



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**“DISEÑO DE UN MINI ACUEDUCTO POR BOMBEO ELÉCTRICO EN LA
COMUNIDAD LAS SIDRAS MUNICIPIO DE SAN ISIDRO, MATAGALPA”.**

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por

Br. Marvin Octavio Benavides Moreno

Br. Juan Emilio Espinoza Obregón

Br. Jonny José Herrera Briones

Tutor

Ing. Juan Leonardo Chow Zúniga

Managua, Febrero 2022

Agradecimiento

Gracias a Dios y a nuestros padres y madres por ser los principales impulsores de nuestros sueños, a ellos por confiar y creer en nosotros, por los valores y principios que nos inculcaron.

Agradecer a nuestro tutor Ing. Juan Leonardo Chow, por haber brindado su valioso tiempo para ayudarnos en este último peldaño de nuestras carreras.

A los docentes de la Universidad Nacional de Ingeniería Sede Regional del Norte por haber sembrado en el saber de nuestra profesión, y a todas las personas que nos brindaron valiosos consejos y apoyo en el desarrollo de esta monografía.

Br. Marvin Octavio Benavides Moreno

Br. Juan Emilio Espinoza Obregón

Br. Jonny José Herrera Briones

Dedicatoria

A Dios nuestro padre celestial, quien es el autor de nuestras vidas y sin su voluntad no sería nada posible. A él que nos brindó el camino y nos bendijo en cada momento de nuestras vidas hasta permitirnos culminar nuestra carrera.

A nuestros padres, madres, hijos y familiares que son nuestro motor y mayor bendición en nuestras vidas, por su amor, apoyo y palabras de aliento para nunca darnos por vencido y concluir otra etapa más de la vida.

A nuestros docentes que nos brindaron su tiempo, conocimiento, dedicación y aprecio en el transcurso de nuestro estudio universitario, a ellos quienes nos brindaron la herramienta más valiosa de la vida, como lo es el conocimiento.

Br. Marvin Octavio Benavides Moreno

Br. Juan Emilio Espinoza Obregón

Br. Jonny José Herrera Briones

CONTENIDO

CAPÍTULO I. GENERALIDADES	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Antecedentes	2
1.3. Justificación.....	3
1.4. Objetivos	4
1.4.1. Objetivo general.....	4
1.4.2. Objetivos específicos	4
CAPÍTULO II. CARACTERÍSTICAS DEL ÀREA DEL PROYECTO.....	1
2.1. Macro y micro localización	5
2.1.1. Macro localización	5
2.1.2. Micro localización.....	6
CAPÍTULO III. MARCO TEÓRICO	5
3.1. Estudios socioeconómicos	7
3.2. Estudio topográfico.....	7
3.3. Aforo de la fuente y calidad de agua	8
3.4. Diseño hidráulico del sistema de agua potable.....	9
3.4.1. Población de diseño.....	9
3.4.2. Período de diseño.....	9
3.4.3. Consumo y demanda.....	10
3.4.3.1. Dotaciones	10
3.4.3.2. Variaciones de consumo	10
3.5. Mini acueductos por bombeo eléctrico (MABE)	10
3.5.1. Componentes de un sistema de agua potable	10
3.5.1.1. Sistema de bombeo.....	11

3.5.1.2.	Línea de conducción.....	11
3.5.1.3.	Almacenamiento.....	11
3.5.1.4.	Red de distribución.....	12
3.5.1.5.	Conexiones domiciliarias.....	12
3.5.1.6.	Criterio de diseño.....	12
CAPÍTULO IV. DISEÑO METODOLOGICO.....		7
4.1.	Tipo de estudio.....	14
4.2.	Estudio socioeconómico.....	14
4.3.	Estudio topográfico.....	14
4.3.1.	Etapa de campo.....	14
4.3.2.	Etapa de gabinete.....	15
4.4.	Estudio de la fuente y calidad del agua.....	16
4.5.	Diseño del sistema de agua potable.....	16
4.5.1.	Población de diseño.....	16
4.5.2.	Dotación y demanda.....	17
4.5.3.	Caudales de diseño.....	18
4.5.4.	Diseño hidráulico del sistema.....	18
4.5.4.1.	Diseño de la columna de bombeo.....	19
4.5.4.2.	Diseño de la sarta.....	20
4.5.4.3.	Línea de conducción.....	21
4.5.4.4.	Carga dinámica total.....	21
4.5.4.5.	Golpe de ariete.....	21
4.5.4.6.	Potencia de la bomba.....	23
4.5.4.7.	Selección de una bomba comercial.....	24

4.5.4.8. Tanque de almacenamiento	24
4.5.5. Desinfección	24
4.5.6. Simulación hidráulica EPANET	24
4.6. Presupuesto	25
CAPÍTULO V. RESULTADOS DEL ESTUDIO	14
5.1. Estudio socioeconómico.....	26
5.1.1. Población.....	26
5.1.2. Economía familiar	27
5.1.2.1. Trabajo	27
5.1.2.2. Vivienda.....	28
5.1.2.3. Producción.....	30
5.1.2.4. Saneamiento	32
5.2. Estudio topográfico.....	41
5.3. Aforo de la fuente	44
5.4. Calidad del agua	44
5.5. Diseño del acueducto	46
5.5.1. Período de diseño.....	46
5.5.2. Población de diseño.....	46
5.5.3. Demanda	47
5.5.3.1. Consumo doméstico.....	47
5.5.3.2. Consumo institucional	48
5.5.3.3. Consumo promedio diario.....	48
5.5.3.4. Fugas en el sistema	48
5.5.3.5. Consumo máximo diario (CMD).....	48
5.5.3.6. Consumo máximo horario.....	49
5.5.4. Diseño hidráulico	49

5.5.4.1.	Columna de bombeo en el pozo húmedo	49
5.5.4.2.	Sarta.....	51
5.5.4.3.	Línea de impulsión	53
5.5.4.4.	Golpe de ariete	55
5.5.4.5.	Potencia de la bomba.....	58
5.5.4.6.	Selección de la bomba	59
5.5.4.7.	Tanque de almacenamiento	62
5.5.4.8.	Desinfección.....	62
5.5.5.	Simulación hidráulica con EPANET	65
5.5.5.1.	Configuración	65
5.5.5.2.	Simulación del sistema en el capítulo diseño hidráulico	65
5.5.5.3.	Simulación de la línea de conducción con bomba teórica.....	67
5.5.5.4.	Simulación de la línea de conducción con bomba comercial	67
5.5.5.5.	Simulación de la red con demanda máxima horaria	71
5.5.6.	Simulación con demanda cero	97
5.5.7.	Simulación de cloro.....	98
5.5.8.	Conexiones domiciliarias	100
5.6.	Presupuesto	101
5.7.	Conclusiones y recomendaciones	99
5.7.1.	Conclusiones.....	99
5.7.2.	Recomendaciones.....	101
	Bibliografía	102
	ANEXOS	I
Anexo 1.	Formato de encuesta para estudio socioeconómico	I
Anexo 2.	Análisis de laboratorio físico-químico.....	IV
Anexo 3.	Análisis de laboratorio bacteriológico.....	V
Anexo 4.	Análisis de laboratorio arsénico y plomo	VI
Anexo 5.	Presupuesto	VII

Anexo 6. Juego de planos	XI
--------------------------------	----

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Trabajo en la comunidad	27
Tabla 2: Propiedad de la vivienda	28
Tabla 3: Materiales de la vivienda	29
Tabla 4: Sectores de la economía	30
Tabla 5: Tipos de actividad económica.....	31
Tabla 6: Sistema de saneamiento	32
Tabla 7: Estado de las letrinas en la comunidad	33
Tabla 8: Manejo las aguas residuales del hogar.....	34
Tabla 9: Viviendas con servicio de agua	35
Tabla 10: Calidad del agua en la comunidad.....	36
Tabla 11: Personas que acarrear el agua en el hogar	37
Tabla 12: Enfermedades por rango de edad	39
Tabla 13: Lista de planos del estudio topográfico comunidad Las Sidras	43
Tabla 14: Aforo de la fuente comunidad Las Sidras	44
Tabla 15: Población futura comunidad Las Sidras.....	47
Tabla 16: Coeficientes de pérdida para accesorios de la sarta.....	53
Tabla 17: Valores de C según la gradiente hidráulica.....	56
Tabla 18: Valores K según la longitud de la línea de conducción	56
Tabla 19: Capacidad de cloro.....	64
Tabla 20: Características hidráulicas de la línea de conducción.....	69
Tabla 21: Presiones en la línea de conducción	70

Tabla 22: Caudales concentrados por tramos	72
Tabla 23: Características hidráulicas del tramo 1	75
Tabla 24: Cotas, demandas, altura y presión del tramo 1	75
Tabla 25: Características hidráulicas del tramo 2	78
Tabla 26: Cotas, demandas, altura y presiones.....	79
Tabla 27: Características hidráulicas de la red 3	82
Tabla 28: Cotas, demanda, alturas y presiones en la red 3	83
Tabla 29:Características hidráulicas del tramo 3A.....	86
Tabla 30:Características hidráulicas de la red 3A-1.....	87
Tabla 31: Cotas, demanda, altura y presiones red 3A	87
Tabla 32: Cotas, demanda, altura y presiones red 3A-1	88
Tabla 33: Propiedades hidráulicas de la red 4.....	94
Tabla 34: Cotas, demanda, altura y presión de la red 4	95
Tabla 35: Costos del proyecto	101

INDICE DE FIGURAS

Ilustración 1: Localización del municipio de San Isidro	5
Ilustración 2: Ubicación de la comunidad Las Sidras.....	6
Ilustración 3: Relieve de la comunidad Las Sidras.....	42
Ilustración 4: Gráfico de presiones, sobrepresión, longitud critica	58
Ilustración 5: Curva de rendimiento Tri-Seal 15 GPM.....	60
Ilustración 6: Características de la bomba	61
Ilustración 7: Velocidades en la red de distribución	66
Ilustración 8: Presiones en la red de distribución	67

Ilustración 9: Línea de conducción.....	68
Ilustración 10: Terreno natural línea de conducción	70
Ilustración 11: Línea piezométrica de la línea de conducción	71
Ilustración 12: Presiones en la línea de conducción	71
Ilustración 13: Tramo 1 presiones.....	73
Ilustración 14: Tramo 1 velocidades	74
Ilustración 15: Perfil de cotas tramo 1	76
Ilustración 16:Línea piezométrica tramo 1	76
Ilustración 17: Perfil de presiones tramo 1.....	77
Ilustración 18: Tramo 2 presiones.....	77
Ilustración 19: Tramo 2 velocidades	78
Ilustración 20: Cotas del terreno natural tramo 2	79
Ilustración 21: Línea piezométrica tramo 2	80
Ilustración 22: Perfil de presiones tramo 2.....	80
Ilustración 23: Tramo 3 presiones.....	81
Ilustración 24: Tramo 3 velocidades	82
Ilustración 25: Cotas del terreno natural red 3.....	83
Ilustración 26: Línea piezométrica en la red 3.....	84
Ilustración 27: Perfil de presiones del tramo 3.....	84
Ilustración 28: Red 3A y red 3A-1	85
Ilustración 29: Tramo 3A y Tramo 3A-1 velocidades	86
Ilustración 30: Cotas terreno natural del tramo 3A.....	88
Ilustración 31: Altura piezométrica del tramo 3A.....	89
Ilustración 32: Perfil de presiones del tramo 3A	89

Ilustración 33: Cotas terreno natural tramo 3A-1	90
Ilustración 34: Altura piezométrica tramo 3A-1	90
Ilustración 35: Perfil de presiones del tramo 3A-1	91
Ilustración 36: Topología del tramo 4	92
Ilustración 37: Tramo 4 velocidades	93
Ilustración 38: Cotas del terreno natural tramo 4	95
Ilustración 39: Línea piezométrica red 4.....	96
Ilustración 40: Perfil de presiones red 4	96
Ilustración 41: Presiones hidrostáticas máximas en la red.....	97
Ilustración 42: Distribución de cloro en la red a las 6 horas	98
Ilustración 43: Distribución de cloro a las 12 horas	99
Ilustración 44: Distribución del cloro a las 16 horas	99
Ilustración 45: Distribución del cloro a las 24 horas	100

CAPÍTULO I. GENERALIDADES

1.1. Introducción

Actualmente, alrededor de 2,200 millones de personas en todo el mundo no cuentan con servicios de agua potable, por otra parte, los aumentos de las temperaturas globales producto del cambio climático podrían limitar más el acceso al agua en algunas zonas del mundo (Naciones Unidas, 2020).

Sin embargo, en el caso de la zona rural de Nicaragua aún persisten limitaciones de acceso al agua potable, como es caso de la comunidad las Sidras, que desde su fundación ha carecido del servicio de agua potable, teniendo altos índices de enfermedades de origen hídrico. Así mismo, en la comunidad existe trabajo infantil y trabajo excesivo de las mujeres, quienes acarrear agua para consumo, en distancias que alcanzan hasta 1 km, desde la fuente a las viviendas.

Tomando en cuenta las limitaciones al acceso de agua potable y las condiciones socioeconómicas, se propone diseñar un miniacueducto por bombeo eléctrico (MABE) para abastecer una población de 783 habitantes, en el marco de las acciones de desarrollo sostenible del objetivo 6, relacionado con el acceso universal al agua potable segura y accesibles para todos en el 2030; meta que requiere estudios e inversiones adecuadas en infraestructura para agua potable e instalaciones sanitarias.

El diseño y ejecución de un miniacueducto por bombeo eléctrico (MABE), con conexiones domiciliarias y el aprovechamiento de un manantial con buena calidad de agua, permitirá reducir los índices de enfermedades de origen hídrico, el trabajo infantil y de las mujeres, así mismo contribuirá a mejorar el nivel de vida de toda la población de la comunidad.

1.2. Antecedentes

En Nicaragua se observa un aumento de la cobertura con agua para el consumo humano (ACH) pasando de 21% a 85% entre los años 1960 y el 2010. Es importante destacar que el país ha alcanzado el Objetivo de Desarrollo del Milenio 7 (ODM), de reducir a la mitad para 2015, la proporción de personas sin acceso sostenible al agua potable y a servicios básicos (OPS-OMS, 2015).

Según ENACAL, la cobertura de agua potable se incrementará del 90% al 95% en el 2021 (ENACAL, 2019).

De acuerdo a las cifras del censo de 2005, la cobertura de agua alcanzó un 80.3% a nivel nacional, siendo el 93.1% la cobertura en las áreas urbanas y el 63.45% en áreas rurales. En particular, el porcentaje de viviendas rurales con un servicio de abastecimiento adecuado observado en el censo del 2005 es casi cinco veces mayor que en el año 1971 (OPS-OMS, 2015).

En el municipio de San Isidro existen 11 MABE, en operación (FISE-SIASAR, 2020), de los cuales 2 no tiene suficiente agua en verano y uno no tiene suficiente en invierno. No obstante, la comunidad Las Sidras ubicada al suroeste de la ciudad de San Isidro que fue fundada en el año 1940 por la familia Obregón Meza ha carecido de agua potable desde sus inicios, por tanto, sus habitantes se abastecen de un manantial no tratado para el consumo humano, que está situado a 1 kilómetro de la comunidad.

Los líderes comunitarios han realizado gestiones ante la alcaldía municipal para realizar un mini acueducto por bombeo eléctrico, aprovechando una fuente tipo manantial propiedad de la comunidad que se localiza a 1 km al sureste de la misma.

La comunidad con apoyo de la alcaldía municipal adquirió los derechos de servidumbre para la implementación de un sistema de agua potable en el año 2017, según el Sr. Zacarías Cardoza dirigente de la comunidad, no obstante, aún no se realizan los diseños para la ejecución de un miniacueducto.

1.3. Justificación

Debido a que la comunidad se abastece con aguas no tratadas para el consumo humano, las enfermedades diarreicas agudas (EDA), según del Doctor Daniel Alejandro Montoya código # 2507, médico en servicio social, afrontan a un 4.6% de la población de Las Sidras. Se observa también en los registros semanales del puesto de salud, que se atienden al menos 2 pacientes por semana con este tipo de enfermedades.

Así mismo, los habitantes de la comunidad acarrear el agua para su consumo, desde una distancia superior a 1 km, por un sendero con relieve irregular, tarea que principalmente realizan mujeres y niños, lo que representa un trabajo excesivo para los mencionados miembros de la familia.

Por otra parte, el estado reconoce a través de la ley N° 772, que los nicaragüenses tienen derecho, por igual, a la salud y a habitar en un ambiente saludable, siendo el acceso al agua un derecho humano fundamental, indispensable para la vida y la salud de las personas y un requisito para la realización de todos los demás derechos humanos (INAA y Feria de la tierra, 2010, pág. 13).

Por lo anterior se propone el diseño y posterior implementación de un miniacueducto por bombeo eléctrico, con el propósito de brindar el servicio de agua potable o agua tratada (CAPRE, 1994, pág. 4), a toda la comunidad a través de conexiones domiciliarias, con la calidad que manda la norma nacional (INAA, 1999b, págs. 15-20).

Como resultados del diseño y posterior ejecución del acueducto por la Alcaldía de San Isidro y organizaciones comunitarias (CAPS), se contribuirá en la reducción de enfermedades de origen hídrico y en la reducción del trabajo infantil. Así mismo el acceso al agua potable, mejorará el nivel de vida de todos los habitantes de comunidad.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Diseñar un miniacueducto por bombeo eléctrico para abastecer a 800 habitantes de la comunidad de Las Sidras en el municipio de San Isidro, Matagalpa.

1.4.2. Objetivos específicos

1. Realizar un estudio socioeconómico de la comunidad con la finalidad de conocer las características demográficas, económicas y demandas de servicios.
2. Hacer un estudio topográfico con el propósito de conocer las características del relieve, así mismo georreferenciar objetos espaciales de importancia en la descripción del entorno geográfico donde se realizará el miniacueducto.
3. Aforar la fuente y realizar un estudio de la calidad del agua para el uso de consumo humano.
4. Diseñar basado en la norma nacional todos los componentes hidráulicos de un miniacueducto por bombeo eléctrico, (línea de conducción, red de distribución, tanque de almacenamiento y acometidas domiciliarias) capaz de satisfacer las demandas actuales y futuras de la comunidad.
5. Elaborar un presupuesto que sirva de base para la ejecución del miniacueducto por bombeo eléctrico.

CAPÍTULO II. CARACTERÍSTICAS DEL ÁREA DEL PROYECTO

2.1. Macro y micro localización

A continuación, se presenta la macro y micro localización de la comunidad de Las Sidras en municipio de San Isidro, departamento de Matagalpa.

2.1.1. Macro localización

En la ilustración 1 se presenta la localización del municipio de San Isidro en departamento de Matagalpa, como parte de los 17 departamentos de Nicaragua.

