03	0.21	1033.297524	23.22
J-21	1,010.72	0.23	1033.07391	22.31
J-22	1,011.34	0.15	1032.659275	21.27
J-23	1,012.02	0.17	1032.424721	20.37
J-24	1,015.93	0.04	1034.621797	18.65
J-25	1,013.93	0.08	1034.378016	20.41

J-26	1,007.46	0.02	1033.253173	25.74
J-27	1,006.18	0.02	1033.244913	27.01
J-28	1,008.52	0.04	1032.911836	24.34
J-29	1,007.84	0.04	1032.851188	24.96
J-30	1,015.95	-	1032.973823	16.99
J-31	1,017.14	0.13	1032.705337	15.53
J-32	1,017.31	0.17	1032.895316	15.55
J-33	1,020.46	0.12	1032.755715	12.27
J-34	1,019.54	0.12	1032.298515	12.73
J-35	1,019.29	0.04	1032.233329	12.92
J-36	1,019.00	0.02	1032.227078	13.20
J-37	1,018.80	0.27	1032.13287	13.30
J-38	1,017.87	0.06	1032.044614	14.15
J-39	1,012.19	0.21	1033.731135	21.50
J-40	1,007.10	0.21	1032.664707	25.51
J-41	1,031.00	0.08	1037.274063	6.26

Los diámetros finales de las tuberías que conforman la red de distribución se resumen en la Tabla 48.

Tabla 48

Resumen de tuberías nuevas en la red de distribución

Nº	Diámetro nominal (pulg.) - clase	Diámetro (pulgadas)	Longitud total (ml)	Cantidad de tuberías
1.00	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 3/4" C-10	3/4"	398.37	80.00
2.00	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1" C-10	1"	998.42	200.00
3.00	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 1 1/2" C-10	1 1/2"	666.39	134.00
4.00	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 2" C-10	2"	102.84	21.00
5.00	TUB. PVC NTP 399.002 SP DN = 3" C-10	3"	159.79	32.00
	TOTAL		2325.81	467.00

4.2. Sistema de alcantarillado

4.2.1. Parámetros de diseño

Los datos de entrada para el diseño de la red de alcantarillado son la tasa de crecimiento, la población actual, la dotación y el caudal de contribución al alcantarillado (80% del caudal de agua).

Tabla 49

Resumen de los datos de entrada

Descripción	Datos
Población actual (hab)	1117
Densidad poblacional (hab/viv)	4.750
N° de Viviendas total o conexiones	235
N° de Instituciones	4
N° de Viviendas con conexiones UBS	0
Tasa de crecimiento poblacional (%)	2.84
Dotación (l/hab/día)	120

A diferencia del agua potable, fue necesario calcular el caudal de infiltración que aportará al caudal de diseño final (ver Tabla 50).

Tabla 50

Cálculo del caudal de infiltración

Descripción	m3/día	m3/s	lt/s
Q1= 20,000 lt/Km/día x (long. de la red)	0.00	0.0000	0.00
Q2= 380 lt/buzón/día x (N° buzones)	26.60	0.0003	0.31
Total		0.0003	0.31

El caudal de diseño para el sistema de alcantarillado es el aportado por el caudal máximo horario y el caudal de infiltración haciendo un total de 4.27 lt/s (ver Tabla 51).

Tabla 51

Resumen del cálculo de la demanda de alcantarillado sanitario

Descripción	Fórmulas	Resultados (l/s)
Caudal promedio total	$Q_P = \sum Q$	1.981
Caudal máximo diario	$Q_{md} = Q_P \times K_1$	2.58
Coefficiente de consumo máximo diario K1	1.3	
Caudal máximo horario	$Q_{mh} = Q_P \times K_2$	3.96
Coefficiente de consumo máximo horario K2	2	
Caudal infiltración	$Q_{INF} = Q_1 + Q_2$	0.31
Caudal de diseño	$Q_{DISEÑO} = Q_{mh} + Q_{Inf.}$	4.27

4.2.2. Diseño hidráulico

4.2.2.1. Componentes

Los componentes del sistema de alcantarillado están conformados por la red colectora, red emisora, buzones y las plantas de tratamiento de aguas residuales (PTAR 01 y 02). El sistema de alcantarillado se muestra en la Figura 17.



Figura 17. Componentes del sistema de alcantarillado sanitario del centro poblado de San Antonio.

4.2.2.1.1. Red colectora

La red colectora está compuesta por tuberías extendidas en 1679 metros lineales de diámetros iguales a 160 mm (6”) que soportan caudales mínimos de 1.5 lt/s.

Para la aplicación del software de SewerCAD fue necesario calcular la demanda por área de influencia. De esta manera se determinó la demanda por buzón como se muestra en la Tabla 52.

Tabla 52

Cálculo de consumos por nodo mediante aplicación del método de áreas de influencia

N°	Buzones		Conexiones domiciliarias (und)	Demanda unitaria (lt/viv.)	Demanda por buzón (lt/s)
1	BZ-130	BZ-106	2.00	0.07527	0.151
2	BZ-106	BZ-107	2.00	0.07527	0.151
3	BZ-107	BZ-119	3.00	0.07527	0.226
4	BZ-119	BZ-125	2.00	0.07527	0.151
5	BZ-125	BZ-132	2.00	0.07527	0.151
6	BZ-132	BZ-16	3.00	0.07527	0.226
7	BZ-16	BZ-3	1.00	0.07527	0.075
8	BZ-3	BZ-4	0.00	0.07527	0.000
9	BZ-4	BZ-19	0.00	0.07527	0.000
10	BZ-19	BZ-20	0.00	0.07527	0.000
11	BZ-64	BZ-63	2.00	0.07527	0.151
12	BZ-63	BZ-131	2.00	0.07527	0.151
13	BZ-131	BZ-111	3.00	0.07527	0.226
14	BZ-111	BZ-110	2.00	0.07527	0.151
15	BZ-110	BZ-10	1.00	0.07527	0.075
16	BZ-10	BZ-09	0.00	0.07527	0.000
17	BZ-09	BZ-20	0.00	0.07527	0.000
18	BZ-20	BZ-67	2.00	0.07527	0.151
19	BZ-67	BZ-116	0.00	0.07527	0.000
20	BZ-116	BZ-80	4.00	0.07527	0.301
21	BZ-80	BZ-81	3.00	0.07527	0.226
22	BZ-81	BZ-56	6.00	0.07527	0.452
23	BZ-166	BZ-138	0.00	0.07527	0.000
24	BZ-138	BZ-56	0.00	0.07527	0.000
25	BZ-148	BZ-157	6.00	0.07527	0.452
26	BZ-157	BZ-15	9.00	0.07527	0.677
27	BZ-15	BZ-12	0.00	0.07527	0.000