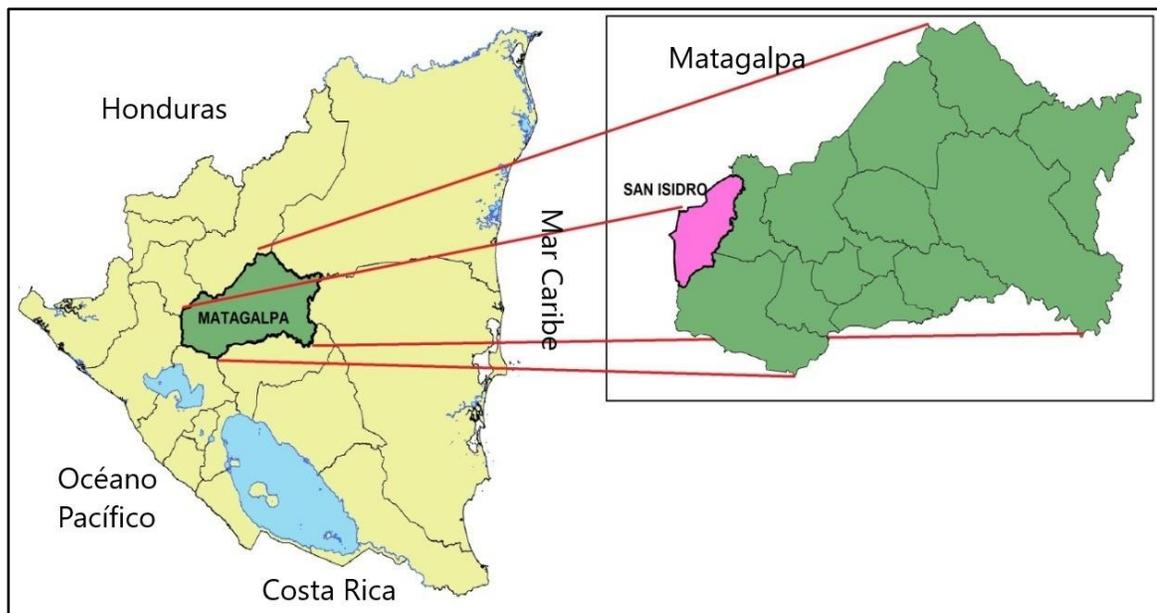


Ilustración 1: Localización del municipio de San Isidro

2.1.2. Micro localización

La comunidad Las Sidras (Ilustración 2) pertenece al municipio de San Isidro Matagalpa, localizada a 9.4 Km de la cabecera municipal, ubicada en las coordenadas UTM 16P 12°54'05.1"N y 86°14'44.7"W Datum WGS84.

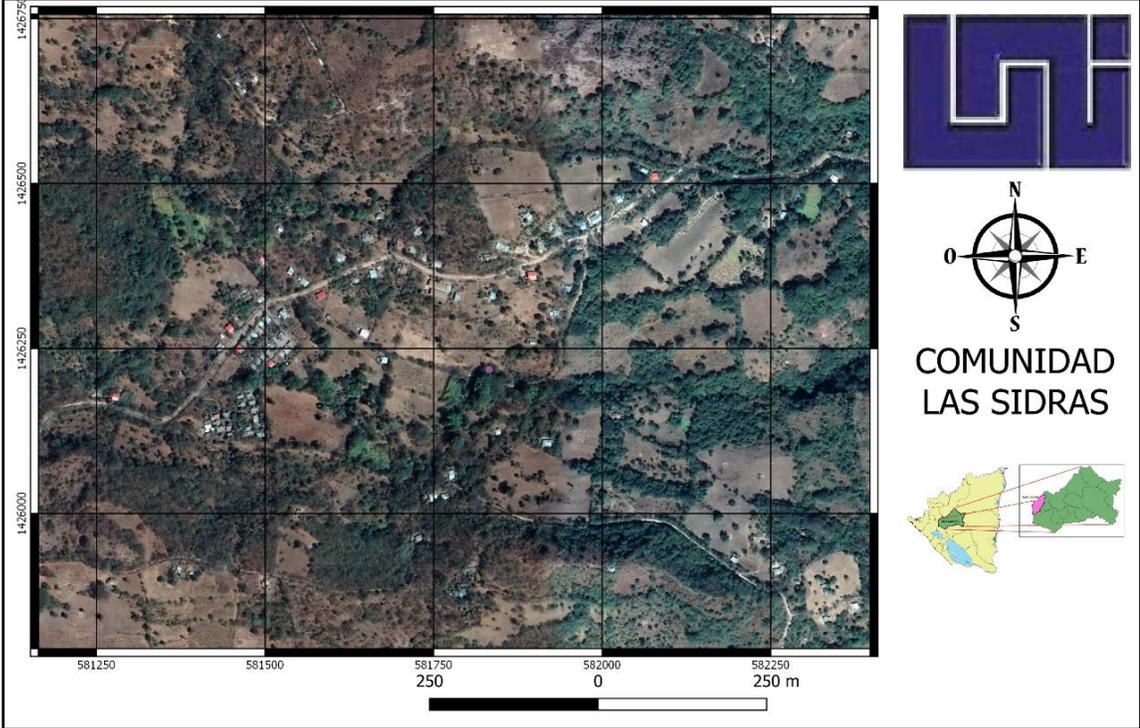


Ilustración 2:Ubicación de la comunidad Las Sidras

CAPÍTULO III. MARCO TEÓRICO

3.1. Estudios socioeconómicos

La evaluación socioeconómica consiste en comparar los beneficios contra los costos que implican para la sociedad; es decir, determinar el impacto del proyecto en el bienestar de la sociedad, el incremento en la economía del país o en mayor disponibilidad de bienes y servicios generados (Comisión Nacional del Agua, 2008, pág. 9).

Así mismo, las encuestas son uno de los principales instrumentos en los estudios socioeconómicos, ejemplo de ello son las “encuestas multitemáticas de hogares” que tal y como sugiere la frase, recopilan una combinación de datos sobre numerosos temas, por tanto, se pueden utilizar para analizar el bienestar desde una perspectiva y un contexto más amplios (FAO, 2008, pág. 3).

Por otra parte, hasta la fecha en Nicaragua se han realizado cuatro encuestas de medición del nivel de vida, en la última encuesta de medición del nivel de vida basada en el consumo de los hogares, se incluyó también, el nivel de ingreso, nivel de acceso a servicios básicos de la vivienda, acceso a la educación y salud (ASDI-DANIDA, 2009).

Según INAA (1999a), se deberá realizarse un estudio cuidadoso para considerar las posibilidades económicas de la comunidad para construir un sistema de agua potable con tomas domiciliarias.

3.2. Estudio topográfico

Según INAA (2007 pág. 2), conocida el área perimetral de la población y preseleccionados los sitios convenientes para estaciones de bombeo, líneas de conducción, redes de distribución y tanques de almacenamiento, se procederá a efectuar los levantamientos topográficos de conjunto. Estos levantamientos deben dar una perfecta idea de conjunto y tener detalles suficientes para una ejecución posterior bien ubicada.

Por otra parte, el proyectista deberá utilizar como punto de partida de cualquier levantamiento topográfico, la Red Geodésica Nacional, tanto en el levantamiento planimétrico como altimétrico y deberá cumplir con las recomendaciones que al

respecto indique el INETER. El levantamiento topográfico se deberá amarrar a la Red Geodésica Nacional de por lo menos dos puntos o mojones aprobados por INETER, convenientemente referenciados y protegidos de tal manera que pueda reconstruirse a partir de ellos el levantamiento de campo realizado, presentándose los resultados en coordenadas UTM (INAA, 2007, pág. 2)

3.3. Aforo de la fuente y calidad de agua

La fuente de abastecimiento para el suministro de agua potable, constituye el elemento más importante de todo el sistema, por tanto, debe estar lo suficientemente protegida. Así mismo debe cumplir dos propósitos fundamentales: a) Suministrar agua en cantidad suficiente para abastecer la demanda de la población durante el período de diseño considerado y b) Mantener las condiciones de calidad necesarias para garantizar la potabilidad de la misma (INAA, 1999a, pág. 18).

En la norma rural INAA, (1999a) se describen para el uso de agua potable tres tipos de fuentes que corresponden a manantiales, pozos excavados a mano y pozos perforados.

Con relación al aforo en manantiales, que es el objeto del presente estudio, los datos de aforo deberán corresponder al final del período seco de la zona y se tomará como base para el diseño, el mínimo valor obtenido. El caudal crítico de producción de la fuente deberá ser mayor o igual al consumo máximo diario de la población al final del período de diseño (INAA, 1999a, pág. 18).

Sobre la calidad del agua la norma rural (INAA, 1999a, pág. 51), menciona que el objetivo las normas es proteger la salud pública y por consiguiente ajustar, eliminar o reducir al mínimo aquellos componentes o características del agua, que puedan representar un riesgo para la salud de la comunidad e inconvenientes para la preservación de los sistemas de abastecimiento de agua, para lo cual se le deberán efectuar por lo menos un análisis físico, químico, de metales pesados cuando se amerite y bacteriológico antes de su aceptación como tal. Los parámetros mínimos de control para el sector rural serán:

Coliforme total, coliforme fecal, olor, sabor, color, turbiedad, temperatura, concentraciones de iones de hidrógeno y conductividad.

3.4. Diseño hidráulico del sistema de agua potable

Para el diseño hidráulico de un sistema de agua potable se debe considerar aspectos de la población y demanda, así como aspectos hidráulicos. A continuación, se describen los aspectos de población, consumo y demanda, así como los aspectos hidráulicos.

3.4.1. Población de diseño

Para realizar un diseño de un sistema de agua potable es necesario determinar las demandas futuras de la población, lo anterior se hace con la finalidad de incluir en el diseño los requerimientos, de las fuentes de abastecimiento, las líneas de conducción, las redes de distribución, los equipos de bombeo, las plantas de potabilización y futuras extensiones del servicio. Por lo tanto, es necesario predecir la población futura para un número de años, la cual dependerá de los periodos económicos del diseño (INAA, 1999b, pág. 7).

Lo anterior implica que la población a servir es el parámetro básico, para dimensionar los elementos que constituyen el sistema. La metodología generalmente aplicada, requiere la investigación de las tasas de crecimiento histórico, las que sirven de base para efectuar la proyección de población. Las informaciones de datos poblacionales se pueden obtener de las siguientes fuentes de información tales como: Censos Nacionales de 1950, 1963, 1995 y 2005, INEC Y EL MINSA (INAA, 1999a, pág. 9).

3.4.2. Período de diseño

En los diseños de proyectos de abastecimiento de agua se recomienda fijar la vida útil de cada uno de los componentes del sistema, como propósito de determinar la vida útil de los componentes del sistema que deberán satisfacer las demandas futuras de la comunidad. La fijación de la vida útil también permite conocer cuáles elementos del sistema se deben diseñar por etapas y finalmente

estimar cuáles serán las previsiones que deben de considerarse para incorporar los nuevos elementos del sistema (INAA, 1999a, pág. 15)

3.4.3. Consumo y demanda

3.4.3.1. Dotaciones

La dotación de agua, expresada como la cantidad de agua por persona y por día está en dependencia del nivel de servicio adoptado, factores geográficos, factores culturales y el uso del agua. En el caso de sistemas de abastecimiento de agua potable, por medio de puestos públicos, se asigna un caudal de 30 a 40 lppd. Para sistemas de abastecimiento de agua potable por medio de conexiones domiciliarias en patio, se asignan un caudal de 50 a 60 lppd. Para pozos excavados a mano y pozos perforados se asigna una dotación de 20 a 30 lppd (INAA, 1999a, pág. 11).

3.4.3.2. Variaciones de consumo

Las variaciones de consumo estarán expresadas como factores de la demanda promedio diario y sirve de base para el dimensionamiento de: Obras de captación, línea de conducción y red de distribución (INAA, 1999a, pág. 15).

Estos valores son los siguientes:

Consumo máximo día (CMD)=1.5 CPD (Consumo promedio diario) + pérdidas

Consumo máximo hora (CMH)=2.5 CPD (Consumo promedio diario) + pérdidas

3.5. Mini acueductos por bombeo eléctrico (MABE)

Esta opción de suministro de agua potable será considerada en los casos en que exista una fuente de abastecimiento, energía eléctrica y capacidad de pago de la comunidad (INAA, 1999b).

3.5.1. Componentes de un sistema de agua potable

La línea de conducción y red de distribución, junto con la fuente, forman la parte más importante del sistema de abastecimiento de agua, ya que por su medio el agua puede llegar hasta los usuarios (INAA, 1999a).

A continuación, se describen los componentes de un sistema de agua potable según la norma.

3.5.1.1. Sistema de bombeo

En las estaciones de bombeo deben considerarse los elementos que la forman lo que consiste en: Caseta de protección de conexiones eléctricas, o mecánicas, conexión de bomba o sarta, fundación y equipo de bombeo (INAA, 1999a, pág. 21)

3.5.1.2. Línea de conducción

Línea de conducción, es el conjunto de ductos y accesorios destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento al tanque de almacenamiento y posteriormente la red de distribución, la cual deberá cumplir con el gasto máximo del día. Se le deberá proveer de los accesorios y obras de arte necesarios para su buen funcionamiento, conforme a las presiones de trabajo especificadas para las tuberías, tomándose en consideración la protección y mantenimiento de las mismas. Cuando la topografía del terreno así lo exija se deberán instalar válvulas de “aire y vacío” en las cimas y válvulas de “limpieza” en los columpios. La línea de conducción puede ser por gravedad o por bombeo (INAA, 1999a, pág. 32).

3.5.1.3. Almacenamiento

Los depósitos para el almacenamiento en los sistemas de abastecimiento de agua, tienen como objetivos: Suplir la cantidad necesaria para compensar las máximas demandas que se presenten durante su vida útil, brindar presiones adecuadas en la red de distribución y disponer de reserva ante eventualidades e interrupciones en el suministro de agua (INAA, 1999a, pág. 38).

Según INAA (1999a, pág. 39), las clases de tanque de acuerdo a los materiales de construcción se clasifican en tanque de mampostería, de hormigón armado y de acero.

3.5.1.4. Red de distribución

La red de distribución es el sistema de conductos cerrados, que permite distribuir el agua bajo presión a los diversos puntos de consumo, para su diseño deberá considerarse una condición del consumo de hora máxima al final del periodo de diseño, el sistema de distribución puede ser red abierta, de malla cerrada o una combinación de ambos. La red se deberá proveer de válvulas, accesorios y obras de arte necesarias, para asegurar su buen funcionamiento y facilitar su mantenimiento (INAA, 1999a, pág. 34).

3.5.1.5. Conexiones domiciliarias

El diámetro mínimo de cada conexión domiciliar será de $\frac{1}{2}$ " (12.5 mm) y toda conexión domiciliar deberá estar siempre controlada por su medidor correspondiente o por un regulador de flujos (INAA, 1999b, pág. 51).

El flujo de un grifo debería ser de 0.10 L/s mínimo y 0.30 L/s máximo. Se puede controlar el flujo con una válvula de tapón (globo de $\frac{1}{2}$ " en la entrada del puesto) (INAA, 1999a, pág. 13).

3.5.1.6. Criterio de diseño

Para el diseño del sistema de agua potable en área rural, según el documento "Diseño de Abastecimiento de Agua en el Medio Rural y Saneamiento Básico Rural" (INAA, 1999a, pág. 16), se deben considerarse los siguientes criterios:

- **Presiones máximas y mínimas**

Para brindar presiones adecuadas en el funcionamiento del sistema de abastecimiento se recomienda que estas se cumplan dentro de un rango permisible, en los valores siguientes:

Presión mínima: 5.0 metros

Presión máxima: 50.0 metros

- **Velocidades permisibles en tuberías**

Se recomienda fijar valores de las velocidades de flujo en los conductos en un rango para evitar erosión interna o sedimentaciones en las tuberías.

Los valores permisibles son los siguientes:

Velocidad mínima = 0.4 m/s

Velocidad máxima = 2.0 m/s

- **Pérdidas de agua en el sistema**

Cuando se proyecta un sistema de abastecimiento de agua potable, es necesario considerar las pérdidas que se presentan en cada uno de su componente, la cantidad total de agua perdida se fija como un porcentaje del consumo promedio diario cuyo valor no deberá ser mayor del 20%.

CAPÍTULO IV. DISEÑO METODOLOGICO

4.1. Tipo de estudio

El tipo de investigación es descriptiva ya que describe características fundamentales de fenómenos sociales e hidráulicos, utilizando criterios (normas) que permitan poner de manifiesto su estructura o comportamiento. Utiliza métodos de investigación empírica la cual con lleva toda una serie de procedimientos prácticos (censos, aforos, datos de relieve, cálculos hidráulicos) con el objeto de estudio y los medios de investigación que permiten encontrar las características fundamentales y relaciones esenciales del objeto.

4.2. Estudio socioeconómico

El estudio socioeconómico se apoyó en un censo el cual permitió obtener datos sobre la demografía, vivienda, ingresos, empleo, demanda de servicios, agua y saneamiento (Anexo 1).

El censo se procesó con una hoja de cálculo Excel, con el cual se obtuvieron, los diferentes estadísticos tales como: Promedios, frecuencias y porcentajes, los cuales más adelante son tabulados y graficados.

4.3. Estudio topográfico

El estudio topográfico se hizo en dos etapas, una de campo y otra de gabinete. A continuación, se describen las etapas del estudio topográfico.

4.3.1. Etapa de campo

En esta etapa se hizo el levantamiento de coordenadas (XYZ), de los ejes de la línea de conducción, red de distribución, también se levantaron las coordenadas para la ubicación del tanque de almacenamiento, fuente de abastecimiento, viviendas y edificios públicos y otros objetos espaciales de interés que contribuyan a una descripción adecuada y precisa del entorno topográfico de la comunidad.

El levantamiento se hizo con estación total Leica modelo TC-403, y los puntos iniciales se amarraron a tres coordenadas geodésicas tomadas con GPS Garmin modelo Xtrex 10.

Se aplicaron todos los requisitos de precisión, cierre y metodología según la norma (INAA 2007, pág. 3), las cuales se indican a continuación:

- El levantamiento altimétrico se referencia a un BM Geodésico. Se hicieron estacionamientos de 20 m o menores y se tomaron los accidentes geográficos que se presentaron entre las estaciones, tales como cauces, depresiones, cunetas, alcantarillas y otras tuberías existentes, etc.
- La precisión lineal no superó 1/3000. En el caso de poligonales cerradas el error angular **Ea** deberá ser igual o menor de $n^{1/2}$ siendo n el número de ángulos del polígono y **Ea** expresado en segundos sexagesimales.
- En lugares convenientemente ubicados, se colocaron mojones que permitirán el replanteo del polígono, éstos se colocaron antes del inicio de las mediciones.
- El error de cierre en nivelación **En**, deberá ser igual o menor que $30(L)^{1/2}$ siendo L la longitud nivelada en km, **En** expresado en mm.
- Las curvas de nivel con un intervalo de 0.50 m a 1.00 m y en terreno accidentado el intervalo será mayor.

4.3.2. Etapa de gabinete

En esta etapa se procesaron los datos con el software Civil 3D, con él se realizaron las láminas con las siguientes dimensiones: Largo 0.90 m – ancho 0.60 m, dejándose un margen de 0.90 x 0.04 m en la parte inferior para colocar el rotulado e información que deberá llevar la lámina. En la parte superior se formará un marco 0.85 x 0.53 m donde se realizarán los dibujos. Las láminas deberán llevar dibujada la dirección Norte-Sur INAA (2007, pág. 3).

Las escalas utilizadas:

Ubicación general, 1:5000

Planta general, 1:1000

Perfiles: Horizontal 1:1000 – Vertical 1:100 o bien Horizontal: 1:500 – Vertical: 1:50

Detalles: 1:10, 1:20, 1:50, 1:100.

4.4. Estudio de la fuente y calidad del agua

Debido a que la fuente es tipo manantial el aforo se hizo con el método volumétrico, el cual relaciona el volumen con el tiempo para obtener el caudal.

También se tomaron muestras de agua para su análisis y posterior evaluación con los parámetros de calidad de agua para consumo humano de la norma CAPRE.

Para la evaluación de la calidad del agua se hizo referencia al artículo 8 de la norma (CAPRE, 1994, pág. 7), la cual en la primera etapa E1, considera un programa de análisis básico con los parámetros: Coliforme total o coliforme fecal, olor, sabor, color, turbiedad, temperatura, concentración de iones hidrógeno (pH), conductividad y cloro residual.

También se tomó en consideración la segunda etapa E2 descrita en la norma CAPRE, que incluye la evaluación de aluminio, cloruros, cobre, dureza, sulfatos, calcio, magnesio, sodio, potasio, nitratos, nitritos, amonio, hierro, manganeso, fluoruro, arsénico, cadmio, cianuro, cromo, mercurio, níquel, plomo, antimonio, selenio, sulfuro de hidrógeno y zinc (CAPRE, 1994, pág. 7).

4.5. Diseño del sistema de agua potable

A continuación, se describen los procedimientos y cálculos para el diseño de acueducto por bombeo eléctrico (MABE).

4.5.1. Población de diseño

Para encontrar la población de diseño se utilizaron datos demográficos del censo previamente realizado en marco del presente estudio. La tasa de crecimiento se obtuvo las estimaciones recientes de la Alcaldía Municipal de San Isidro. La población futura se obtuvo por el método geométrico descrito en la ecuación 1, (INAA, 1999a, pág. 9).

$$P_f = P_o(1 + r)^n$$

Ecuación (1)

Dónde:

P_f : Población del año “n”

P_o : Población al inicio del período de diseño, hab.

r: Tasa de crecimiento en el periodo de diseño expresado en notación decimal.

n: Número de años que comprende el período de diseño.

4.5.2. Dotación y demanda

Se adoptó una dotación de 60 lppd que recomienda la norma para áreas rurales con conexiones domiciliarias (INAA, 1999a, pág. 11).

Para establecer la demanda de agua potable de la población se calculó primero el consumo doméstico según la ecuación 2.

$$CD = \frac{P_f (\text{dotación})}{86400} \quad \text{Ecuación (2)}$$

Dónde:

CD: Consumo doméstico, L/s

P_f : Población futura, hab.

Dotación: 60 lppd

Para el consumo promedio diario (CPD), se utilizará la ecuación 3, la cual sólo incluye el consumo institucional o público, esto se debió a que según el plan de desarrollo municipal y comunal no se tiene previsto el fomento de zonas comerciales e industriales en la comunidad.

Así mismo, actualmente no existe consumo industrial y comercial en la comunidad, siendo que la pequeña actividad comercial (pulperías) y producción artesanal de bienes (lácteos, carne) se realiza en las viviendas.

$$CPD = CD + CI \quad \text{Ecuación (3)}$$

Dónde:

CPD: Consumo promedio diario

CD: Consumo doméstico, L/s

CI: Consumo institucional, L/s

4.5.3. Caudales de diseño

El caudal de consumo máximo horario, se calculó mediante la ecuación 4.

$$CMD = 1.5 CPD + fugas \quad \text{Ecuación (4)}$$

Dónde:

CMD: Consumo máximo diario, L/s

CPD: Consumo promedio diario, L/s

Fugas: 20% del CPD, L/s

Para el cálculo del consumo máximo horario se utilizó la ecuación 5.

$$CMH = 2.5 CPD + fugas \quad \text{Ecuación (5)}$$

Dónde:

CMH: Consumo máximo horario, L/s

CPD: Consumo promedio diario, L/s

Fugas: 20% del CPD, L/s

4.5.4. Diseño hidráulico del sistema

El diseño hidráulico se basó en los criterios de diseño de la norma (NTON- 09 002-99), los que incluye criterios de diseño para el cálculo de diámetros, pérdidas de carga, velocidades, presiones, resistencia de tuberías.

4.5.4.1. Diseño de la columna de bombeo

Para diseñar la columna de bombeo se utilizó el consumo máximo diario (CMD), con dicho caudal utilizando cuadro 6.2 (INAA, 1999a, pág. 22), se determinó el diámetro de la columna de bombeo.

La velocidad de flujo en la columna de bombeo se calculó con la ecuación 6.

$$v = \frac{Q}{\frac{\pi D^2}{4}} \quad \text{Ecuación (6)}$$

Dónde:

v: Velocidad del flujo m/s

Q: Caudal máximo diario, m³/s

D: Diámetro interno de la tubería, m

Para calcular la longitud de la columna de bombeo se incluyeron 4 m por debajo del espejo de agua del cárcamo de bombeo, el cual se llenará con el caudal de la fuente.

No se espera abatimientos significativos en el cárcamo de bombeo debido a que el caudal de la bomba será menor al caudal aportado por la fuente, por lo que se espera variaciones muy pequeñas en el nivel del cárcamo de bombeo.

Con relación a la variación estacional se espera que en el período lluvioso el caudal aumente muy por encima del caudal de la fuente medida en el período seco, por tanto, el nivel del cárcamo de bombeo se mantendrá, pero con un mayor caudal de reboso.

Las pérdidas de carga en la columna de bombeo se calcularon con la ecuación 7 de Hazen - Williams. El coeficiente de rugosidad para Hazen Williams se tomó de la tabla 1 de la norma rural (INAA, 1999a, pág. 16). También se comprobó que las pérdidas de carga en la columna de bombeo sean menores al 5% de su longitud para cumplir con la norma (INAA, 1999a, pág. 22).

$$\frac{h}{L} = S = \frac{10.67 Q^{1.86}}{C^{1.86} D^{4.87}} \quad \text{Ecuación (7)}$$

Dónde:

h: Pérdida de carga por fricción, m

Q: Caudal, m³/s

C: Coeficiente de rugosidad

D: Diámetro, m

L: Longitud de la tubería, m

4.5.4.2. Diseño de la sarta

El diámetro de la sarta se determinó en base al consumo máximo diario con (CMD), cuyo caudal se utilizó en el cuadro 6.4 de la norma (INAA, 1999a, pág. 24), el cual sirvió para definir el diámetro de diseño. En el diseño de sarta se incluyeron un medidor, una válvula de retención una válvula de compuerta y válvula de seguridad.

Las pérdidas por fricción se calcularon con la ecuación 6 de Hazen – Williams, también se calculó la velocidad de flujo con la ecuación 6 y las perdidas locales por accesorios con la ecuación 8.

$$h_l = \sum_{i=1}^n K_i \left(\frac{v^2}{2g} \right) \quad \text{Ecuación (8)}$$

Dónde:

h_l: Pérdidas de carga locales, m

K: Coeficiente de pérdida de los accesorios

v: Velocidad del flujo, m/s

g: Aceleración de la gravedad, m/s²

4.5.4.3. Línea de conducción

El diámetro más económico de la línea de conducción se calculó con la ecuación 9 (INAA, 1999a).

$$D = 0.9 Q^{0.4} \qquad \text{Ecuación (9)}$$

Dónde:

D: Diámetro teórico más económico, m

Q: Caudal máximo diario, m³/s

A partir del diámetro teórico se seleccionó un diámetro comercial, en tubería PVC. Con el diámetro interno comercial y caudal máximo diario (CMD) se calculó la velocidad del flujo utilizando la ecuación 8, también se verificó que la velocidad de flujo se encuentre entre 0.6 m/s y 1.5 m/s (INAA, 1999b, pág. 53). Las pérdidas de carga se calcularon con la ecuación 6 de Hazen-Williams.

4.5.4.4. Carga dinámica total

La carga dinámica total se calculó con la ecuación 10, que se muestra a continuación.

$$CDT = H_e + h_{columna} + h_{sarta} + h_{línea} \qquad \text{Ecuación (10)}$$

Dónde:

CDT: Carga dinámica total, m

H_e: Carga estática, m

h_{columna}: Pérdida de carga en la columna de bombeo, m

h_{sarta}: Pérdida de carga en la sarta, m

h_{línea}: Pérdida de carga en la línea de conducción, m

4.5.4.5. Golpe de ariete

La celeridad se calculó con la ecuación 11 de Allievi.

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}} \quad \text{Ecuación (11)}$$

Dónde:

a: Celeridad de la onda de presión, m/s

$$K = \frac{10^{10}}{\varepsilon}$$

ε : $2.81 \times 10^8 \text{ Kg/m}^2$, para PVC y $2 \times 10^{10} \text{ Kg/m}^2$ para de hierro y acero.

D: Diámetro interno de la tubería, m

e: Espesor de la tubería, m

El tiempo de parada se calculó con la ecuación 12 de Mediluce.

$$T = C + \frac{K L v}{g H_m} \quad \text{Ecuación (12)}$$

Dónde:

T: Tiempo de parada, s

L: Longitud de la conducción, m

v: Velocidad de flujo, m/s

g: Aceleración de la gravedad, m/s^2

H_m : Altura manométrica del cuerpo de bombeo, m

K y C, coeficientes empíricos, (Escuela Universitaria de Ingeniería Técnica Agrícola de Ciudad Real, 2010, pág. 7)

Con el tiempo de parada y el tiempo que tarda la onda de presión, se evaluó para determinar si hay cierre lento o rápido. Así mismo con la longitud crítica se evaluó el tipo de impulsión para determinar si hay impulsión corta o larga. Según los resultados del tipo de cierre e impulsión, se utilizó la ecuación 13 de Michuad o la de Allievi ecuación 14.

$$\Delta H = \frac{2 L v}{g T}$$

Ecuación (13)

Dónde:

ΔH : Sobre presión, m

L: Longitud de la conducción, m

v: Velocidad de flujo, m/s

g: Aceleración de la gravedad, m/s²

T: Tiempo de parada, s

$$\Delta H = \frac{a v}{g}$$

Ecuación (14)

Dónde:

ΔH : Sobre presión, m

v: Velocidad de flujo, m/s

g: Aceleración de la gravedad, m/s²

4.5.4.6. Potencia de la bomba

La potencia de la bomba se calculó mediante la ecuación 15.

$$P = \frac{\gamma H Q}{0.7 (746)}$$

Ecuación (15)

Dónde:

P: Potencia, HP

γ : Peso específico del agua, Kg/m³

H: Carga dinámica total, m

4.5.4.7. Selección de una bomba comercial

A partir de un catálogo comercial Franklin Electric se seleccionó una bomba comercial, tomando en cuenta el caudal del consumo máximo diario (CMD) y la carga dinámica total (CDT). Se indicó el punto de operación y se tomaron las coordenadas de la curva característica de la bomba seleccionada para su uso en la simulación con EPANET.

4.5.4.8. Tanque de almacenamiento

El dimensionamiento del tanque se hizo considerando un volumen compensador de 15% del CPD y un volumen de reserva de 20% CPD en 16 horas de bombeo. En el diseño, el tanque se localizó en zonas próximas al poblado, tomándose en cuenta la topografía del terreno, de tal manera que brinde presiones de servicios aceptables en los puntos de distribución (INAA, 1999a, pág. 38).

4.5.5. Desinfección

La desinfección de agua se basó en hipo cloración para capacidades menores de 1 kg/día y caudales de 8.20 L/s como máximo. La capacidad requerida en la estación de cloración se calculó según la ecuación 16 (INAA, 1999b, pág. 96); y se aplicó diluyendo la solución concentrada de fábrica (130 gr/L) con agua limpia hasta una concentración máxima de 1% al 3% (INAA, 1999b, pág. 98).

$$Ca = \frac{Q C}{1000} \quad \text{Ecuación (16)}$$

Dónde:

Ca: Capacidad de diseño de la estación de cloración Kg Cloro/día

Q: Caudal, m³/día

C: Dosis de cloro mg/L

4.5.6. Simulación hidráulica EPANET

Se hizo una simulación con EPANET del todo acueducto: Sistema de impulsión, línea de conducción y red de distribución. Para la simulación de la línea de

conducción se tomó el caudal de consumo máximo diario (CMD) y curva característica de la bomba comercial seleccionada, así como los coeficientes de pérdidas por accesorios en la sarta. Para la simulación de la red de distribución se tomó el caudal del consumo máximo horario (CMH), el cual se distribuyó en nodos de consumo concentrados en base al consumo por domicilios presentes en cada nodo del sector (INAA, 1999b, pág. 48).

También se hizo una simulación con demanda cero, con la finalidad de analizar las máximas presiones hidrostáticas en la red, así mismo se hizo una simulación de cloro para evaluar el cloro residual.

Los parámetros hidráulicos deben cumplir velocidades entre 0.4 m/s y 2 m/s, presiones entre 5m y 50 m, los parámetros de cloro deben estar en un rango 0.2 mg/L y 0.5 mg/L.

4.6. Presupuesto

El presupuesto se hizo basado en las cantidades de obras descritas en los planos constructivos realizados en el proceso de diseño del acueducto; y se aplicaron los precios unitarios de acuerdo a la guía de precios Nuevo FISE. Los cálculos se hicieron utilizando una hoja de cálculo Excel, y los resultados se presentaron por etapas y sub-etapas de ejecución.

CAPÍTULO V. RESULTADOS DEL ESTUDIO

5.1. Estudio socioeconómico

El estudio socioeconómico se basó en un censo aplicado a los jefes de hogar de la comunidad, cuyos datos se levantaron con el formulario descrito en el Anexo 1. A continuación se describen los resultados del estudio.

5.1.1. Población

En la comunidad de Las Sidras según datos de la alcaldía municipal de San Isidro existen 99 viviendas, de las cuales se encuestaron a 79, equivalente una 79.79%, lo cual fue debido a que muchas familias se encontraban en actividades religiosas el día de la encuesta y luego debido a la pandemia no pudo programarse una segunda visita a la comunidad para aplicar el formulario a las 20 familias de las viviendas que aún no se habían encuestado. Con esta decisión el censo previsto pasó a ser una encuesta, y las 79 encuestas realizadas equivalen una muestra con un nivel de confianza de 95% y un error de estimación de 5%. A continuación, se muestra el cálculo del tamaño de la muestra.

$$n = \frac{N Z_{\alpha}^2 pq}{e^2(N - 1) + Z_{\alpha}^2 pq}$$

n: Tamaño de la muestra

N: Población, habitantes

Z: Parámetro estadístico, nivel de confianza, 95%

e: Error de estimación aceptado, 5%

p: Probabilidad de que ocurra el evento estudiado

q: Probabilidad de que no ocurra el evento estudiado

$$n = \frac{99 (1.96_{95\%}^2) (0.5)(0.5)}{0.05^2(99 - 1) + 1.96_{95\%}^2 (0.5)(0.5)} = 78.97 \cong 79$$

En las 79 viviendas y las respectivas familias que las habitan se encontró una población de 382 habitantes, con promedio de 4.84 habitantes por vivienda. Basado en el resultado anterior y las 99 viviendas de comunidad, se estima una población total actual de 478 habitantes.

5.1.2. Economía familiar

5.1.2.1. Trabajo

En los hogares se encontró que el 68.63% de los que trabajan son hombres mientras que el 31.37% son mujeres. También se observó que el 71.57% trabaja en la comunidad y un 28.43% trabaja fuera de ella. Los detalles se presentan en la tabla 1 y gráfico 1.

Tabla 1: Trabajo en la comunidad

	Frecuencia			%		
	En la comunidad	Fuera de la comunidad	Total	En la comunidad	Fuera de la comunidad	Total
Hombres	52	18	70	50.98	17.65	68.63
Mujeres	21	11	32	20.59	10.78	31.37
Total	73	29	102	71.57	28.43	100

Fuente: Elaboración propia



Gráfico 1: Distribución del trabajo porcentual en la comunidad

5.1.2.2. Vivienda

En la comunidad el 91% de los pobladores encuestados tiene vivienda propia, un 6% presta y un 3% alquila. Los resultados se presentan en la tabla 2 y gráfico 2.

Tabla 2: Propiedad de la vivienda

Vivienda		
	Frecuencia	%
Propia	72	91
Prestada	5	6
Alquilada	2	3
Otro	0	0
Total	79	100

Fuente: Elaboración propia



Gráfico 2: Propiedad de las viviendas en la comunidad

Con relación a los materiales de construcción de las viviendas, el 51% están construidas con ladrillo, el tipo de piso predominante fue el de ladrillo y representa un 58% de las viviendas, así mismo el techo más frecuente con un 96% fue el de la lámina de Zinc. Los resultados detallados se presentan en la tabla 3 y gráfico 3.

Tabla 3: Materiales de la vivienda

		Frecuencia	%
Paredes	Bloque	20	25.00
	Ladrillo	40	51.00
	Madera	19	24.00
	Otro	0	0.00
	Total	79	100.00
Piso	Madera	0	0.00
	Ladrillo	45	56.96
	Tierra	33	41.77
	otro	1	1.27
	Total	79	100.00
Techo	Zinc	76	96.20
	Madera	0	0.00
	Teja	1	1.27
	Otro	2	2.53
	Total	79	100

Fuente: Elaboración propia

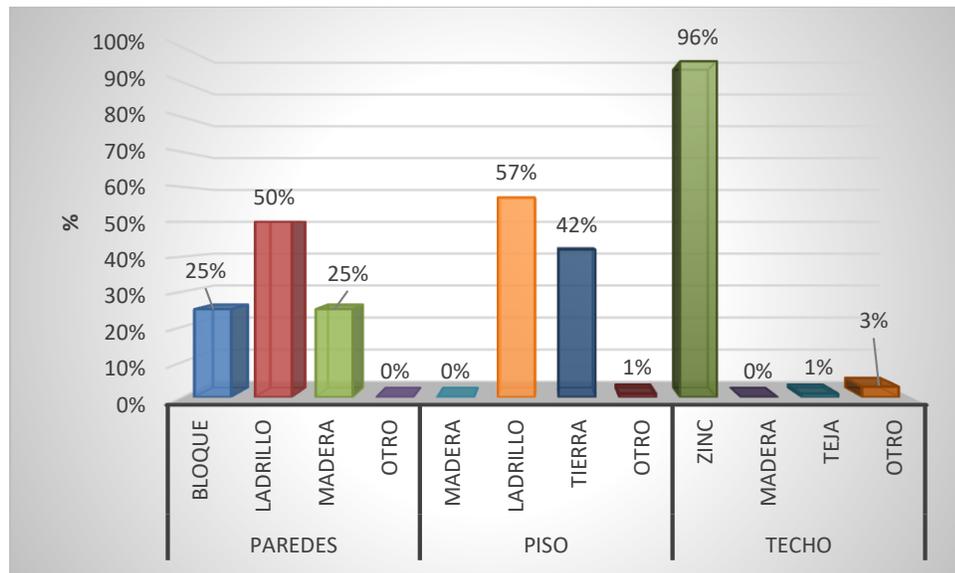


Gráfico 3: Distribución porcentual de materiales de las viviendas

5.1.2.3. Producción

Los sectores de la economía descrita en la tabla 4 y gráfico 4, caracterizan principalmente la actividad agrícola la cual representa un 32%, seguida de la ganadería con un 10%. Como consecuencia de las actividades agrícolas y ganaderas surge la presencia de jornaleros que representa un 33% de la población. Otras actividades las cuales alcanzan un 20% de la población encuestada corresponden principalmente al de albañilería. Un 5 % de los encuestados no respondió, es probable que sea un sector desempleado de la comunidad.