Inicialmente, se calculó los caudales en los tramos y estos resultaron menores al caudal mínimo establecido por la norma. Por tal motivo se estableció para todas las tuberías de la red de alcantarillado un caudal mínimo de 1.5 lt/s. Bajo esta condición se obtuvo los resultados mostrados en la Tabla 53. Se pudo verificar, entonces, que la tensión tractiva superó el valor mínimo de un 1 Pa establecido por la norma. Esto garantiza la condición de autolimpieza de las tuberías y, además, todas las tuberías cumplen con el diámetro mínimo (6”).

En la Figura 18 se muestra el esquema de la red colectora de aguas residuales del centro poblado de San Antonio, la cual fue modelada usando en el software SewerCAD.

Red emisora

La red emisora está extendida en 720.70 metros lineales con tuberías de diámetro igual a 200 mm (8”) de tipo PVC- UF NTP ISO 4435 S-25, las cuales son específicas en poblaciones de tráfico normal. Estas tuberías estarán unidos a presión y llevarán anillos de jebe en la unión entre tubería a tubería. Dicho anillo impedirá la fuga de las aguas residuales.

De acuerdo con el cálculo hidráulico en el software SewerCAD, se determinó los diámetros de las tuberías y las tensiones tractivas, las cuales superan el 1 Pa. Esto garantiza la condición de autolimpieza de las tuberías para así evitar el estancamiento de las aguas residuales. Los resultados se resumen en la Tabla 54.

Tabla 53

Resultados de diseño hidráulico en tuberías mediante la aplicación de SewerCAD.

Inicio	Fin	Longitud	Caudal (l/s)	Material	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	Pérdida de carga(mca)	Velocidad (m/s)	Gradiente hidráulica	Tensión Tractiva (Pa)
BZ-1	BZ-10	28.00	1.50	PVC	160.00	1.50	3.41	1.60	1,014.01	11.65
BZ-1	BZ-93	17.00	1.50	PVC	160.00	1.50	2.96	1.61	1,008.85	11.83
BZ-2	BZ-3	27.00	1.50	PVC	160.00	1.50	11.46	1.75	1,001.65	15.08
BZ-3	BZ-82	33.00	1.50	PVC	160.00	1.50	1.29	1.12	1,024.19	5.35
BZ-4	BZ-15	17.00	1.50	PVC	160.00	1.50	1.66	0.99	1,016.52	4.09
BZ-4	BZ-79	25.00	1.50	PVC	160.00	1.50	0.20	0.77	1,015.60	2.34
BZ-5	BZ-27	16.00	1.50	PVC	160.00	1.50	2.08	1.48	1,014.47	10.05
BZ-5	BZ-78	32.00	1.50	PVC	160.00	1.50	4.58	1.87	1,011.16	16.61
BZ-6	BZ-28	21.00	1.50	PVC	160.00	1.50	2.81	1.75	1,007.49	14.38
BZ-7	BZ-8	23.00	1.50	PVC	160.00	1.50	2.05	1.36	1,005.08	8.35
BZ-10	BZ-31	26.00	1.50	PVC	160.00	1.50	0.57	0.98	1,019.43	3.97
BZ-11	BZ-12	51.00	1.50	PVC	160.00	1.50	0.20	0.57	1,017.21	1.23

BZ-12	BZ-13	12.00	1.50	PVC	160.00	1.50	0.37	0.94	1,012.50	3.63
BZ-13	BZ-14	20.00	1.50	PVC	160.00	1.50	0.28	0.59	1,012.82	1.33
BZ-13	BZ-72	40.00	1.50	PVC	160.00	1.50	0.11	0.60	1,014.22	1.36
BZ-14	BZ-4	23.00	1.50	PVC	160.00	1.50	4.47	1.61	1,011.93	11.78
BZ-15	BZ-16	25.00	1.50	PVC	160.00	1.50	3.45	1.92	1,007.99	17.64
BZ-16	BZ-17	57.00	1.50	PVC	160.00	1.50	0.59	0.82	1,006.57	2.68
BZ-18	BZ-83	32.00	1.50	PVC	160.00	1.50	5.56	1.82	1,013.55	15.73
BZ-19	BZ-26	14.00	1.50	PVC	160.00	1.50	3.95	1.83	1,008.82	15.90
BZ-19	BZ-73	30.00	1.50	PVC	160.00	1.50	2.70	1.35	1,015.77	8.16
BZ-20	BZ-21	18.00	1.50	PVC	160.00	1.50	4.13	1.83	1,012.37	15.86
BZ-20	BZ-29	25.00	1.50	PVC	160.00	1.50	2.18	1.38	1,022.47	8.50
BZ-22	BZ-23	29.00	1.50	PVC	160.00	1.50	0.93	0.81	1,016.46	2.64
BZ-22	BZ-30	34.00	1.50	PVC	160.00	1.50	0.31	0.69	1,015.85	1.84
BZ-24	BZ-3	13.00	1.50	PVC	160.00	1.50	0.46	0.60	1,015.08	1.36
BZ-25	BZ-24	37.00	1.50	PVC	160.00	1.50	0.39	0.60	1,014.66	1.36
BZ-26	BZ-5	35.00	1.50	PVC	160.00	1.50	4.36	1.69	1,016.64	13.40
BZ-27	BZ-28	31.00	1.50	PVC	160.00	1.50	0.54	0.92	1,016.71	3.49
BZ-27	BZ-15	23.00	1.50	PVC	160.00	1.50	1.32	0.88	1,011.24	3.13
BZ-28	BZ-80	40.00	1.50	PVC	160.00	1.50	1.57	1.01	1,007.05	4.35