Tabla 4: Sectores de la economía

		F	%
Sector	Ganadería	8	10
	Agricultura	25	32
	Jornalero	26	33
	otro	16	20
	Ninguna	4	5
	Total	79	100

Fuente: Elaboración propia

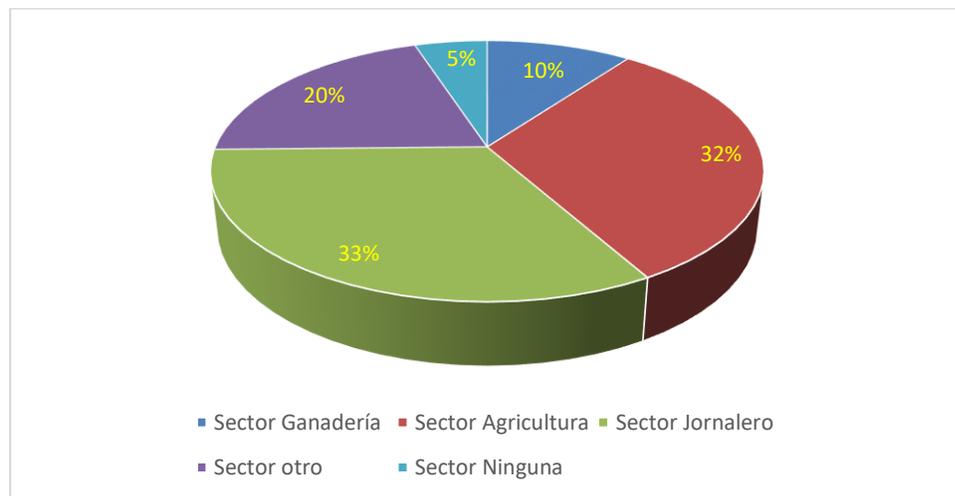


Gráfico 4: Sectores de la economía de la comunidad

Las principales actividades económicas se describe la tabla 5 y gráfico 5, observándose en el grupo de cultivos, que el maíz se destaca con 62% de las 47

familias dedicadas a este cultivo, seguido del arroz y frijol con el 21% y 17% respectivamente.

Con relación al grupo ganadero sobresale la crianza de ganado vacuno con el 50% de las 30 familias que se dedican a esta actividad. Le siguen los ganados equinos y caprinos con un 37% y 13% respectivamente.

En lo concerniente a animales domésticos 49 familias realizan esta actividad, siendo la más relevante la crianza de gallinas con un 61%, seguida de cerdos con 39%. No se observaron otras especies.

Tabla 5: Tipos de actividad económica

	Actividad	F	%
Cultivos	Maíz	29	62
	Arroz	10	21
	Frijol	8	17
	Total	47	100
		F	%
Ganadería	Vacuno	15	50
	Equino	11	37
	Caprino	4	13
	Total	30	100
		F	%
Animales domésticos	Gallinas	30	61
	Cerdos	19	39
	otros	0	0
	Total	49	100

Fuente: Elaboración propia

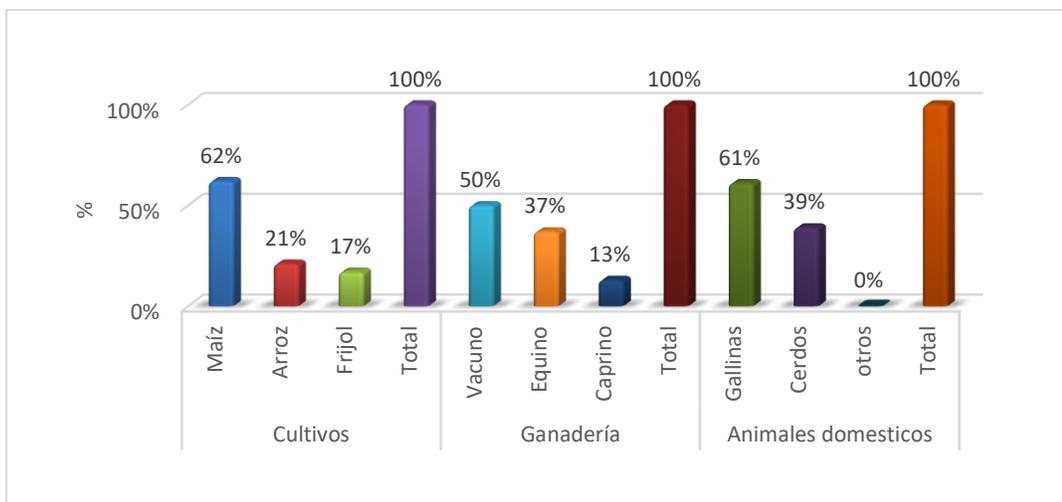


Gráfico 5: Distribución de las actividades económicas por rubro

5.1.2.4. Saneamiento

Con relación al saneamiento básico de la comunidad el 100% de las familias cuenta con letrinas como se observa en la tabla 6 y gráfico 6.

Tabla 6: Sistema de saneamiento

LETRINAS		
	F	%
SI	79	100
NO	0	0
	79	100

Fuente: Elaboración propia

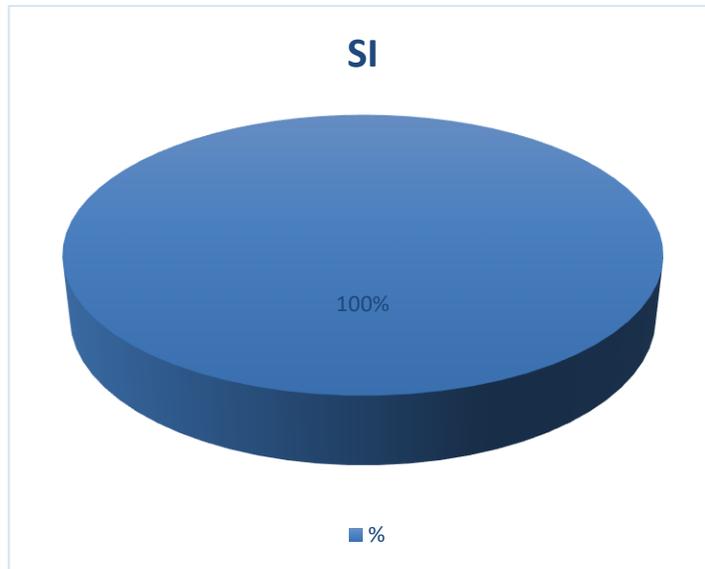


Gráfico 6: Sistema de saneamiento en el hogar

No obstante, sólo el 47% de las familias tiene letrina en buen estado, mientras que el 51% de las mismas tiene este servicio en estado regular y un 2% en mal estado, siendo focos de contaminación ambiental. En la tabla 7 y gráfico 7 se presenta el estado físico actual de las letrinas de la comunidad.

Tabla 7: Estado de las letrinas en la comunidad

	F	%
Buena	37	47
Regular	40	51
Mala	2	3
Total	79	101

Fuente: Elaboración propia

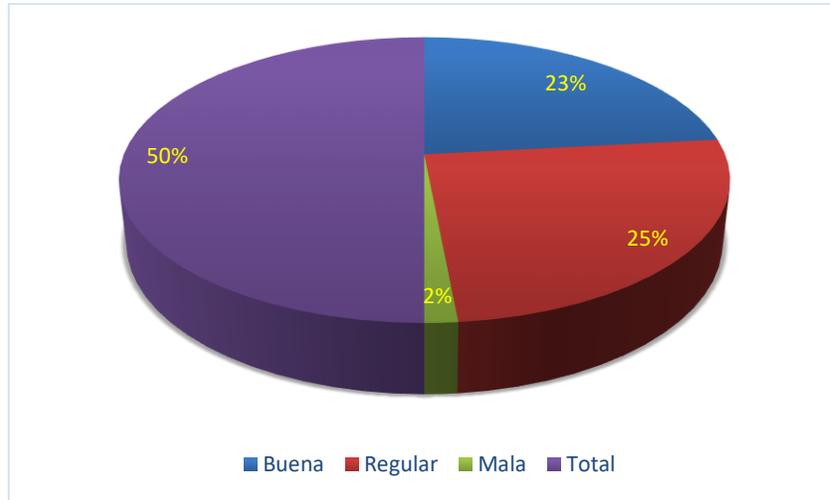


Gráfico 7: Porcentajes de letrina según su estado

Respecto al manejo de las aguas grises que se producen en el hogar, un 51.6% de las familias dejan correr el agua por el patio, mientras un 21.5% la vierte a zanjas, además un 13.9% y 12.7% utilizan filtros y riego del agua respectivamente, el 1.3% no respondió. En la tabla 8 y gráfico 8 se describen las formas de tratamiento de las aguas grises en la comunidad.

Tabla 8: Manejo las aguas residuales del hogar

	F	%
Dejan correr	40	51.60
Zanja de drenaje	17	21.5
Filtro para drenaje	11	13.9
La riegan	10	12.7
No respondió	1	1.3
Total	79	100

Fuente: Elaboración propia

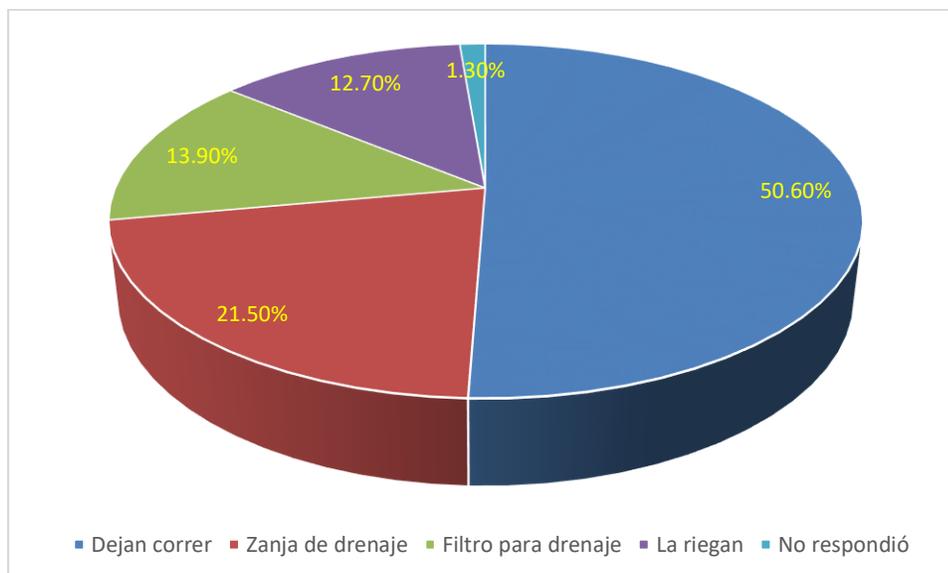


Gráfico 8: Forma que las familias manejan las aguas residuales

En lo relacionado al servicio de agua se observó que solamente un 8.86% tiene servicio, mientras un 91.14% no cuentan con el mencionado servicio. Tabla 9 y gráfico 8 describen la situación del agua potable en la comunidad.

Tabla 9: Viviendas con servicio de agua

	F	%
SI	7	8.86
NO	72	91.14
Total	79	100

Fuente: Elaboración propia

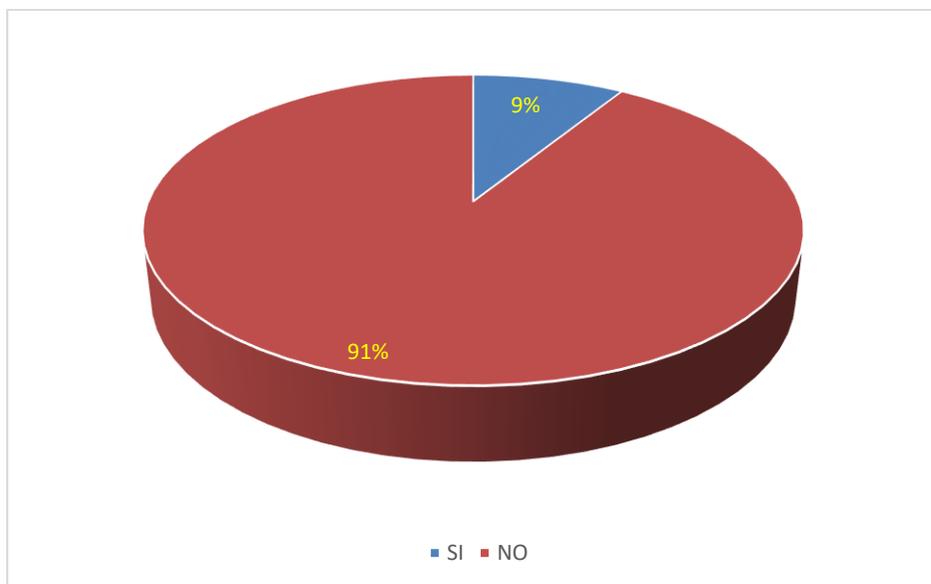


Gráfico 9: Porcentaje de viviendas con servicio de agua

La calidad del agua, según un 3% de población es buena, un 91% opina que es regular, mientras que un 6% considera que es de mala calidad. Estos resultados se describen en la tabla 10 y gráfico 10.

Tabla 10: Calidad del agua en la comunidad

Calidad del agua	Frecuencia	%
Buena	2	3
Regular	72	91
mala	5	6
Total	79	100

Fuente: Elaboración propia

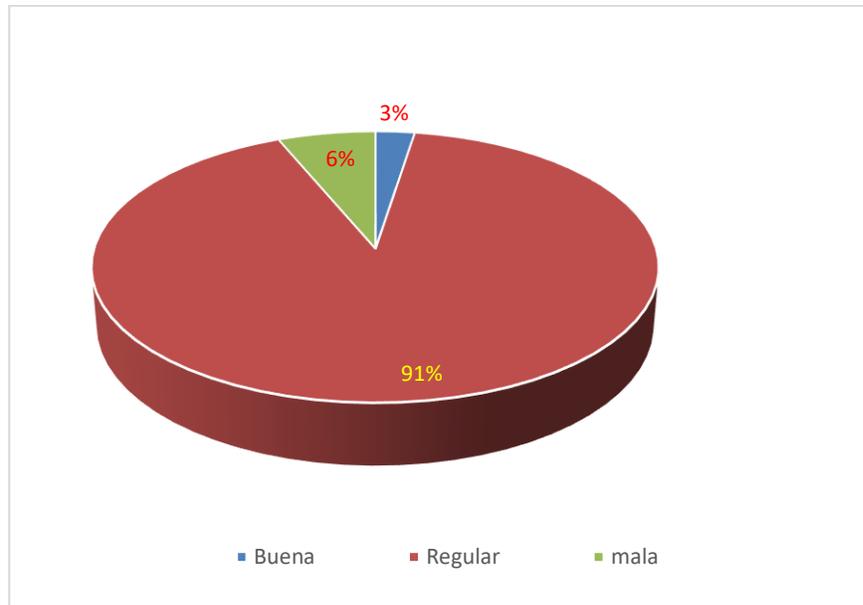


Gráfico 10: Percepción de la calidad del agua en la población

La tabla 11 y gráfico 11, presentan el trabajo por el acarreo de agua. Se observó que las mujeres realizan el 68% del trabajo, mientras que los hombres realizan un 20% y los niños un 12%, observándose un alto trabajo infantil y un trabajo excesivo en las mujeres.

Tabla 11: Personas que acarrear el agua en el hogar

	F	%
Mujeres	54	68
Hombres	16	20
Niños	9	12
	79	100

Fuente: Elaboración propia

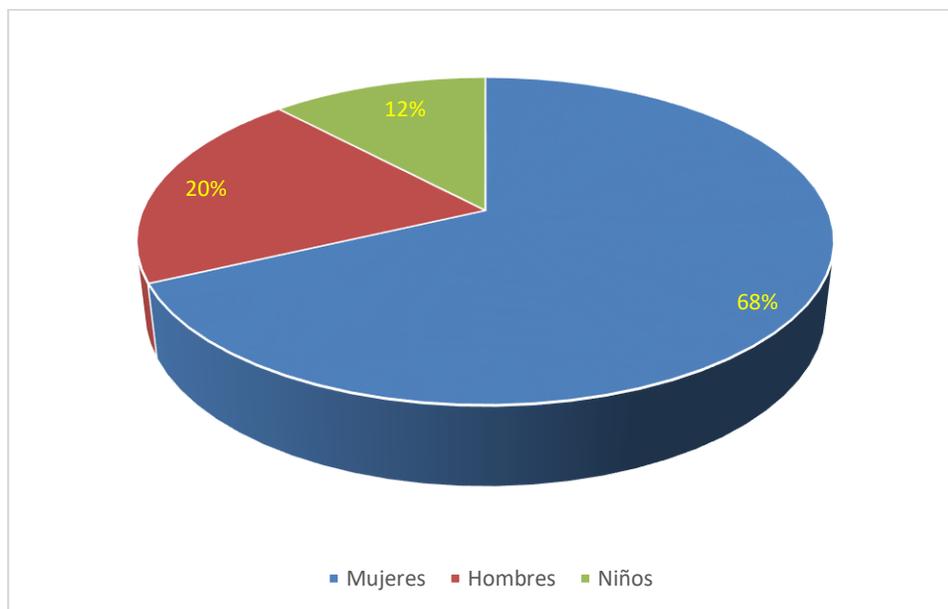


Gráfico 11: Distribución del trabajo en el hogar

Respecto a la situación de salud en los niños menores de 5 años de acuerdo con la tabla 12 y gráfico 12, se presenta con frecuencia parásitos, diarrea y enfermedades respiratorias cuyos valores alcanzan un 30%, la tos representó un 11%, mientras que no se presentó malaria y dengue.