BZ-29	BZ-6	30.00	1.50	PVC	160.00	1.50	0.19	0.60	1,016.54	1.37
BZ-30	BZ-7	22.00	1.50	PVC	160.00	1.50	0.32	0.60	1,017.67	1.37
BZ-31	BZ-49	53.00	1.50	PVC	160.00	1.50	1.30	1.28	1,017.61	7.25
BZ-32	BZ-33	50.00	1.50	PVC	160.00	1.50	1.13	1.07	1,020.27	4.82
BZ-33	BZ-12	26.00	1.50	PVC	160.00	1.50	4.42	1.38	1,019.19	8.49
BZ-34	BZ-35	58.00	1.50	PVC	160.00	1.50	2.80	1.15	1,018.83	5.70
BZ-35	BZ-36	49.00	1.50	PVC	160.00	1.50	0.45	0.60	1,017.22	1.36
BZ-36	BZ-37	29.00	1.50	PVC	160.00	1.50	0.20	0.60	1,014.37	1.36
BZ-36	BZ-19	25.00	1.50	PVC	160.00	1.50	5.38	1.35	1,003.58	8.50
BZ-37	BZ-63	21.00	1.50	PVC	160.00	1.50	8.01	1.45	996.91	9.87
BZ-37	BZ-66	26.00	1.50	PVC	160.00	1.50	4.33	1.54	990.76	11.29
BZ-38	BZ-21	28.00	1.50	PVC	160.00	1.50	7.25	1.92	984.99	18.53
BZ-39	BZ-40	20.00	1.50	PVC	160.00	1.50	12.16	2.07	975.30	21.70
BZ-39	BZ-48	19.00	1.50	PVC	160.00	1.50	2.88	1.18	967.80	6.16
BZ-40	BZ-81	40.00	1.50	PVC	160.00	1.50	3.88	1.62	964.44	12.75
BZ-41	BZ-42	57.00	1.50	PVC	160.00	1.50	3.56	1.25	994.16	6.93
BZ-42	BZ-84	34.00	1.50	PVC	160.00	1.50	11.33	1.76	986.74	15.33
BZ-45	BZ-40	23.00	1.50	PVC	160.00	1.50	0.23	0.59	956.37	1.32
BZ-46	BZ-47	40.00	1.50	PVC	160.00	1.50	2.03	1.45	1,019.82	9.50

BZ-47	BZ-87	35.00	1.50	PVC	160.00	1.50	3.71	1.64	1,018.82	12.51
BZ-49	BZ-86	33.00	1.50	PVC	160.00	1.50	1.17	1.25	1,017.68	6.93
BZ-50	BZ-85	33.00	1.50	PVC	160.00	1.50	0.34	0.72	1,018.98	2.01
BZ-51	BZ-52	56.00	1.50	PVC	160.00	1.50	4.49	1.40	1,019.15	8.86
BZ-52	BZ-49	57.00	1.50	PVC	160.00	1.50	6.22	1.54	1,020.44	10.72
BZ-64	BZ-39	27.00	1.50	PVC	160.00	1.50	0.83	1.00	1,009.30	4.13
BZ-65	BZ-22	18.00	1.50	PVC	160.00	1.50	0.19	0.60	1,006.19	1.36
BZ-67	BZ-32	51.00	1.50	PVC	160.00	1.50	0.53	0.72	1,007.12	2.02
BZ-68	BZ-11	55.00	1.50	PVC	160.00	1.50	0.32	0.60	1,016.29	1.36
BZ-69	BZ-2	45.00	1.50	PVC	160.00	1.50	4.25	1.49	1,014.01	10.28
BZ-70	BZ-32	25.00	1.50	PVC	160.00	1.50	1.73	1.17	1,011.46	5.90
BZ-71	BZ-24	21.00	1.50	PVC	160.00	1.50	1.73	1.17	1,009.75	5.92
BZ-74	BZ-22	21.00	1.50	PVC	160.00	1.50	2.69	1.38	1,008.05	8.54
BZ-75	BZ-26	30.00	1.50	PVC	160.00	1.50	2.66	1.39	1,005.39	8.67
BZ-76	BZ-18	27.00	1.50	PVC	160.00	1.50	1.39	1.07	1,009.90	4.87
BZ-77	BZ-7	39.00	1.50	PVC	160.00	1.50	1.40	1.07	1,008.52	4.88
BZ-81	BZ-41	40.00	1.50	PVC	160.00	1.50	1.37	1.08	1,012.63	4.91
BZ-82	BZ-4	33.00	1.50	PVC	160.00	1.50	1.38	1.08	1,011.27	4.95
BZ-83	BZ-16	31.00	1.50	PVC	160.00	1.50	1.25	1.04	1,016.37	4.57

BZ-84	BZ-43	34.00	1.50	PVC	160.00	1.50	2.47	1.32	1,014.53	7.79
BZ-85	BZ-42	33.00	1.50	PVC	160.00	1.50	0.28	0.60	1,017.38	1.36
BZ-86	BZ-50	33.00	1.50	PVC	160.00	1.50	0.27	0.60	1,017.11	1.36
BZ-87	BZ-39	34.00	1.50	PVC	160.00	1.50	2.02	1.55	1,025.82	11.13
BZ-93	BZ-94	31.00	1.50	PVC	160.00	1.50	2.02	1.26	1,027.83	6.99