Tabla 12: Enfermedades por rango de edad

Rango	Enfermedades	Rango de edades	%
< 5	Parásitos	24	30
	Diarrea	24	30
	Resfriados	24	30
	Tos	9	11
	Malaria	0	0
	Dengue	0	0
	Total	81	100
6 a 15	Parásitos	16	28
	Diarrea	15	26
	Resfriados	15	26
	Tos	11	19
	Malaria	0	0
	Dengue	0	0
	Total	57	100
16 a 25	Parásitos	7	28
	Diarrea	8	32
	Resfriados	8	32
	Tos	2	8
	Malaria	0	0
	Dengue	0	0
	Total	25	100
> 25	Parásitos	7	21
	Diarrea	6	18
	Resfriados	6	18
	Tos	14	42
	Malaria	0	0
	Dengue	0	0
	Total	33	100

Fuente: Elaboración propia

Así mismo en niños y adolescentes con edades de 6 a 15 años según la tabla 12 y el gráfico 12, las enfermedades parasitosis, diarrea y resfriados muestran un comportamiento similar siendo los valores 28%, 26% y 26% respectivamente. La tos se observó alcanzar un 19%, mientras la malaria y dengue no se presentaron.

En grupo de edad de 16 a 25 años la parasitosis, diarrea y resfriados se tuvieron los valores más altos siendo éstos de 28%, 32% y 32% respectivamente, la tos se redujo hasta un 8%, la malaria y dengue no se presentaron.

En las personas mayores de 25 años aún se presentó una alta frecuencia de parásitos, diarrea y resfriados, los cuales alcanzan 21%, 18% 18% respectivamente. La tos se presentó en casi todos los hogares con 42% según los encuestados. En este grupo al igual los anteriores la malaria y dengue no se presentaron.

Fueron notorias las altas frecuencias de parasitosis, diarrea y tos en todos los grupos de edad, se puede afirmar que al menos las primeras dos enfermedades está relacionadas con la mala calidad del agua que la población consume.

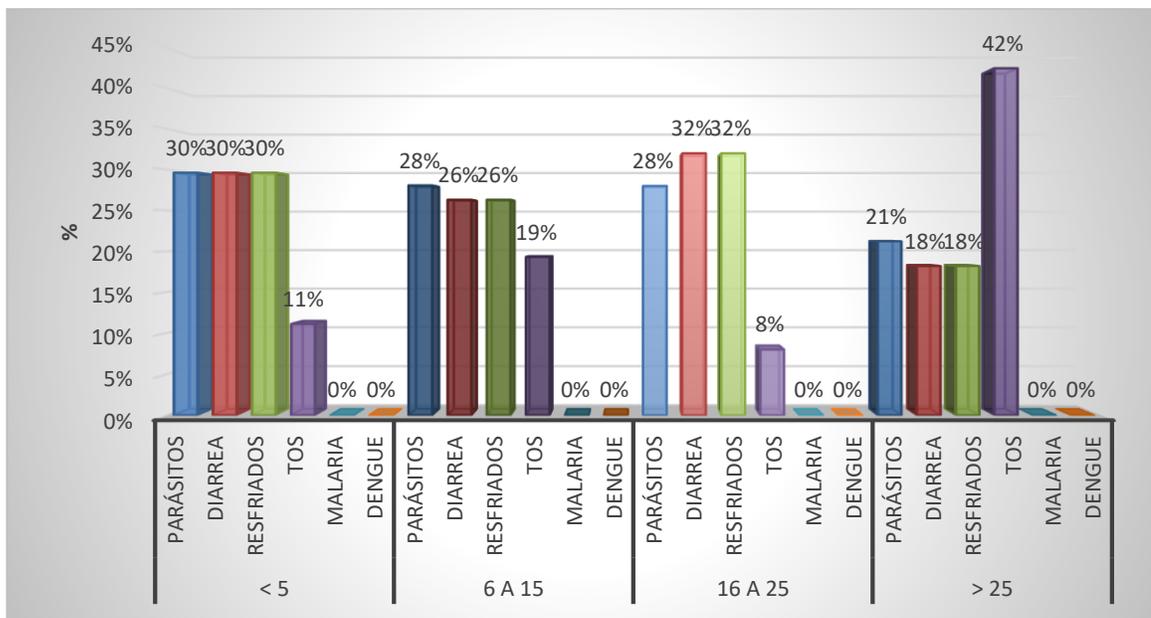
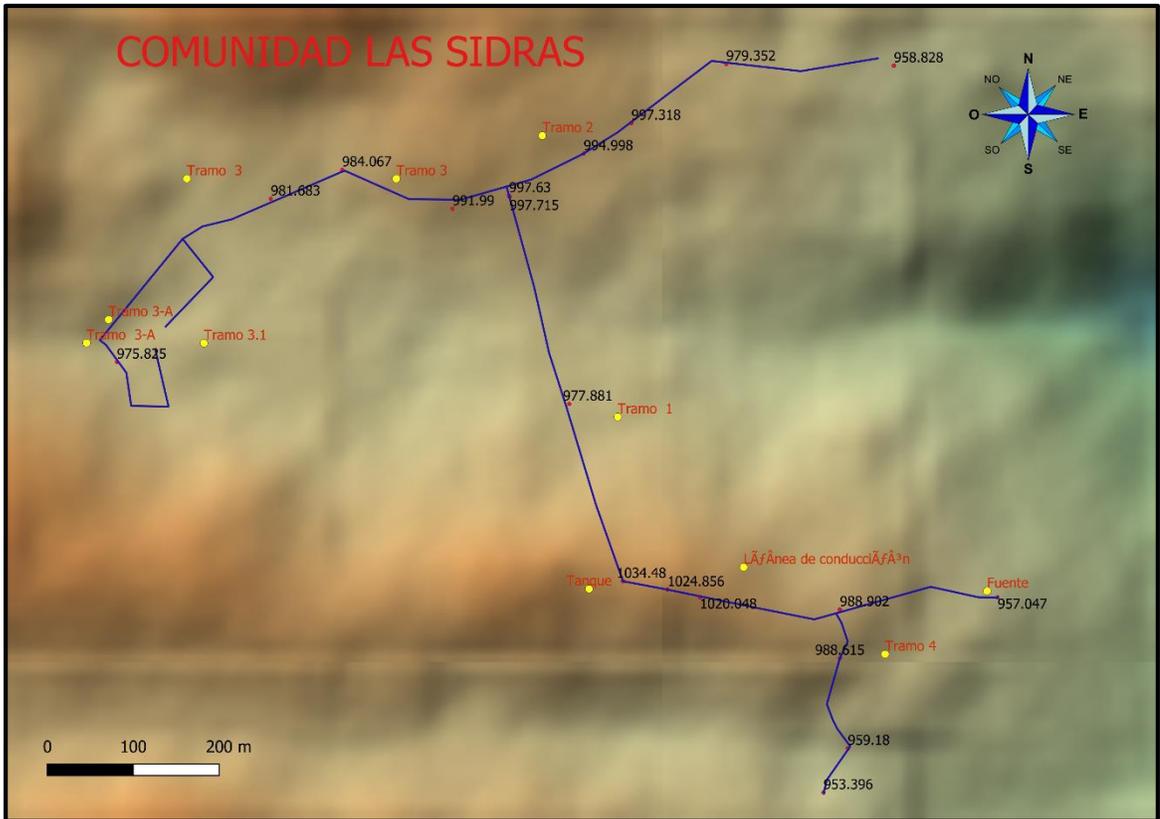


Gráfico 12: Distribución porcentual de las enfermedades por grupo de edad

5.2. Estudio topográfico

El estudio topográfico en la comunidad Las Sidras, se muestra en el anexo 6, en los planos topográficos lámina 1/20, se presentan la vista en planta con las curvas de nivel principales y perfiles de 6 tramos (láminas 2/20 a 7/20). Se hizo el levantamiento de 2,370.66 m lineales con estaciones cada 20m, partiendo de dos BM, coordenadas UTM: X = 582290.964 Y = 1425900.148 Z = 986.165; X = 582374.222 Y = 1425905.688 Z = 970.701 con Datum WGS 84 y SRC 32616, también se levantaron de 4 a 5 puntos por cada estación lo que permitió una mejor caracterización del relieve y los objetos presentes por donde se realizó el trazado del eje del levantamiento en los principales caminos internos de la comunidad.

Se encontró una elevación mínima de 960 msnm y una máxima de 1030 msnm, con desnivel de 70 m. El análisis de los perfiles del terreno (anexo 6 planos topográficos 2/20 a plano 7/20), mostró pendientes graduales, con pocas cimas y columpios, con la excepción del perfil anexo 6 planos topográficos 3/20, el cual mostró un terreno irregular, con una depresión importante a mediados del tramo 1, como se observa en la ilustración 3.



Ilustraci3n 3: Relieve de la comunidad Las Sidras

A continuaci3n, se presenta una lista de los 7 planos realizados en el estudio topogrÃfico, los cuales se presentan en el anexo 6.

Tabla 13: Lista de planos del estudio topográfico comunidad Las Sidras

Anexo 6 planos topográficos	# de Plano	Escala
Planta general	1/7	Escala 1:2000
Perfil línea de conducción	2/7	Escala V 1:1000 Escala H 1: 2000
Perfil tramo 1	3/7	Escala V 1:1000 Escala H 1: 2000
Perfil tramo 2	4/7	Escala V 1:1000 Escala H 1: 2000
Perfil tramo 3	5/7	Escala V 1:1000 Escala H 1: 2000
Perfil tramo 3 y 3.1	6/7	Escala V 1:1000 Escala H 1: 2000
Perfil tramo 4	7/7	Escala V 1:1000 Escala H 1: 2000

Fuente: Elaboración propia

5.3. Aforo de la fuente

Debido a que la fuente que se utilizó en el diseño del MABE es un manantial que se ubica en las coordenadas UTM 16P X = 582451.896 m, Y = 1425895.1414 m, Z=957.047 m, Datum WGS84 (anexo plano 9/21), se hizo un aforo con el método volumétrico, utilizando un recipiente de 22 litros, el cual se llenó 5 veces. Los tiempos de llenado y caudal se presentan en la tabla 14. El cálculo del caudal se hizo dividiendo cada volumen captado entre el tiempo de llenado y posteriormente promediando los resultados. En la última columna de la tabla 14 se presentan los caudales encontrados.

Tabla 14: Aforo de la fuente comunidad Las Sidras

No	Volumen (Litros)	Tiempo (s)	Q (L/s)
1	22	18	1.22
2	22	20	1.1
3	22	18	1.22
4	22	18	1.22
5	22	18	1.22
	22	18.40	$\bar{X} = 1.20$

Fuente: Elaboración propia

5.4. Calidad del agua

Los resultados de laboratorio indicaron valores de parámetros organoléptico y físicos - químicos dentro del rango de la norma CAPRE, excepto los valores de turbiedad, color verdadero y hierro cuyos valores fueron de 11.60 UNT, 58 mg/L (Pt-Co) y 0.5 mg/L respectivamente, los que fueron superiores a los valores máximos permitidos por la norma, como se observa en el anexo 2 (CAPRE, 1994, págs. 13-14 Cuadros #02, #03 y #04).

Así mismo los resultados de los parámetros bacteriológicos mostraron valores acordes con la norma de 2.4×10^2 NMP/100mL para coliforme total y 49 NMP/100mL para coliforme fecal (CAPRE, 1994, pág. 12 cuadro #01).

Con relación al arsénico y plomo estos mostraron valores en el rango que recomienda la norma con valores menores a 0.002 mg/L y 0.001 mg/L respectivamente (CAPRE, 1994, págs. 14, cuadro #05).

5.5. Diseño del acueducto

A continuación, se describe el proceso de diseño del acueducto que inicia con la población y período de diseño, continuando con los cálculos hidráulicos y finalizando con la realización de los planos de diseño (anexo 6 planos de diseño hoja 8/21 a 14/21).

5.5.1. Período de diseño

Basado en la norma rural (INAA, 1999a, pág. 15), se adoptó un período de diseño de 20 años recomendado para captaciones superficiales y manantiales.

5.5.2. Población de diseño

La población de diseño se calculó tomando en cuenta una tasa de crecimiento poblacional de 2.5%, debido a que, en la comunidad según datos de la alcaldía municipal de San Isidro, la tasa de crecimiento actualmente es de sólo 1.2%, lo cual según esta institución se debe a la migración del campo a la ciudad o a otros países.

Aplicando la ecuación 1, se encontró una población futura de 783 habitantes, la cual se tomará en consideración para los cálculos de demanda de agua potable de la comunidad. A continuación, se presenta el resultado para el último año del período de diseño. También en la tabla 15 se presentan los cálculos detallados.

$$P_f = P_o(1 + r)^n$$

$$P_f = 478 \left(1 + \frac{2.5}{100}\right)^{20}$$

$$P_f = 783 \text{ habitantes}$$

Tabla 15: Población futura comunidad Las Sidras

No	Años	P _f
0	2021	478
1	2022	490
2	2023	502
3	2024	515
4	2025	528
5	2026	541
6	2027	554
7	2028	568
8	2029	582
9	2030	597
10	2031	612
11	2032	627
12	2033	643
13	2034	659
14	2035	675
15	2036	692
16	2037	710
17	2038	727
18	2039	746
19	2040	764
20	2041	783

Fuente: Elaboración propia

5.5.3. Demanda

Para calcular la demanda se adoptó una dotación de 60 lppd como lo manda la norma rural para población con servicio de conexión domiciliar (INAA, 1999a, pág. 11).

5.5.3.1. Consumo doméstico

El cálculo del consumo doméstico se realizó aplicando la ecuación 2, obteniendo un resultado de 0.544 L/s, para el último día diseño como se muestra a continuación:

$$CD = \frac{P_f (\text{dotación})}{86400}$$

$$CD = \frac{783 \text{ hab (60 lppd)}}{86400 \text{ s}}$$

$$CD = 0.544 \text{ l/s}$$

5.5.3.2. Consumo institucional

El consumo industrial y comercial se omitió debido que es una zona rural dónde no existe, ni se prevé establecimientos comerciales ni industriales. Por lo anterior solo se calculó el consumo institucional, tomado en cuenta la escuela y puesto de salud existentes. Para el cálculo se aplicó el 7% al consumo doméstico, resultando para el consumo institucional o público un valor de 0.038 L/s.

5.5.3.3. Consumo promedio diario

El cálculo del consumo promedio diario (CPD) se hizo con la ecuación 3, resultando un valor de 0.582 L/s, como se muestra a continuación.

$$CPD = CD + CI$$

$$CPD = 0.544 \text{ l/s} + 0.038 \text{ l/s}$$

$$CPD = 0.582 \text{ l/s}$$

5.5.3.4. Fugas en el sistema

Las fugas en el sistema se calcularon aplicando el 20% al consumo promedio diario (CPD), de la cual resultó un valor de 0.116 L/s.

5.5.3.5. Consumo máximo diario (CMD)

El consumo máximo diario (CMD) el cual se utilizó para el diseño de la línea de conducción, sarta y columna de bombeo se calculó con la ecuación 4, resultado un valor de 0.99 L/s. Los cálculos se muestran a continuación.

$$CMD = 1.5 \text{ CPD} + \text{fugas}$$

$$CMD = 1.5 (0.582 \text{ l/s}) + 0.116 \text{ l/s}$$

$$CMD = 0.99 \text{ l/s}$$

5.5.3.6. Consumo máximo horario

El cálculo del consumo máximo horario (CMH), valor que se utilizó para el diseño de la red de distribución, se realizó con la ecuación 5, resultando un CMH de 1.57 L/s, como se muestra en los siguientes cálculos.

$$CMH = 2.5 CPD + fugas$$

$$CMH = 2.5 (0.582 \text{ l/s}) + 0.116 \text{ l/s}$$

$$CMH = 1.57 \text{ l/s}$$

5.5.4. Diseño hidráulico

Una vez obtenida la demanda, se procedió con el diseño hidráulico de la línea de conducción, partiendo del consumo máximo diario (CMD) de 0.99 L/s. El sistema de bombeo se hará desde un cárcamo de bombeo, el cual es abastecido por un manantial con caudal de 1.20 L/s como se indicó en el acápite aforo de la fuente.

Los cálculos se iniciaron con la columna de bombeo, seguida de la sarta y la línea de conducción. A continuación, se presenta los resultados del diseño.

5.5.4.1. Columna de bombeo en el pozo húmedo

De la norma rural (INAA, 1999a, págs. 22, Cuadro No 6.2), referente a relación diámetro columna de bombeo y caudal de bombeo, se adoptó un diámetro nominal de 75 mm, el cual corresponde tubería de comercial H°G° clase 40 de 3" con diámetro interno de 77.92mm.

Debido a que la fuente será un manantial, se diseñó una estación de bombeo con pozo húmedo (cárcamo de bombeo). Para calcular el volumen del pozo húmedo, la norma técnica para el diseño y potabilización del agua (INAA, 1999b, pág. 35), recomienda una capacidad mínima de 20 minutos de bombeo máximo.

Se adoptó para este caso 75 minutos de bombeo del consumo máximo diario (CMD) cuyo caudal es de 0.99 l/s, obteniendo un volumen de 4.455 m³ como se observa a continuación.

$$V = 75 \text{ min} \left(\frac{60 \text{ s}}{1 \text{ min}} \right) \left(0.99 \frac{\text{l}}{\text{s}} \right) \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ l}} = 4.455 \text{ m}^3$$

También se adoptó una profundidad total del cárcamo de bombeo de 2.66 m, en el cual diseñó una columna de bombeo de 1.38 m de tubería de 3" H°G° clase 40, la longitud de la bomba y motor sumergible en posición horizontal fue de 0.88 m y una distancia libre de la bomba al fondo del pozo fue de 0.25 m (anexo plano hoja 21/21).

Considerando una profundidad del agua en el pozo húmedo de 1 m que corresponde al nivel máximo del pozo y una anchura de 1.80 m con longitud de 2.50 m se tiene un volumen de 2.7 m³ de agua, la cual se llena en un tiempo de 37.5 min, con un caudal del manantial en la época de 1.2 L/s. En el anexo 6 planos típicos hoja 20/21 y hoja 21/21 se presenta la obra de toma en el manantial y cárcamo de bombeo del pozo húmedo.

Teniendo en cuenta la variación estacional es evidente que en la época de lluvias el nivel del pozo se alcance a un menor tiempo, debido a que los manantiales por lo general aumentan mucho su caudal en la época lloviosa.

Finalmente debido a que el caudal del manantial (1.2 L/s) es mayor que el caudal de la bomba (0.99 L/s), se espera que siempre se presente un caudal ecológico, el cual será mayor en la época de lluvias.