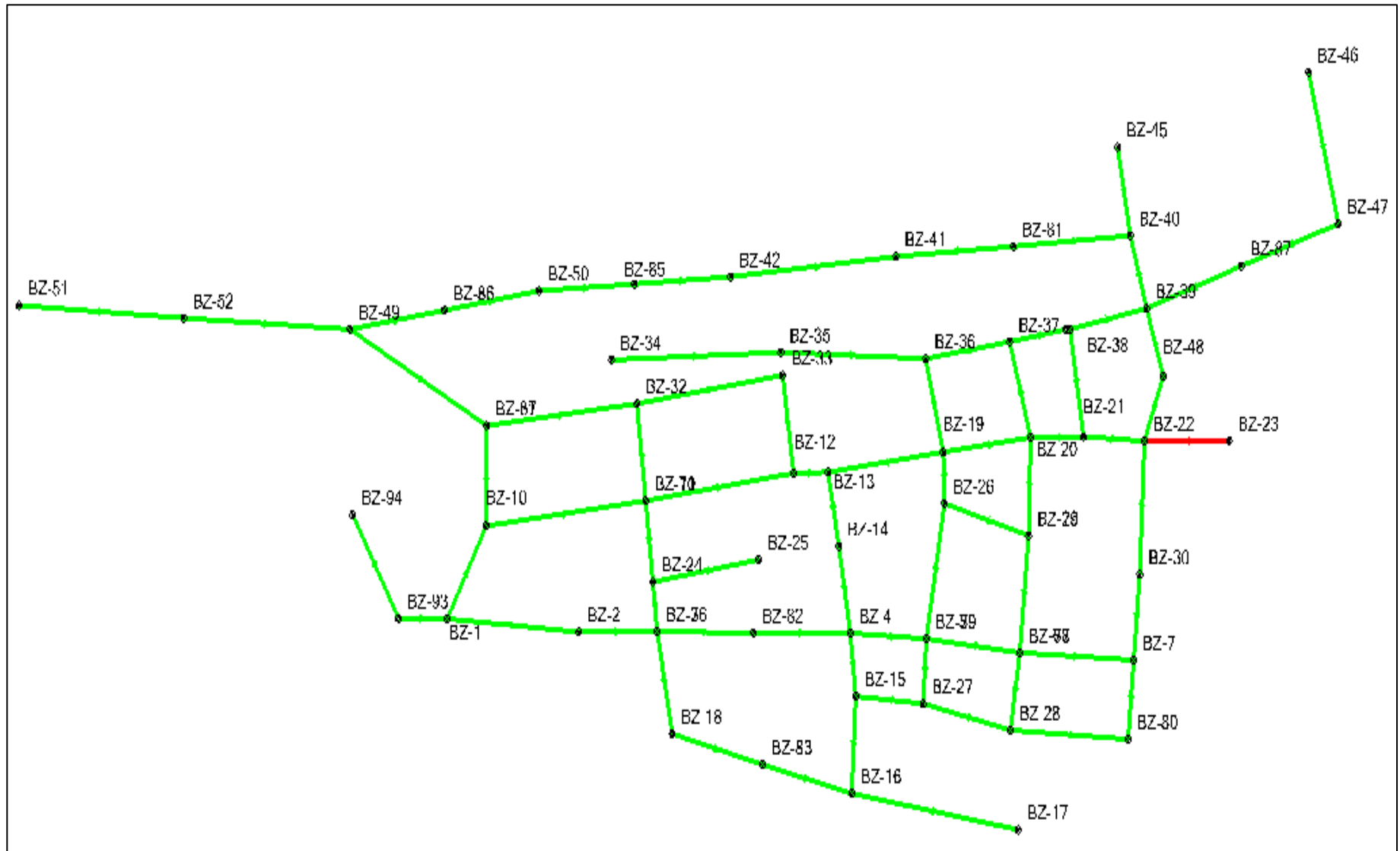


Figura 18. Esquema de la red colectora de aguas residuales del centro poblado de San Antonio modelada en el software SewerCAD

Tabla 54

Resultados de las características hidráulicas de la red emisora

Inicio	Fin	Longitud	Caudal (lt/s)	Material	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	Pérdida de carga(mca)	Velocidad (m/s)	Gradiente hidráulica	Tensión tractiva
BZ-43	BZ-44	42.00	1.50	PVC	200.00	1.50	16.53	2.17	972.83	23.96
BZ-44	BZ-53	61.00	1.50	PVC	200.00	1.50	8.11	1.73	960.53	14.78
BZ-53	BZ-54	75.00	1.50	PVC	200.00	1.50	9.14	1.89	1,020.26	16.90
BZ-54	BZ-55	34.00	1.50	PVC	200.00	1.50	0.44	0.79	1,017.13	2.51
BZ-55	BZ-56	30.00	1.50	PVC	200.00	1.50	4.69	1.95	1,015.01	18.14
BZ-56	BZ-57	41.00	1.50	PVC	200.00	1.50	0.51	0.71	1,015.76	1.96
BZ-57	BZ-58	49.00	1.50	PVC	200.00	1.50	4.89	1.74	1,016.71	14.26
BZ-58	O-1	26.00	1.50	PVC	200.00	1.50	2.62	1.57	1,018.40	11.60
BZ-8	BZ-9	62.00	1.50	PVC	200.00	1.50	1.63	0.95	1,003.26	3.70
BZ-17	BZ-9	65.00	1.50	PVC	200.00	1.50	2.84	1.54	1,017.73	10.72
BZ-9	BZ-59	52.00	1.50	PVC	200.00	1.50	6.53	1.42	999.19	9.40
BZ-59	BZ-60	60.00	1.50	PVC	200.00	1.50	2.18	1.31	1,015.24	7.62
BZ-60	BZ-61	49.00	1.50	PVC	200.00	1.50	2.95	1.50	1,010.85	10.49
BZ-61	BZ-62	45.00	1.50	PVC	200.00	1.50	0.31	0.60	1,010.48	1.36
BZ-62	O-2	29.00	1.50	PVC	200.00	1.50	1.09	1.01	1,010.25	4.22

Buzones

El número de buzones distribuidos en la red colectora y emisora fueron un total de 66. Las dimensiones serán de 1.20 x 1.50 m y las alturas serán variadas, como se muestra en la Tabla 55.

Tabla 55

Alturas de los buzones

Número de buzones	Altura(m)
52	1.20
2	1.40
4	2.00
1	2.04
2	2.50
1	3.00
4	3.20

Conexiones domiciliarias

Se proyectó un total de 239 conexiones domiciliarias de desagüe y lo conforman tuberías de PVC DN 160MM ISO4435 S-20 de 8 m de longitud, con sus accesorios respectivos de conexión.

Planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR)

Para el centro poblado de San Antonio se diseñó dos plantas de tratamiento de aguas residuales, debido a que la topografía del lugar permite la repartición del efluente en dos áreas disponibles y alejadas de la población. Ambas plantas tendrán las mismas características y el diseño será el mismo.

Las plantas de tratamiento de aguas residuales fueron conformadas por: la cámara de rejillas, desarenador, tanque Imhoff, lecho de secado, filtro biológico, sedimentador secundario, cloración y el pozo percolador. Estos componentes son apreciados en la Figura 19.

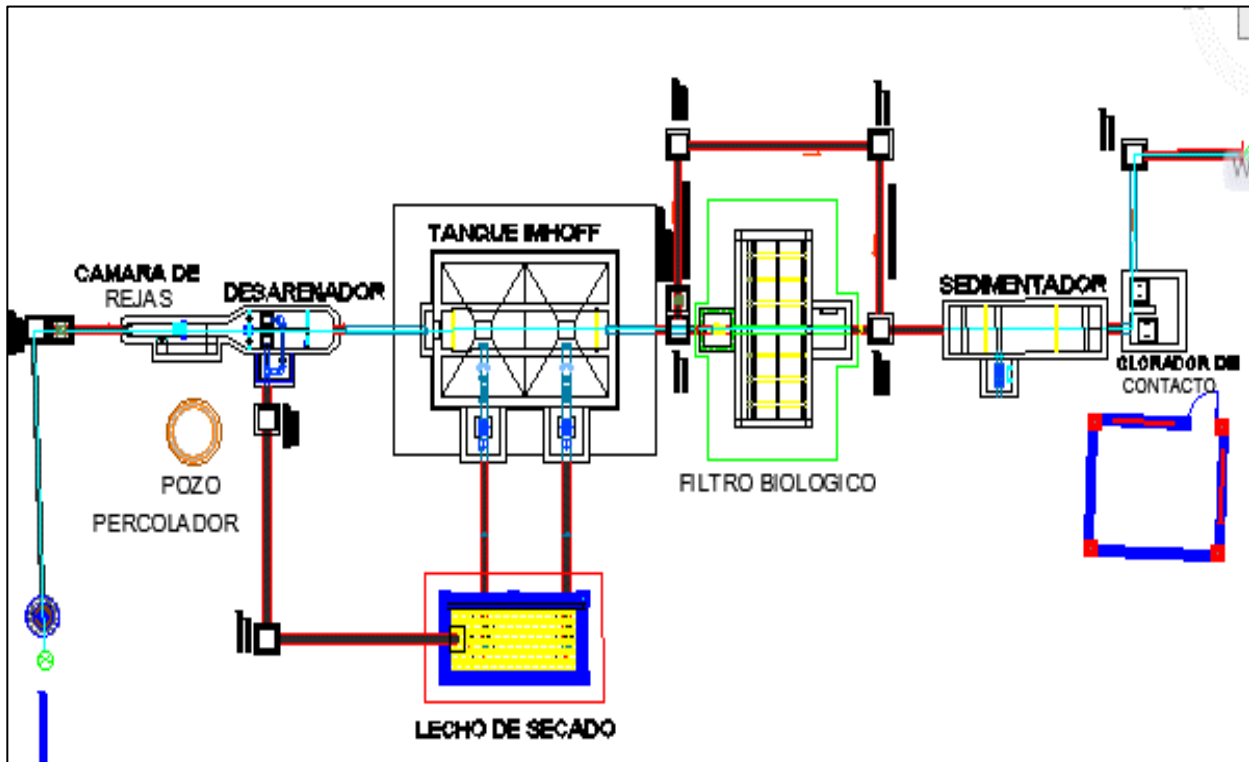


Figura 19. Componentes de la planta de tratamiento de aguas residuales del centro poblado de San Antonio.

Cámara de rejillas

La cámara de rejillas sirve como un tamiz que cumple la función de retener los sólidos gruesos y cuyos cálculos para su diseño fueron los indicados en la Tabla 56.

Tabla 56

Resultados para el dimensionamiento de la cámara de rejillas

Descripción	Fórmula	Resultados
Caudales de diseño		2.11 lt/s
Eficiencia de las rejillas	$E = \frac{a}{a + e}$	0.80 m
Área útil	$A_{util} = \frac{Q_{max}}{V}$	0.0030 m ²
Área total	$A = \frac{A_{util}}{E}$	0.0038 m ²
Velocidad de aproximación (Vo)	$V_o = E \times V$	0.56 m/s
Cálculo del tirante máximo (Ymax)	$Y = \frac{A}{B}$	0.011 m
Cálculo de la pendiente del canal (S)	S=	0.024 m
Número de barras	$N = (B - a)/(a+t)$	10 und
Pérdida de carga en rejillas 50% de ensuciamiento	$h_f = \frac{(V'^2 - V_o^2)}{0.7 * 2g}$	0.12 m
Cálculo de la longitud de transición (Lt)	$L = \frac{B - De}{2. \operatorname{tg}(12.30^\circ)}$	0.34 m
Pérdida de carga en la transición (Hft)	$h_{ft} = \frac{(Ve - Vo)^2 \times 0.1}{2g}$	0.00002 m
Desnivel entre el fondo del emisor y el fondo del canal (Z)	$Z = \left(\frac{v_1^2}{2g} + y_1 \right) - \left(\frac{v_2^2}{2g} + y_2 \right) - h_f$	0.02255 m, pero se consideró 5 cm