- **Cálculo de la velocidad de flujo**

La velocidad de flujo fue de 0.21 m/s, y se recomiendan para pozos húmedos velocidades entre 0.60 m/s y 0.90 m/s. No obstante, un menor valor en las velocidades de flujo representa menos turbulencia en el pozo, lo cual favorece el bombeo. Para el cálculo de la velocidad de flujo se utilizó la ecuación siguiente:

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

$$v = \frac{0.00099 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \frac{0.07792^2 \text{ m}}{4}}$$

$$v = 0.21 \text{ m/s}$$

- **Cálculo de las pérdidas por fricción**

Las pérdidas por fricción se calcularon mediante la ecuación 6 de Hazen-Williams, obteniéndose un resultado de 0.01m, como se observa a continuación:

$$h_f = \left(10.67 \frac{Q^{1.86}}{C^{1.86} D^{4.87}} \right) L$$

$$h_f = \left(10.67 \frac{0.00099 \text{ m}^3/\text{s}^{1.86}}{100^{1.86} 0.07792 \text{ m}^{4.87}} \right) 1.38 \text{ m}$$

$$h_f = 0.0018 \text{ m} \cong 0.002 \text{ m}$$

La norma establece como criterio de diseño para la columna de bombeo una pérdida de carga por fricción menor al 5% de la longitud, obteniéndose lo siguiente:

$$\text{Criterio} = L \frac{5}{100}$$

$$\text{Criterio} = 4 \frac{5 \text{ m}}{100}$$

$$\text{Criterio} = 0.2 \text{ m}$$

Cómo las pérdidas de carga por fricción fueron de 0.002 m y el criterio de diseño fue de 0.2 m, se observa que las pérdidas por fricción son menores al criterio, por tanto, se confirma que diseño es satisfactorio.

5.5.4.2. Sarta

El diseño del diámetro de la sarta de basó en el consumo máximo diario (CMD) y la norma rural (INAA, 1999a, pág. 24 Cuadro 6.4), la cual es la relación del caudal y diámetro. Por tanto, debido que el caudal de diseño fue de 0.99 L/s se adoptó un diámetro de nominal de 55 mm que corresponde a un diámetro comercial de 2" H°G° clase 40 con diámetro de 52.18 mm. También se adoptó una longitud de sarta de 6 m, como muestra en el anexo plano típico sarta hoja 1/6.

- **Cálculo de la velocidad de flujo**

La velocidad de flujo se calculó con la ecuación siguiente, siendo esta de 0.46 m/s, como se observa a continuación:

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

$$v = \frac{0.00099 \text{ m}^3/\text{s}}{3.1416 \frac{0.05218\text{m}^2}{4}}$$

$$v = 0.46 \text{ m/s}$$

- **Pérdida por fricción**

La pérdida por fricción en la sarta se calculó con la ecuación 6 de Hazen – Williams, obteniéndose un valor de 0.04m. A continuación, se presentan los cálculos:

$$h_f = \left(10.67 \frac{Q^{1.86}}{C^{1.86} D^{4.87}} \right) L$$

$$h_f = \left(10.67 \frac{0.00099\text{m}^3/\text{s}^{1.86}}{100^{1.86} 0.05218^{4.87}} \right) 6 \text{ m}$$

$$h_f = 0.055\text{m}$$

- **Pérdidas locales**

Para el cálculo de las pérdidas locales primero se obtuvieron los coeficientes de pérdidas locales de los accesorios de la sarta los que se presentan en la tabla 16, posteriormente se aplicó la ecuación 6, encontrándose un valor para las pérdidas locales de 0.12 m como se muestra a continuación:

Tabla 16: Coeficientes de pérdida para accesorios de la sarta

LOCALES	CANTIDAD	K	Kt
Tee línea 2" H°G°	1	0.3	0.3
Tee salida lateral 2" H°G°	1	1.8	1.8
Codo 2" H°G° 45°	2	0.4	0.8
Válvula Compuerta de acero inoxidable 2" clase 150	1	0.2	0.2
Válvula no retorno de acero inoxidable 2" clase 150	1	2.5	2.5
Unión Dresser hierro dúctil 2" PN10	1	0.3	0.3
Medidor volumétrico 2"	1	5	5
Unión concéntrica Hierro dúctil bridada 2 x 1 ½"	1	0.3	0.3
Reducción excéntrica Hierro dúctil bridada 3 x 2"	1	0.15	0.15
			11.35

$$h_l = \sum_{i=1}^n K_i \left(\frac{v^2}{2g} \right)$$

$$h_l = 11.35 \left[\frac{\left(0.46 \frac{m}{s}\right)^2}{2 \left(9.81 \frac{m}{s^2}\right)} \right]$$

$$h_l = 0.12 \text{ m}$$

- **Pérdida total en la sarta**

La pérdida de carga total en la sarta fue de 0.16 m, la cual es la suma de las pérdidas por fricción y pérdidas locales, como se muestra a continuación:

$$h_{sarta} = h_f + h_l$$

$$h_{sarta} = 0.055 \text{ m} + 0.12 \text{ m}$$

$$h_{sarta} = 0.175 \text{ m}$$

5.5.4.3. Línea de impulsión

La línea de impulsión se presenta en el anexo 6 planos de diseño hoja 8/20 y 9/20, en el primero se muestra la planta general y el segundo detalle del plano perfil. Los cálculos del diseño se muestran a continuación.

- **Selección del diámetro**

Se le llama línea de impulsión al tramo desde la sarta o descarga hasta el tanque de almacenamiento. El diámetro de la misma se calculó con la ecuación 9 similar a la de Bresse, resultando un diámetro teórico de 0.04m, a partir del cual se seleccionó un diámetro comercial en tubería PVC de 1 ½" SDR 26 norma ASTM 2241, que corresponde a un diámetro interno de 44.6 mm. El diámetro seleccionado para el diseño asegura una velocidad mínima de flujo de 0.62 m/s como lo establece la norma (INAA, 1999b, pág. 53 Inciso 7.11.4 velocidad de diseño). Desde el punto de vista económico seleccionar un diámetro menor por su menor costo supondría incumplir, un criterio hidráulico por el cual la velocidad no debe ser menor 0.6 m/s y un criterio normativo que manda diámetros mínimos 1 ½". Los resultados de los cálculos presentan a continuación:

$$D = 0.9 Q^{0.4}$$

$$D = 0.9 (0.00099 m^3/s)^{0.4}$$

$$D = 0.040 m$$

Diámetro comercial adoptado PVC SDR 26 1 ½" norma 2241, DI = 44.6 mm

- **Velocidad de flujo**

La velocidad de flujo fue de 0.62 m/s y los cálculos se presentan a continuación:

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

$$v = \frac{0.00099 m^3/s}{\frac{\pi (0.0446 m)^2}{4}}$$

$$v = 0.62 m/s$$

- **Pérdida por fricción en la línea de impulsión**

Las pérdidas de carga por fricción en la línea de impulsión se calcularon con la ecuación 7, de Hazen – Williams, dando un resultado de 4.73 m, como se describe a continuación:

$$h_{fimpulsión} = 10.67 \frac{Q^{1.86}}{C^{1.86} D^{4.87}} L$$

$$h_{fimpulsión} = 10.67 \frac{0.00099 \text{ m}^3/\text{s}^{1.86}}{150^{1.86} 0.0446 \text{ m}^{4.87}} 449.12 \text{ m}$$

$$h_{fimpulsión} = 4.73 \text{ m}$$

- **Carga dinámica total**

El cálculo de la carga dinámica total (CDT) toma en cuenta la carga estática que es la diferencia de la cota en la descarga del tanque y la cota del nivel dinámico del pozo húmedo, que en este caso fue de $H_e=83.93 \text{ m}$, más las pérdidas en la columna de bombeo, pérdidas en la sarta y pérdidas en la línea de impulsión. Para el cálculo se utilizó la ecuación 10. A continuación se presenta el resultado:

$$CDT = H_e + h_{columna} + h_{sarta} + h_{fimpulsión}$$

$$CDT = 83.93\text{m} + 0.002\text{m} + 0.175\text{m} + 4.73\text{m}$$

$$CDT = 88.837 \text{ m}$$

5.5.4.4. Golpe de ariete

El cálculo de la sobre presión por efecto del golpe de ariete se inició con el cálculo de la celeridad de la onda de presión utilizando la ecuación 11. Teniendo en cuenta un módulo de elasticidad del PVC, $\varepsilon = 2.81 \times 10^8 \text{ Kg/m}^2$ (AMANCO, 2006, pág. 31) se tiene:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}}$$

$$K = \frac{10^{10}}{\varepsilon}$$

$$a = \frac{9900 \text{ m/s}}{\sqrt{48.3 + \left(\frac{10^{10} \text{ Kg/m}^2}{2.81 \times 10^8 \text{ Kg/m}^2} \right) \frac{48.3 \text{ mm}}{1.85 \text{ mm}}}}$$

$$a = 328.9 \text{ m/s}$$

El tiempo de parada se calculó con la ecuación 12 de Mendiluce, resultado un valor de 1.7 s, las tablas 17 y 18, presentan los valores de K y C de la ecuación antes mencionada.

Tabla 17: Valores de C según la gradiente hidráulica

i	C
< 20%	1
≈ 25%	0.8
≈ 30%	0.6
≈ 40%	0.4
> 50%	0

Fuente: Escuela Universitaria de Ingeniería Agrícola de Ciudad Real

Tabla 18: Valores K según la longitud de la línea de conducción

L (m)	K
< 500	2
≈ 500	1.75
500 < L < 1500	1.5
≈ 1500	1.25
> 1500	1

Fuente: Escuela Universitaria de Ingeniería Agrícola de Ciudad Real

$$T = C + \frac{K L v}{g H_m}$$

$$T = 1 + \frac{2 (449.12 \text{ m}) 0.63 \text{ m/s}}{9.81 \text{ m/s}^2 (88.837 \text{ m})}$$

$$T = 1.649 \text{ s}$$

Tomando en cuenta que el tiempo de recorrido de la onda de presión es $t = \frac{2L}{a}$, se tiene un tiempo de 2.7 s, como se muestra a continuación:

$$t = \frac{2(449.12)m}{328.9 \text{ m/s}} = 2.7 \text{ s}$$

Debido a que el tiempo de parada de la válvula es menor que el tiempo de recorrido de la onda de presión se tiene un cierre rápido.

$$T = 1.7 \text{ s} < t = 2.7 \text{ s} : \text{ cierre rápido}$$

También se calculó la longitud crítica $L_c = \frac{aT}{2}$, teniendo ésta un valor de 271.8 m como se indica a continuación:

$$L_c = \frac{328.9 \text{ m/s} (1.7 \text{ s})}{2} = 271.8 \text{ m}$$

Siendo que la longitud crítica es menor que la longitud de la línea de conducción, se tiene una impulsión larga como se observa:

$$L_c = 271.8 \text{ m} < L = 449.12 \text{ m} : \text{ es impulsión larga}$$

Ahora debido a que se tiene una instalación con tipo de cierre rápido en impulsión larga se adopta para el cálculo de sobrepresión la ecuación de 14 de Allievi, dando como resultado 21.20 m como se describe a continuación:

$$\Delta H = \frac{a v}{g}$$

$$\Delta H = \frac{328.9 \text{ m/s} (0.63 \text{ m/s})}{9.81 \text{ m/s}^2}$$

$$\Delta H = 21.20 \text{ m}$$

La presión total en el sistema se calculó sumando la carga hidrostática de 83.93 m a la sobrepresión con valor de 21.20 m, resultando una presión total de 105.2 m o 149.30 psi. Debido a que la tubería de conducción se diseñó con PVC 1 ½" SDR 26, con resistencia de 160 psi, se deduce que la tubería resistirá la sobre presión causada por el golpe de ariete, siendo por tanto un diseño adecuado.

En la ilustración 4, se presentan, las diferentes cargas, las sobrepresión, longitud y longitud crítica, características de cierre rápido e impulsión larga.

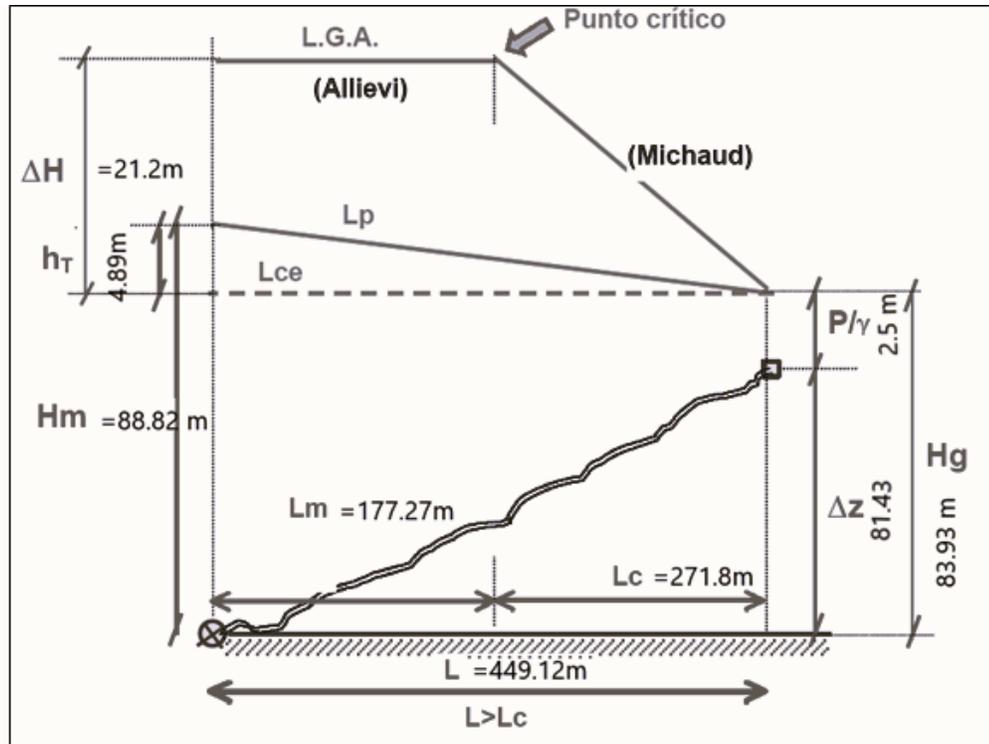


Ilustración 4: Gráfico de presiones, sobrepresión, longitud crítica

5.5.4.5. Potencia de la bomba

Basados en el caudal del consumo máximo diario (CMD) a 10 y 20 años atendiendo a la vida útil de las bombas y sus respectivas cargas dinámicas (CDT) se calculó con la ecuación 15 la potencia de las mismas, resultando una potencia teórica de 1.26 Hp y 1.65 Hp respectivamente. A continuación, se presentan los cálculos.

$$P = \frac{\gamma H Q}{0.7 (746)}$$

$$P = \frac{9810 \frac{N}{m^3} (87.03 m) 0.00077 m^3/s}{0.7 (746)}$$

$$P = 1.26 \text{ Hp, teórica a los 10 años}$$

$$P = \frac{9810 \frac{N}{m^3} (88.82 m) 0.00099 m^3/s}{0.7 (746)}$$

$P = 1.65 \text{ Hp}$, teórica a los 20 años

5.5.4.6. Selección de la bomba

Se seleccionaron dos bombas comerciales con potencias ligeramente superior a las calculadas anteriormente. Para los primeros 10 años de operación se optó por una bomba Franklin Electric serie 4400 Tri-Seal 4" sumergible de 1.5 Hp que producirá 0.95 L/s (15 GPM), y para finalizar el período de diseño en los siguientes 10 años se optó por una bomba Franklin Electric 4400 Tri-Seal 4" sumergible de 2 Hp la cual producirá 1.07 L/s (17 GPM). En la ilustración 5 y 6, se observa la relación caudal vs. carga de las dos bombas seleccionadas.

Curva de Rendimiento Tri-Seal de 15 GPM

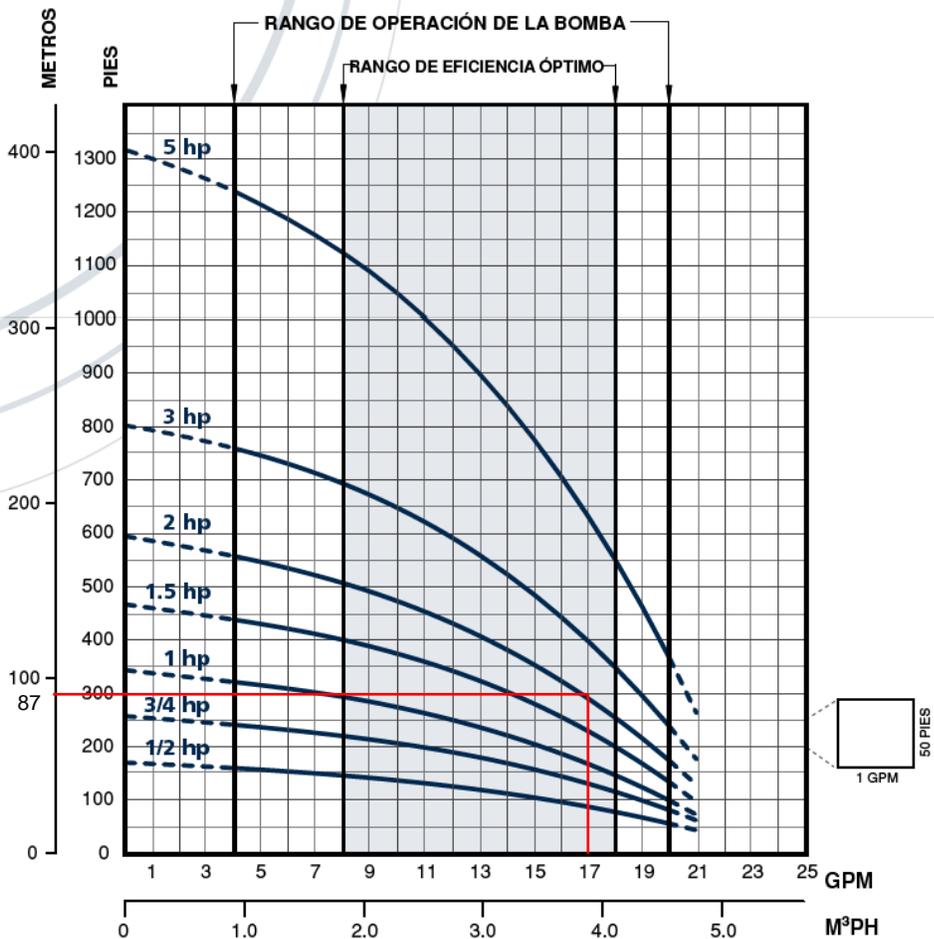
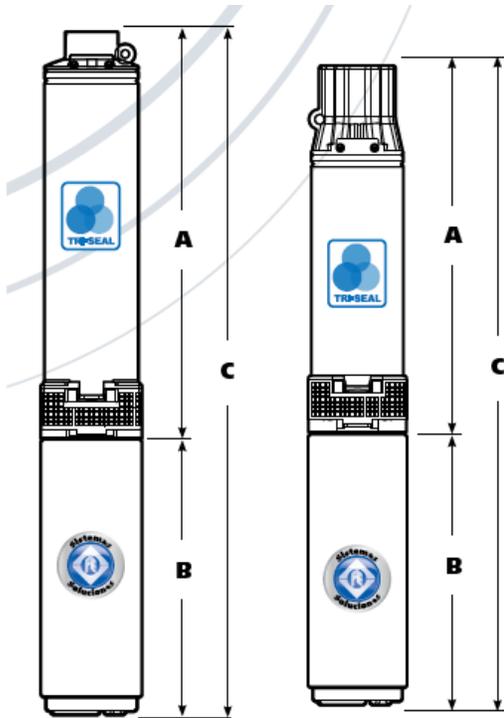


Ilustración 5: Curva de rendimiento Tri-Seal 15 GPM



Notas: Todas las longitudes están en pulgadas
 Todos los pesos están en libras
 El diámetro máximo con guardacable es de 3.90"

Acero Inoxidable con motores de 3-Hilos

GPM	HP	Etapas	A	B	C	PESO PE	PESO PMA
15	1/2	4	10.64	9.51	20.15	7	25
	3/4	6	12.39	10.64	23.03	8	27
	1	8	14.14	11.73	25.87	9	30
	1.5	11	16.85	13.60	30.45	10	33
	2	14	19.57	15.10	34.67	15	N/A
	3	19	26.17	19.04	45.21	16	N/A
5	31	37.00	29.19	66.19	18	N/A	

Ilustración 6: Características de la bomba

5.5.4.7. Tanque de almacenamiento

- **Volumen del tanque**

De acuerdo con la norma para sector rural el volumen de almacenamiento lo componen la suma de un 15% del consumo promedio diario (CPD) llamado volumen compensador y un 20% del consumo promedio diario llamado volumen de reserva, en total se le aplica un 30% al consumo promedio diario por 16 horas de bombeo. Según lo anterior con un CPD de 0.582 L/s, para último día del período diseño se encontró un volumen de 11.73 m³, como se indica a continuación.

$$V = CPD \frac{m^3}{s} \left(\frac{35}{100} \right) 16 \text{ hr} \frac{3600 \text{ s}}{1 \text{ hr}}$$

$$V = 0.000582 \frac{m^3}{s} \left(\frac{35}{100} \right) 16 \text{ hr} \frac{3600 \text{ s}}{1 \text{ hr}}$$

$$V = 11.73 \text{ m}^3$$

- **Tipo de tanque**

Se adoptará dos tanques de 6 m³ para almacenar un total de 12 m³, los tanques serán de polietileno de alta densidad con una altura de 2.05 m y diámetro de 2.22 m con tapa tipo C de 0.45m (anexo 6 planos típicos hoja 20/20). El tanque será instalado sobre el suelo en las coordenadas UTM 16P: X = 582015.792 m Y = 1425914.019 m Z= 1033.885 m, con DATUM WGS 86.