Cálculo de la pendiente en el By-Pass	$Q = 1.838 \times L \times H^{3/2}$	0.00241 m/m
Comprobación de que no existe reflujos	$Y \text{ máximo emisor} + \Delta Z + V_1^2/2 * g$ $> H \text{ vertedero} + Y \text{ máximo canal} + V_2^2/2 * g$	$E1 > E2 = 0.197 >$ 0.051 (no existe reflujos)
Cálculo del material retenido en las rejas		0.023 lt/m ³

Desarenador

Esta estructura permite controlar las partículas grandes de gravas y arenas y las separa para su remoción. Los resultados del diseño se pueden revisar en la Tabla 57.

Tabla 57

Cálculos para el diseño de desarenador

Descripción	Fórmula	Resultados	Unid	
Caudal de descarga (Q)	Condición: $Q < Q_{min}$	Q	0.000988	m ³ /s
	$Q = (2.74 * (a)^{0.5}) * b * (H - a/3)$	b	0.267	m
	$b = (Q / (2.74 * a^{0.5} * (H - a/3)))$	b (asumido)	0.400	m
Altura de la lámina de agua	$Q = (2.74 * (a)^{0.5} * b) * (H - a/3)$	Hmax	0.020	m
	Hallar: Hmax y Hmin			
	$H = (Q / (2.74 * (a)^{0.5} * b)) + a/3$	Hmin	0.027	m
Ancho del desarenador	$B = Q_{max} / (V_h * H_{max})$	B	0.214	m
		B	0.400	
Cálculo de la pendiente del fondo del canal	$S = (Q_n / (AR^{(2/3)}))^2$	S	0.00091	m/m
		S	0.09%	
Comprobación de la velocidad	$V_{min} = Q_{min} / (H_{min} * B)$	Vmin	0.346	m/s
Longitud del desarenador	$L = 25 * H$	Ld	0.500	m
		Ld	1.200	m
Área superficial	$A_s = Q_{max} / T_{ad}$	As	0.10	m ²
Cantidad de material retenido	$V_{ad} = T_{aa} * Q_{max}$	Vad	0.003	m ³ /día
Altura de la tolva	$h' = V_{ad} / (B * L_d)$	h'	0.01	m
		h'	0.15	m
Área de tolva	$A = B * h'$	A	0.060	m ²
Volumen de Tolva	$Vol \text{ de Tolva} = A * L_d$	Vol	0.07	m ³
Periodo de Limpieza	$P = Vol \text{ Tolva} / V_{ad}$	P	21.626	días
		P	22.000	días

Tanque Imhoff

De acuerdo con los cálculos se determinó dimensiones externas de 3m x 5m x 3.5m para un periodo de retención hidráulico de 2 horas.

Lecho de secado

El lecho de secado proyectado es una estructura cuya función principal es la deshidratación de los lodos estabilizados del tanque Imhoff. Según el diseño para la comunidad de San Antonio se proyecta un lecho de secado con dimensiones de 4.4m x 2.0m (ver Tabla 58).

Tabla 58

Cálculos para el dimensionamiento del lecho de secado

Resultados	Criterios	Cálculos	Unidad
Área superficial de la zona de decantación	$A_s = \frac{Q}{V_s}$	As = 2.28	m ²
		N = 1.00	unid
Longitud de la zona de sedimentación	$L_2 = \frac{A_s}{B}$	L2 = 1.57	m
Valor asumido de L2		L2 = 3.70	
Longitud total del sedimentador	$L_T = L_1 + L_2$	LT = 4.40	m
Relación largo/ancho de la zona de sedimentación	$3 < \frac{L_2}{B} < 10$	L/B = 3.03	adim
Relación largo/alto de la zona de sedimentación	$5 < \frac{L}{H} < 30$	L/H = 5.10	adim
Velocidad horizontal del flujo	$V_H = \frac{100 Q}{B H}$	VH = 0.04	cm/s

Tiempo de retención de la unidad	$T_o = \frac{As H}{3600 Q}$	$T_o =$	1.00	horas
Porcentaje de dbo removido según RNE OS 090	DBO_5		35.00%	DBO_5
Altura máxima en la tolva de lodos	$H_1 = H + S L_2$	$H_1 =$	1.59	m
Altura de agua sobre el vertedero de entrada / salida	$H_2 = \left[\frac{Q}{1.84 L} \right]^{2/3}$	$H_2 =$	0.005	m
Área total de orificios	$A_o = \frac{Q}{V_o}$	$A_o =$	0.0413	m ²
Área de cada orificio	$a_o = (\pi / 4) x D^2$	$a_o =$	0.00196	m ²
Número de orificios	$n = \frac{A_o}{a_o}$	$n =$	22.00	unid
Altura de la cortina cubierta de orificios		$H_3 =$	0.90	m
Ancho de la cortina cubierta de orificios	$H_3 = H - \frac{2}{5} H$	$B_1 =$	0.87	m
Espaciamiento entre orificios filas	$a = \frac{h}{N_1 - 1}$	$a =$	0.45	m
Espaciamiento entre orificios columnas	$b = \frac{h}{N_2 - 1}$	$b =$	0.14	m
Espaciamiento lateral con respecto a la pared	$a_1 = \frac{B - a(N_1 - 1)}{2}$	$a_1 =$	0.29	m
Espaciamiento vertical con respecto a la pantalla	$b_1 = H$	$b_1 =$	0.30	
Tiempo de vaciado de la unidad	$T_1 = \frac{60 x As \sqrt{H}}{4850 x A_2}$	$T_1 =$	2.00	min

Filtro biológico

Esta estructura encargada del tratamiento secundario de las aguas residuales para la remoción de los sólidos suspendidos y disminución del DBO (demanda biológica de oxígeno) fue diseñada. El resumen de cálculos se muestra en la Tabla 59.