5.5.4.8. Desinfección

La capacidad de cloro se calculó basado en la norma (INAA, 1999b, págs. 96-97) y con la ecuación 16, cuyo resultado detallado se presenta en la tabla 19, el cálculo de capacidad de cloro fue 0.12 Kg Cloro/día como se muestra a continuación:

$$Ca = \frac{Q C}{1000}$$

$$Ca = \frac{57.024 \frac{m^3}{día} \cdot 2.1 \text{ gr cloro/L}}{1000}$$

$$Ca = 0.12 \text{ Kg/día}$$

El cloro se aplicará mediante inyección con bomba en la sarta a una tasa de 0.49 L/h durante 16 horas (anexo 7 planos típicos hoja 1/6).

Tabla 19: Capacidad de cloro

Descripción	Cantidades	UDM
Requerimiento según la norma		
Hipo cloración para capacidades menores	1	Kg/día
Caudales como máximo	8.2	L/s
Para Q del proyecto	0.99	L/s
Requerimiento	0.12	Kg/día
Concentración hipoclorito comercial	130	gr/L
Volumen necesario de hipoclorito comercial concentrado 130 gr/L	0.92	L/día
Cálculo de la capacidad		
Bombeo	16	h por día
Volumen x día	57024	L
Q	57.024	m ³ /día
(Dosis de cloro a aplicar) Concentración hipoclorito	2.1	mg/L
(Ca) Capacidad	0.12	Kg Cloro/día
Forma de aplicación		
Dilución en agua limpia:	7.97	L
Concentración de la solución de hipoclorito	1.5%	La norma dice de 1% al 3%
Aplicación de la solución de cloro	0.498	L/h

Fuente: Elaboración propia

5.5.5. Simulación hidráulica con EPANET

La simulación con EPANET se hizo en todo el sistema y accesorios. La simulación se basó en los criterios de diseño presentes en la norma, buscan el cumplimiento de los mismos en las velocidades entre 0.40 - 2 m/s y presiones de 5 - 50 m.

5.5.5.1. Configuración

Previo a la simulación EPANET se configuró para cálculos de pérdidas de carga con Hazen-Williams, caudal en L/s y resto de variables en el sistema internacional.

5.5.5.2. Simulación del sistema en el capítulo diseño hidráulico

Los datos de longitudes y cotas se tomaron del estudio topográfico (anexo 6 planos topográficos hojas 1/21 -7/21), la carga dinámica, caudal, longitud de la columna de bombeo, sarta y la línea de impulsión, así como los respectivos diámetros se tomaron de los resultados de los capítulos 6.5.4 denominado “Diseño hidráulico”, previamente realizados en el presente estudio.

Con toda la información antes indicada se realizó la simulación de todo el sistema, basada en una bomba teórica con caudal 0.99 L/s y altura manométrica de 88.82 m, los resultados se describen a continuación:

En la ilustración 7 se observa una velocidad de 0.63 m/s en la línea de conducción, la cual cumple con el rango mínimo para línea de conducción que es de 0.60 m/s según la norma (INAA, 1999b, pág. 53),

Así mismo se presentan las velocidades de los diferentes tramos de la red de distribución, observándose que en el tramo 1 y tramo 3, las velocidades fueron 0.88 m/s y 0.52 m/s respectivamente, por lo que ambos tramos cumplen con el criterio de diseño, el cual recomienda un mínimo 0.40 m/s y un máximo de 2 m/s (INAA, 1999a, pág. 16).

Por otra parte, los tramos 2, tramo 3A, tramo 3A-1 y tramo 4 presentaron velocidades de 0.24 m/s, 0.19 m/s, 0.13 m/s y 0.12 m/s respectivamente las

cuales son inferiores a lo indicado en la norma, por tanto, en el diseño se incluirán válvulas de limpieza para evitar la sedimentación en ellas.

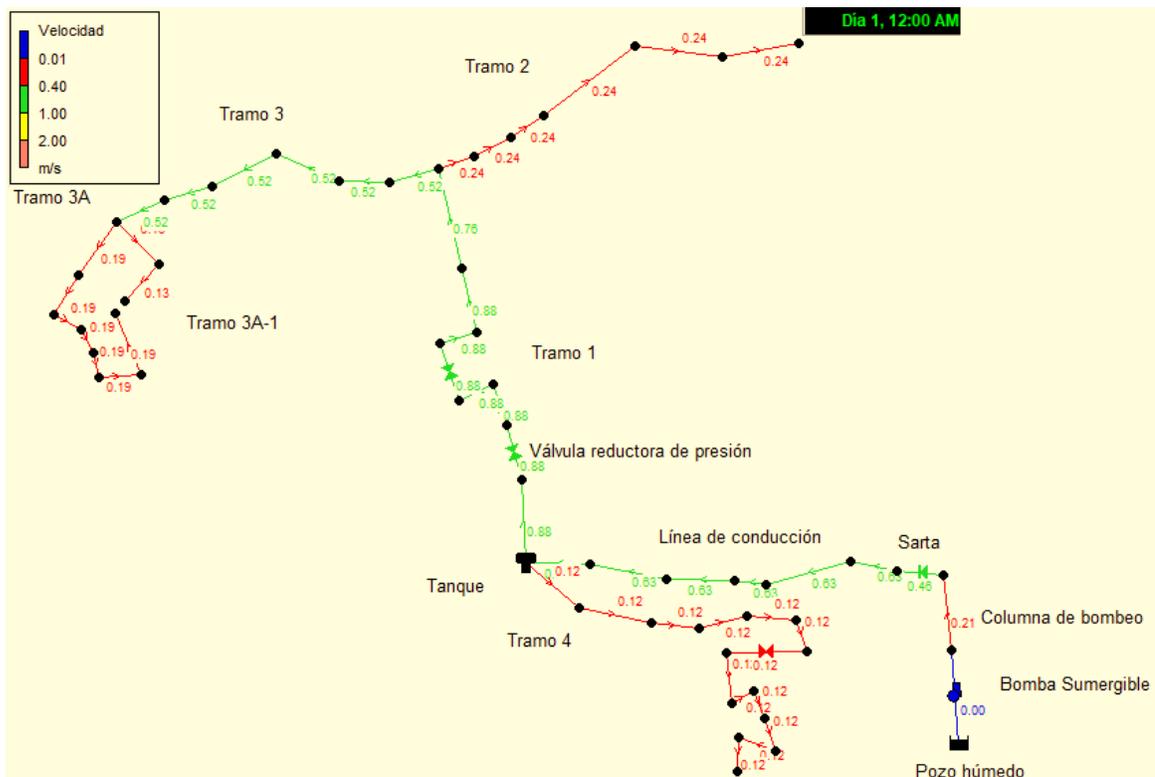


Ilustración 7: Velocidades en la red de distribución

En la ilustración 8 se observa que en todos los tramos de red se cumple con las presiones que recomienda la norma (INAA, 1999a, pág. 16), variando éstas con un mínimo de 5.00 m en el tramo 2 y un máximo de 48.96 m en el tramo 1.

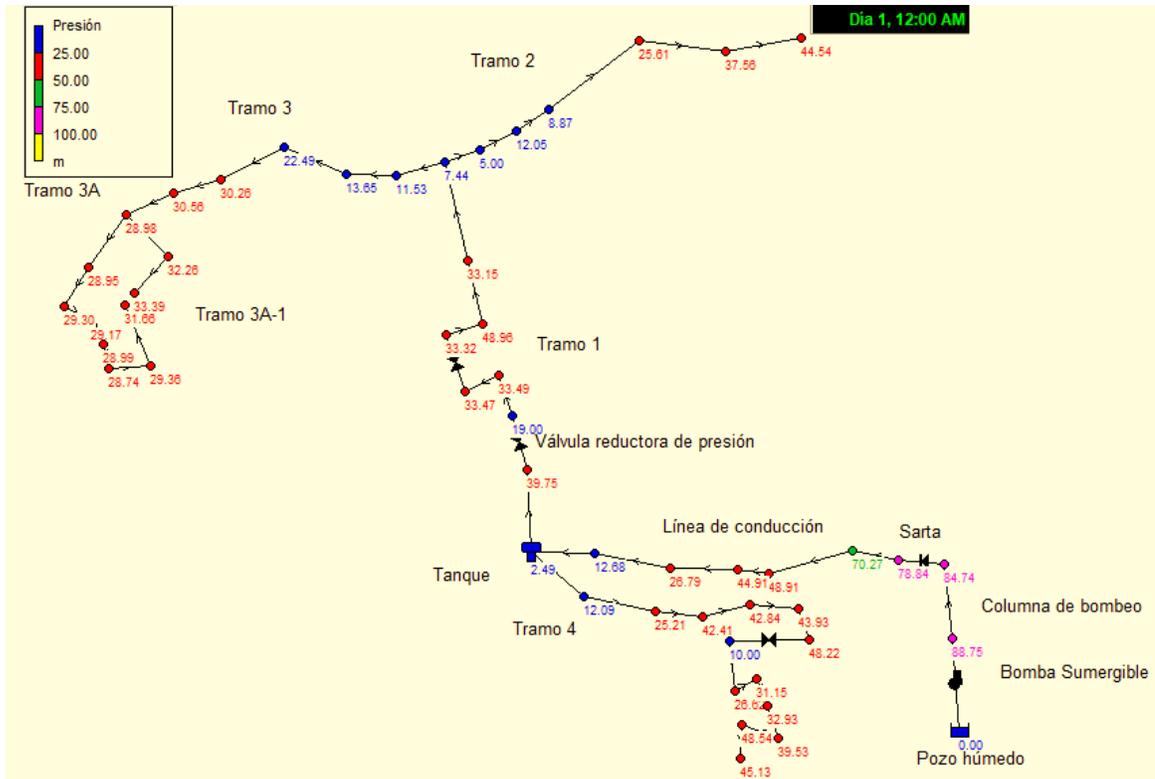


Ilustración 8: Presiones en la red de distribución

5.5.5.3. Simulación de la línea de conducción con bomba teórica

Concluida la simulación con el caudal máximo diario (CMD) de 0.99 L/s se observó que la presión manométrica total fue de 88.75 m (Ilustración 8), resultado similar 88.82 m que fue calculado en el inciso 6.5.4.3 del acápite carga dinámica total.

5.5.5.4. Simulación de la línea de conducción con bomba comercial

Posteriormente se hizo una simulación con la bomba comercial Franklin Electric 4400 Tri-Seal 4" sumergible de 2 Hp que fue seleccionada para el último día de diseño, con capacidad de 1.07 L/s con altura manométrica de 88.82 m, cuyos resultados se presentan en la ilustración 9, donde se observan las presiones en la línea de conducción, siendo la mayor 89.40 m que corresponde a la carga dinámica total y la menor de 2.49 m en el tanque de almacenamiento.

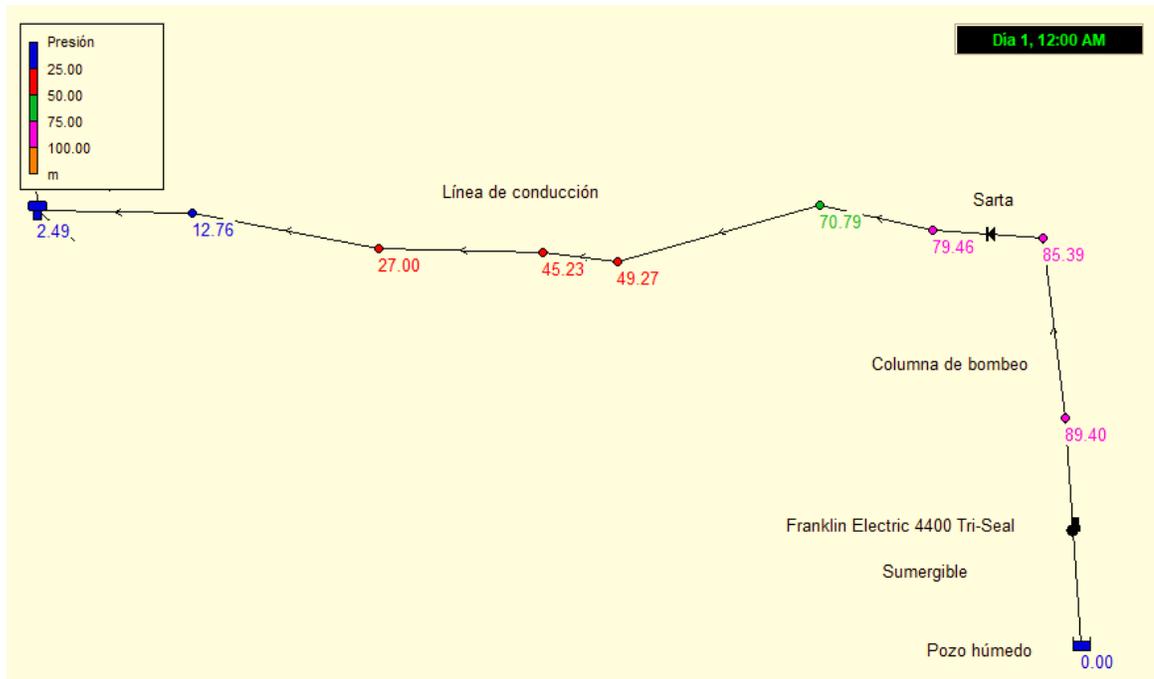


Ilustración 9: Línea de conducción

Los valores de la simulación basados en la curva característica de la bomba comercial Franklin Electric 4400 Tri-Seal 4" sumergible de 2 Hp se presentan a continuación:

- **Caudales y velocidades**

La línea de conducción con una longitud total 456.42 m en la simulación mostró un caudal de 1.06 L/s con velocidad de flujo en la columna de bombeo de 0.22 m/s, en la sarta de 0.50 m/s y en la línea de impulsión 0.68 m/s, los detalles se presentan en la tabla 20, observándose además los diámetros y pérdidas de carga por tramos.

Tabla 20: Características hidráulicas de la línea de conducción

Tuberías	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad	Caudal L/s	Velocidad m/s	Pérd. m/Km	Unit.
col1	1.30	77.92	100	1.06	0.22	1.64	
Cp1, SARTA	6	52.18	100	1.06	0.5	35.01	
Cp2	74.4	44.6	150	1.06	0.68	11.71	
Cp3	116.2	44.6	150	1.06	0.68	11.71	
Cp4	26.52	44.6	150	1.06	0.68	11.71	
Cp5	85.72	44.6	150	1.06	0.68	11.71	
Cp6	91.29	44.6	150	1.06	0.68	11.71	
Cp7	54.99	44.6	150	1.06	0.68	11.71	
Bom2				1.06		-89.4	
Total LINEA	456.42						

Fuente: Elaboración propia

- **Presiones**

En el nodo col1 que corresponde a la presión de la bomba se observa una presión 89.4 m, que corresponde a la altura manométrica del sistema de bombeo, además se presenta en la tabla 21 las presiones decrecientes, así como las alturas piezométricas hasta llegar al tanque.

Tabla 21: Presiones en la línea de conducción

Nodos	Cota m	Demanda Base L/s	Altura m	Presión m
mbal2 (Embalse)	953.047		953.05	0.00
col1 (Bomba)	953.047	0	1042.45	89.40
Cn1	957.047	0	1042.44	85.39
Cn2	962.768	0	1042.23	79.46
Cn3	970.57	0	1041.36	70.79
Cn4	990.728	0	1040.00	49.27
Cn5	994.453	0	1039.69	45.23
Cn6	1011.686	0	1038.68	27.00
Cn7	1024.856	0	1037.61	12.76
Tanque	1034.480		1036.97	2.49

Fuente: Elaboración propia

- **Perfiles**

También se presentan los perfiles correspondientes al terreno natural, línea piezométrica y presiones.

En la ilustración 10 se observa que el terreno presenta una pendiente homogénea positiva con relación al tanque, adecuado para el diseño de la línea de conducción por bombeo.

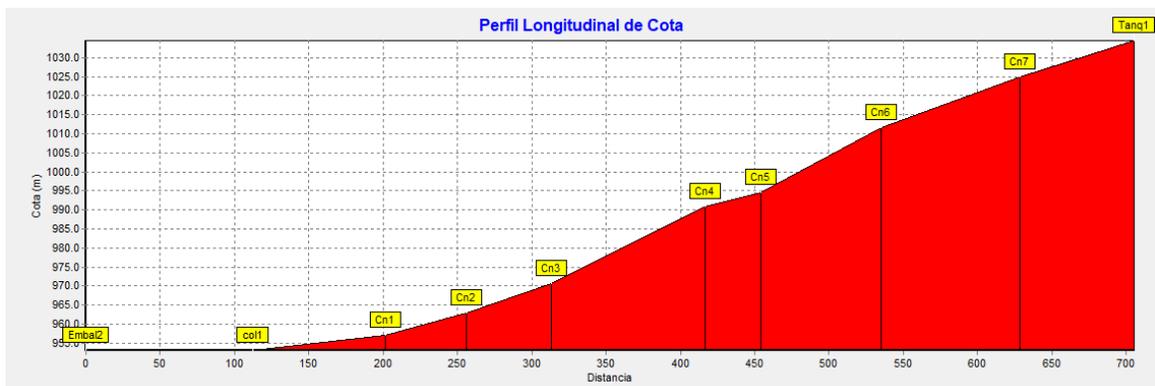


Ilustración 10: Terreno natural línea de conducción

La ilustración 11 muestra el efecto de la presión manométrica de la bomba entre los nodos embalse (Enba2) y columna de bombeo (col1), el efecto en la sarta y luego gradiente hidráulica del sistema hasta llegar al tanque.