Tabla 59

Cálculos para el dimensionamiento del filtro biológico

Descripción	Resultados	Unidad
DBO requerida en el efluente (S_e)	100.00	mg/L
Eficiencia del filtro (E): $E = (S_o - S_e)/S_o$	73%	
Carga de DBO (W): $W_1 = S_o \times Q / 1000$	30.49	KgDBO/día
Caudal de recirculación (Q_R)	0	m ³ /día
Razón de recirculación ($R = Q_R/Q$)	0	
Factor de recirculación (F): $F = (1 + R)/(1 + R/10)^2$	1	
Volumen del filtro (V): $V = (W_1/F) \times (0,4425E/(1-E))^2$	41.79	m ³
Profundidad del medio filtrante (H):	1.90	m
Área del filtro (A): $A = V/H$	21.99	m ²
Tasa de aplicación superficial (TAS): $TAS = Q/A$	3.80	m ³ /(m ² .día)
Carga orgánica (CV): $CV = W/V$	0.73	Kg DBO/(m ³ .día)

Los resultados establecieron que el agua tiene una alta carga orgánica. Por lo tanto, las dimensiones del filtro fueron:

Filtro rectangular

Largo del filtro (l): 4.50 m

Ancho del filtro (a): 1.60 m

Altura de filtro(h): 2.15 m

Sedimentador secundario

De acuerdo con los cálculos se determinó las dimensiones del sedimentador, el cual tiene una longitud de 4.40 m y un ancho de 1.45 m. El resumen de cálculos se presenta en la Tabla 60.

Tabla 60

Cálculos para el diseño del sedimentador secundario

Descripción	Resultados	Und
Área superficial de la zona de decantación	$A_s = 2.28$	m^2
Número de unidades	$N = 1.00$	unid
Longitud de la zona de sedimentación	$L_2 = 1.57$	m
Valor asumido	$L_2 = 3.70$	m
Longitud total del sedimentador	$LT = 4.40$	m
Relación largo/ancho de la zona de sedimentación	$L/B = 3.03$	adim
Relación largo/alto de la zona de sedimentación	$L/H = 5.10$	adim
Velocidad horizontal del flujo	$VH = 0.04$	cm/s
Tiempo de retención de la unidad	$To = 1.00$	horas
Porcentaje de dbp removido según RNE OS 090	35.00%	DBO5
Altura máxima en la tolva de lodos	$H1 = 1.59$	m
Altura de agua sobre el vertedero de entrada / salida	$H2 = 0.005$	m
Área total de orificios	$A_o = 0.0413$	m^2
Área de cada orificio	$a_o = 0.00196$	m^2
Número de orificios	$n = 22.00$	unid
Altura de la cortina cubierta de orificios	$H3 = 0.90$	m
Ancho de la cortina cubierta de orificios	$B1 = 0.87$	m
Espaciamiento entre orificios filas	$a = 0.45$	m
Espaciamiento entre orificios columnas	$b = 0.14$	m
Espaciamiento lateral con respecto a la pared	$a1 = 0.29$	m
Espaciamiento vertical con respecto a la pantalla	$b1 = 0.30$	m
Tiempo de vaciado de la unidad	$T1 = 2.00$	min

Cloración

La caseta de cloración proyectado incluye una estructura de material noble, a fin de albergar el tanque clorador que se instalará con sus respectivos equipos de venoclisis a fin de clorar el agua tratada. Para determinar la cantidad de hipoclorito de calcio que se debe usar para un volumen de agua se realizaron los cálculos mostrados en la Tabla 61.

Tabla 61

Determinación de la cantidad de hipoclorito de calcio al 65%

Descripción	Resultados	
Caudal	1.62	l/s
Dosis máxima	8	mg/l
Dosis mínima	2	mg/l
Concentración	2	%
Caudal de dilución	0.000648	l/s
Caudal de dilución	0.06	m ³ /d
Periodo de aplicación	12.00	horas
Volumen del tanque	0.0280	m ³
Consumo promedio diario	12.96	mg/s
Consumo total	1.12	kg/d
Consumo por tanque de solución	0.56	kg

Continuando con el proceso de desinfección el efluente pasa a una cámara de contacto, por donde luego se evacuan las aguas grises tratadas para su reúso en el riego de áreas verdes. El resumen de cálculos de la cámara de contacto se presenta en la Tabla 62.

Tabla 62

Cálculo para el diseño de la cámara de contacto

Descripción	Resultados	und
Tiempo de contacto	30.00	min
Volumen útil de contacto	2.92	m ³
Numero de cámaras de contacto	2.00	Adimensional
Altura de agua	1.20	m
Ancho de canal	0.40	m
Largo total útil	6.08	m
Largo útil por cámara	3.04	m
Largo útil por cámara	0.70	m
Espaciamiento entre muro	0.15	m
Largo total	1.35	m
Ancho total	1.25	m
Borde libre	0.30	m
Altura total	1.50	m
Volumen del tanque de contacto	2.53	m ³

Pozo percolador

Para el diseño del pozo percolador se realizó la prueba de percolación que resultó igual a 23.12 min/cm.

Tabla 63

Resultados de la prueba de percolación

Descripción	Símbolo	Resultados	Und
Velocidad de infiltración	Vi	23.12	[min/cm]
(Coeficiente de infiltración R)	R	23.12	[lt./m ² dia]

Finalmente se determinaron las dimensiones del pozo percolador. Estas fueron: diámetro de 1.20 m y profundidad de 1.50 m. El resumen de cálculos se muestra en la Tabla 64.

Tabla 64

Cálculos para el dimensionamiento del pozo percolador

Descripción	Símbolo	Resultados	Und
Caudal total	Qe	144.00	[lt./día]
Área de infiltración necesaria	Ain	6.23	m ²
Altura del pozo de absorción	Hpa	1.50	[m]
Diámetro del pozo de absorción	Dpa	1.20	[m]
Área de infiltración disponible	Aid	5.65	m ²
	Nº de pozos	1.00	

CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- Se presentó la propuesta del diseño del sistema de abastecimiento de agua potable del centro poblado de San Antonio de acuerdo con las consideraciones de la Norma Técnica de Diseño “Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural”. Los componentes determinados fueron: captación tipo barraje fijo sin canal de derivación, línea de conducción, planta de tratamiento de agua potable, reservorio, línea de aducción y red de distribución.
- Se presentó la propuesta del diseño del sistema de alcantarillado del centro poblado de San Antonio de acuerdo con las consideraciones de la Norma OS.070 “Redes de aguas residuales” y OS.090 “Planta de tratamiento de aguas residuales” del Reglamento Nacional de Edificaciones. Los componentes determinados fueron: red colectora, red emisora, buzones y dos plantas de tratamiento de aguas residuales.
- Se determinó los parámetros de diseño para realizar el dimensionamiento hidráulico de los componentes del sistema de agua potable y alcantarillado del centro poblado de San Antonio. Estos parámetros son: periodo de diseño de la infraestructura sanitaria, población de diseño, dotación y variaciones de consumo.
- Las ventajas del diseño de sistema de agua potable propuesto están relacionadas al tipo de fuente de agua seleccionada, pues la operación y mantenimiento de la captación es mucho más sencillo con respecto a otro tipo de estructura.
- Las ventajas del diseño del sistema de alcantarillado propuesto responden a la necesidad y a las condiciones de la zona del proyecto, pues, a pesar de ser una zona rural, se propuso un

sistema de alcantarillado para zona urbana debido a que fue inviable plantear el tipo de sistema recomendado por la Norma Técnica de Diseño “Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural”. En ese sentido, existe una amplia ventaja en cuanto al periodo de vida de la infraestructura, además de un mantenimiento menos recurrente.

- Los conocimientos adquiridos durante mi etapa universitaria influyeron en mi deseo por involucrarme en proyectos del rubro del agua potable y alcantarillado. De esta manera poder ayudar a cerrar las brechas de infraestructura sanitaria que existen en nuestro país. Asimismo, mi participación en este tipo de proyectos pudo ayudarme a adquirir y afianzar mis conocimientos en esta área, gracias al apoyo de profesionales que han sido una guía en mi aprendizaje.

5.2. RECOMENDACIONES

- Se recomienda visitar las zonas de estudio en cada proyecto con el objetivo de identificar las necesidades de cada población, así como las condiciones del terreno para poder plantear proyectos técnicos adecuados.
- La normativa de diseño de infraestructura sanitaria para zonas rurales es una guía para estandarizar los diseños. De esta manera existe una optimización en calidad, costo y tiempo. Sin embargo, se debe tener en cuenta las condiciones y necesidades de la zona a intervenir, pues existirá casos en los cuales no se recomienda aplicar la norma. En tal caso, debe consultarse con especialistas del área y con ello encontrar soluciones más adecuadas.
- El uso de software proporciona una gran ventaja en cuanto a la velocidad de procesamiento de los cálculos hidráulicos. De esta manera, nos permiten plantear diversas alternativas de solución a una determinada problemática. Por tal motivo, se recomienda su uso siempre que se encuentren validados.

REFERENCIAS

- Arbulú , J. (2002). *Diseño de bocatomas*. Recuperado de: <https://idoc.pub/documents/libro-obras-hidraulicas-msc-ing-arbulu-ramos-josedocx-d47exrvdy2n2>
- Arias, E. (1995). *Alcantarillado y drenaje pluvial*. Lima: Universitaria. Lima.
- Arocha Ravelo, S. (1980). *Abastecimientos de agua. Teoría y diseño*. Caracas: Vega.
- Doroteo, F. (2015). *Repositorio Académico UPC*. Obtenido de <https://repositorioacademico.upc.edu.pe/handle/10757/581935>
- Jiménez, J. M. (2013). *Manual para el diseño de sistemas de agua potable y alcantarillado sanitario*. Veracruz: Universidad Veracruzana.
- López, P. (2001) *Abastecimiento de agua potable: y disposición y eliminación de excretas*. Recuperado de: <http://ebookcentral.proquest.com/lib/upnortesp/detail.action?docID=3186921>
- Lossio, M. M. (2012). *Sistema de abastecimiento de agua potable para cuatro poblados rurales del distrito de Lancones*. Piura.
- Mcghee, T. J. (2001). *Abastecimiento de agua y alcantarillado; ingeniería ambiental*. Recuperado de: <https://doku.pub/documents/abastecimiento-de-agua-y-alcantarrillado-terence-j-mcghee-k0pvm7rd6801>
- Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento. (2018). *Norma técnica de diseño: opciones tecnológicas*. Lima: autor.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento[MVCS]. (2017). *Decreto Supremo N°007-2017-Vivienda*. Lima: Diario El Peruano.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento[MVCS]. (2006). *OS.070.Redes de Aguas Residuales.*

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento[MVCS]. (2009). *OS.090.Plantas de trataiento de Aguas residuales.*

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento[MVCS]. (2017). *Plan Nacional de Saneamiento 2017 - 2021.*

Rodríguez, P. (2001). *Abastecimiento de Agua.* Juárez: Instituto Tecnológico de Oaxaca.

Superintendencia Nacional de Servicios de Saneamiento [SUNASS]. (2015). *Diagnóstico de las plantas de tratamiento de aguas residuales en el ámbito de operación de las entidades prestadoras de servicios de saneamiento.*