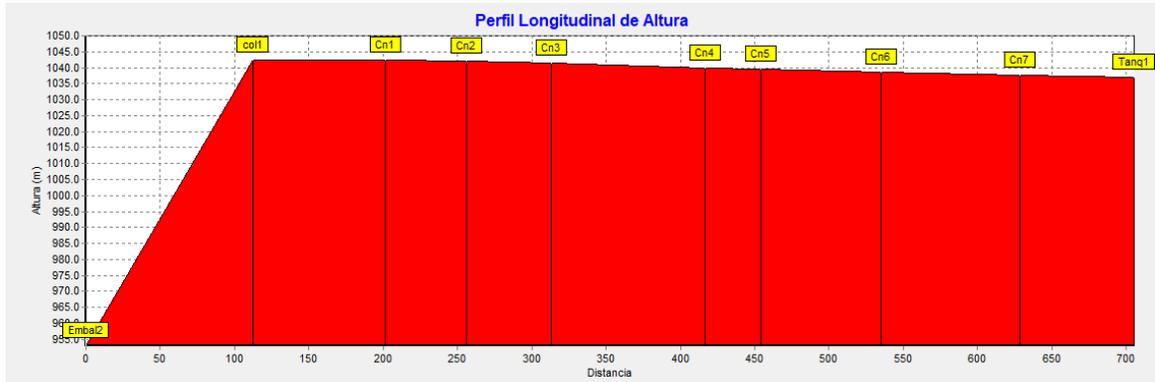


Ilustración 11: Línea piezométrica de la línea de conducción

En la ilustración 12 se describen las presiones, siendo las máximas en la columna de bombeo, bajando gradualmente en la sarta, hasta llegar al tanque de almacenamiento con una presión mínima.

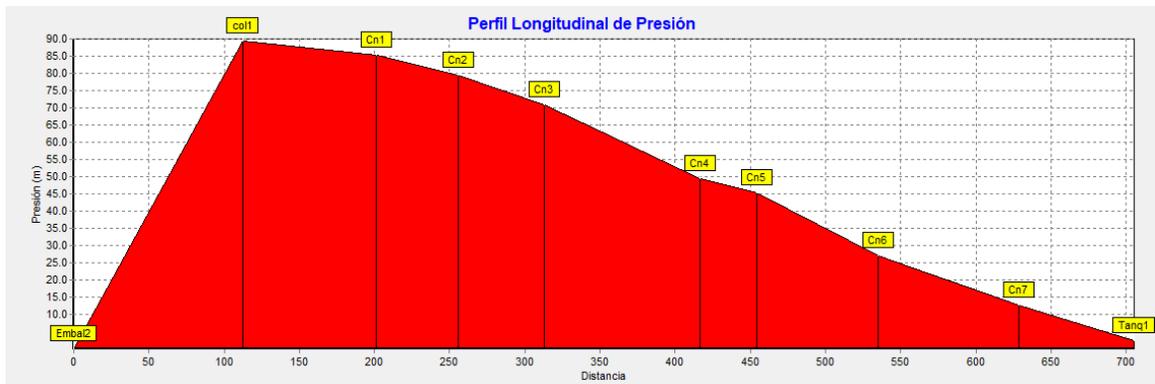


Ilustración 12: Presiones en la línea de conducción

5.5.5.5. Simulación de la red con demanda máxima horaria

Los resultados de la simulación la red abierta por gravedad con longitud de 2,797.665 m, diseñada con tubería PVC SDR 26 1 ½" (anexo 6 planos de diseño hoja 8/21 a hojas 14/21) se presentan a continuación.

Atendiendo a la distribución de las viviendas en la comunidad, se dividió la red en 6 tramos, a los cuales se le asignó proporcionalmente caudales en nodos

concentrados, cuya sumatoria corresponde al consumo máximo horario (CMH) como se muestra en la tabla 22. Los caudales antes mencionados sirvieron para rellenar el campo de la demanda base de la simulación EPANET.

Tabla 22: Caudales concentrados por tramos

Red	Viviendas	Q (L/s)
R1	12	0.19
R2	24	0.38
R3	20	0.31
R3A	19	0.3
R3A-1	12	0.2
R4	12	0.19
CMH	99	1.57

Fuente: Elaboración propia

Seguidamente se presentan las velocidades y presiones en todos los tramos de red en que se dividió el acueducto.

- **Tramo 1**

El tramo 1 diseñado con PVC SDR 26 1 ½" para abastecer a 12 viviendas tiene una longitud de 494.34 m, la topología de la mismas se observa en la ilustración 13 donde además se presentan las presiones, las cuales fueron de 2.49 m en el tanque de almacenamiento, seguida de presiones de 39.75 m a 48.96 m en la zona más baja del tramo 1, por lo que todas cumplen con la norma (INAA, 1999a, pág. 16).

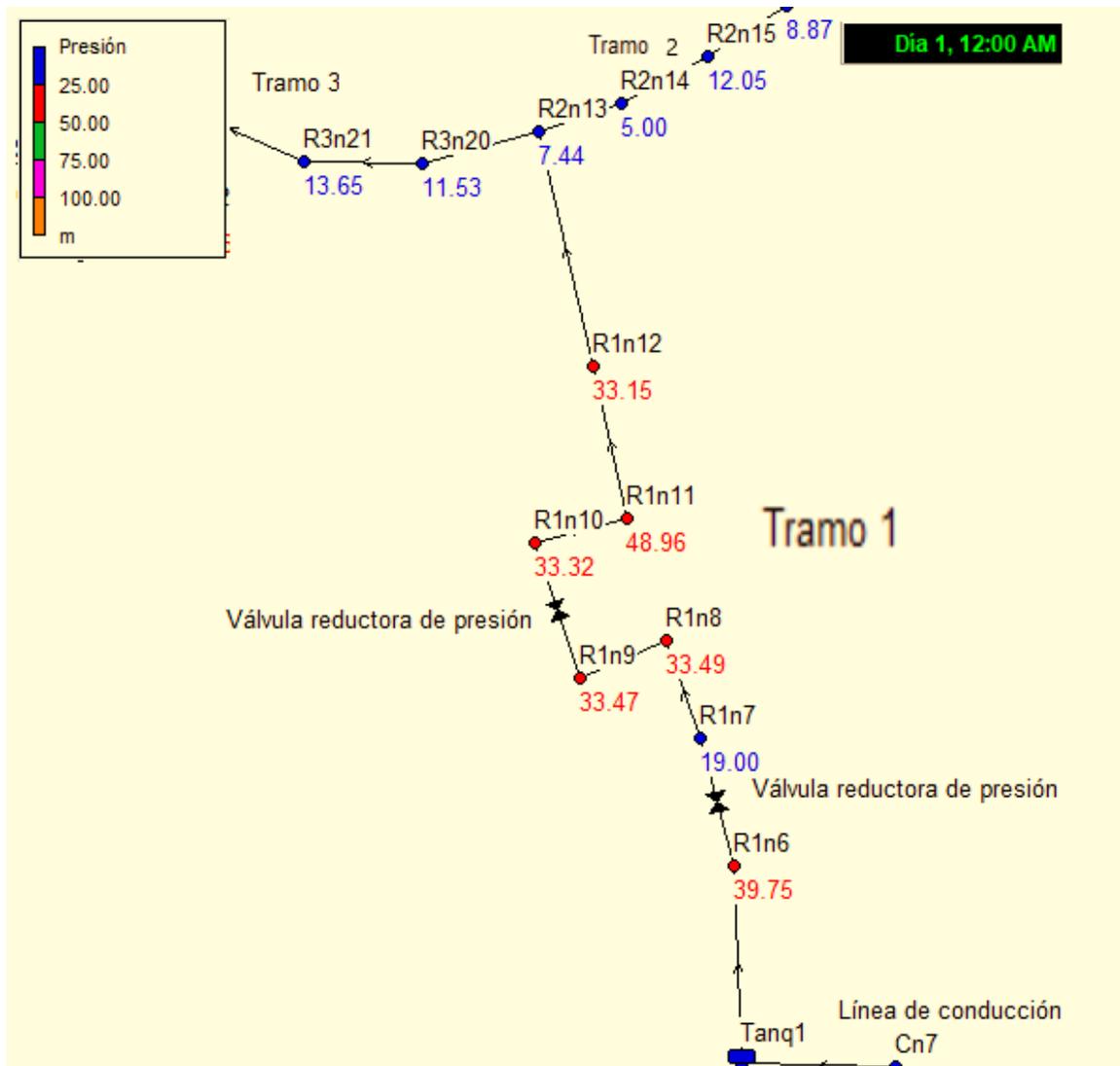


Ilustración 13: Tramo 1 presiones

- Caudales y velocidades

En la ilustración 14 del tramo 1 y tabla 23, se observan las velocidades de flujo las cuales variaron de 0.76 a 0.88 m/s y cumplen con la norma (INAA, 1999a, pág. 16). Las pérdidas por fricción fueron de 19.05 m/km.

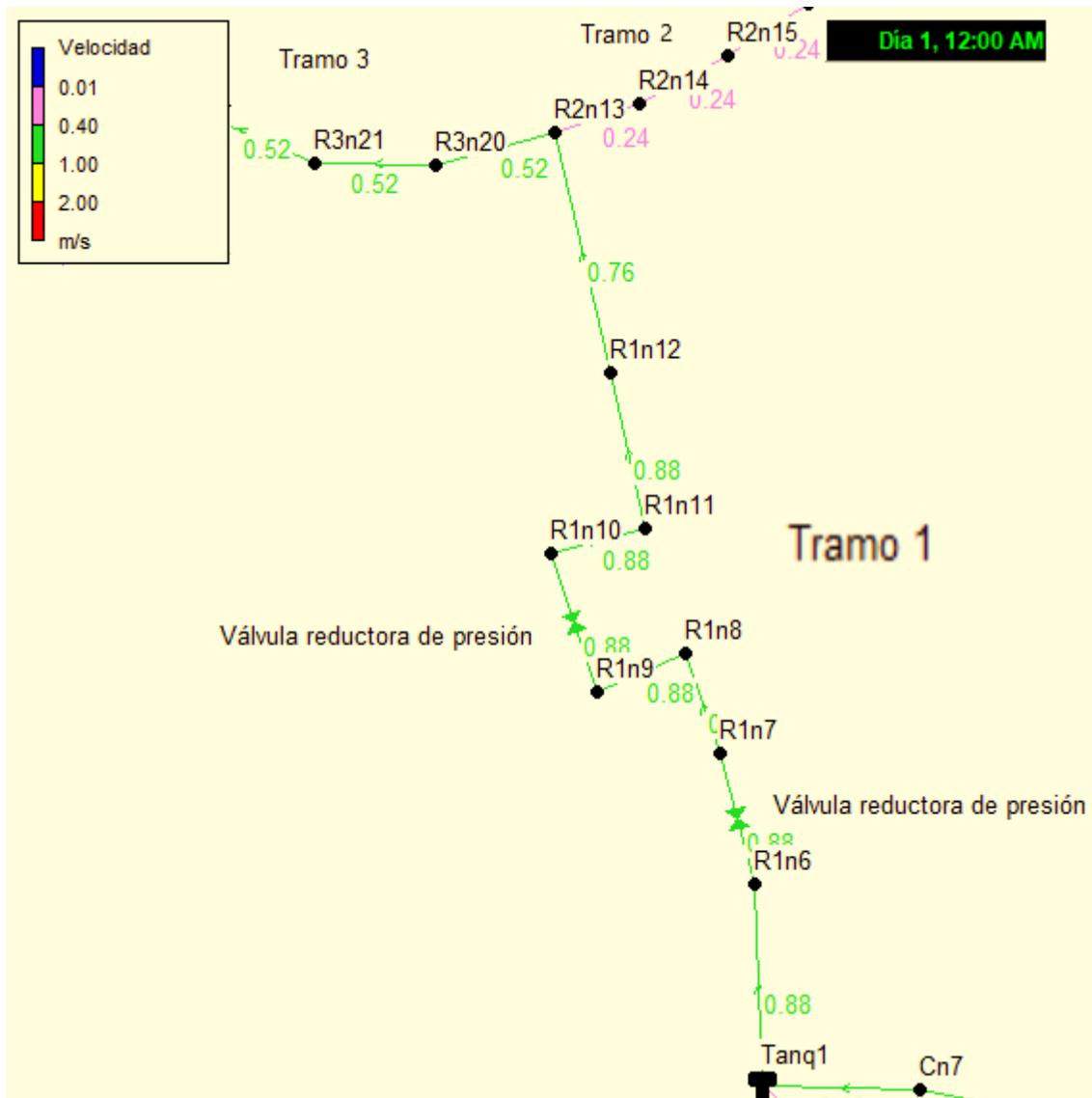


Ilustración 14: Tramo 1 velocidades

Según la tabla 23, en una tubería se trasporta un caudal de 1.38 L/s, reduciéndose a 1.19 L/s después del nodo concentrado asignado al tramo.

Tabla 23: Características hidráulicas del tramo 1

ID	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
R1p7	102.9	44.6	150	1.38	0.88	19.06
R1p8	119.8	44.6	150	1.38	0.88	19.06
R1p9	66.71	44.6	150	1.38	0.88	19.06
R1p11	124.5	44.6	150	1.19	0.76	14.48
R1p10	79.43	44.6	150	1.38	0.88	19.06
R1p8x	1	44.6	150	1.38	0.88	19.05
R1V4 válvula				1.38	0.88	20.75
R1V2 válvula				1.38	0.88	0.15
Total, R1	494.34					

Fuente: Elaboración propia

- **Presiones**

La diferencia de nivel de las cotas del tanque al punto más bajo fue de 72.90 m y las presiones en la red variaron desde una mínima de 19 m en la válvula reguladora de presión (nodo R1n7) a 48.96 m en punto más bajo del tramo (nodo R1n11), la diferencia de altura piezométrica fue de 27.95 m, e indica la energía disipada que incluye dos válvulas reguladoras de presión. Los resultados se presentan en la tabla 24, todas las presiones cumplen con la norma (INAA, 1999a, pág. 16).

Tabla 24: Cotras, demandas altura y presión del tramo 1

Id	Cota m	Demanda Base LPS	Altura m	Presión m
Tanque	1034.48		1036.97	2.49
R1n6	995.261	0	1035.01	39.75
R1n8	978.485	0	1011.98	33.49
R1n11	961.577	0	1010.53	48.96
R1n12	975.87	0.19	1009.02	33.15
R1n7	995.261	0	1014.26	19.00
R1n10	978.485	0	1011.81	33.32
R1n9	978.485	0	1011.96	33.47

Fuente: Elaboración propia

- **Perfiles**

El perfil de cotas de la ilustración 15, muestra un relieve irregular, mostrado una depresión importante descrita en el nodo R1n11, en la cual se suscitaron las mayores presiones de la red.

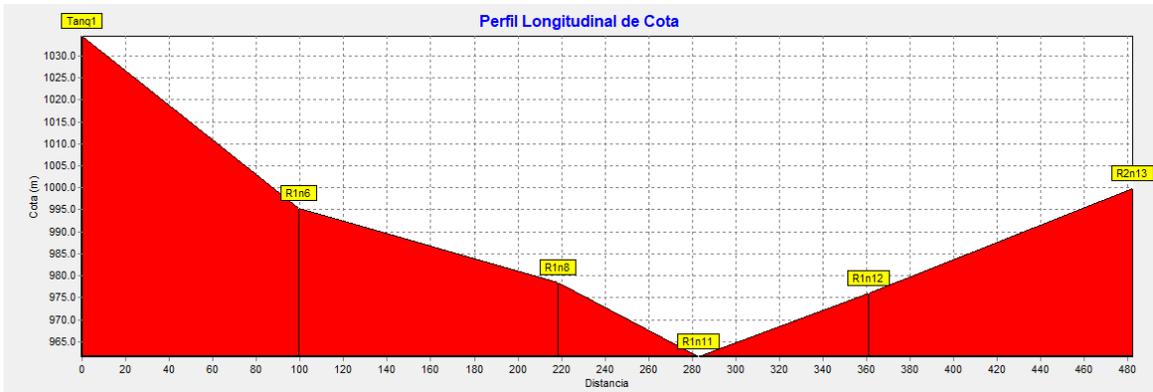


Ilustración 15: Perfil de cotas tramo 1

El perfil de altura piezométrica en la ilustración 16, muestra claramente el efecto de pérdida de energía a causa de las dos válvulas reductoras de presión en los nodos R1n6 a R1n7 y en los nodos R1n10 a R1n11.

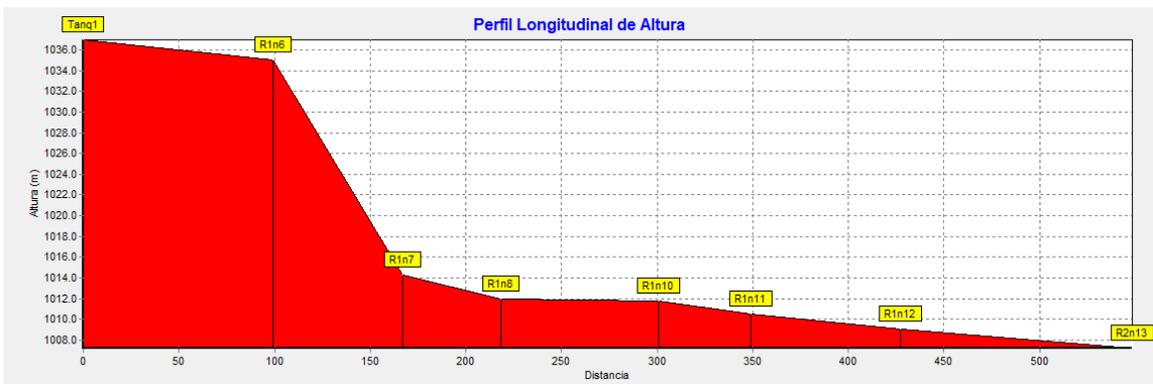


Ilustración 16: Línea piezométrica tramo 1

Se observan en la ilustración 17, tres picos de presiones, uno en nodo R1n6 a partir del cual se redujo la presión mediante válvula reguladora de presión, otro pico de presión en el nodo R1n8 donde también se colocó una válvula reguladora de presión y la mayor presión se registró en el nodo R1n11, a partir

del cual las presiones se redujeron gradual mente en la medida el terreno se eleva hasta el tramo 2, en el nodo R2n13.

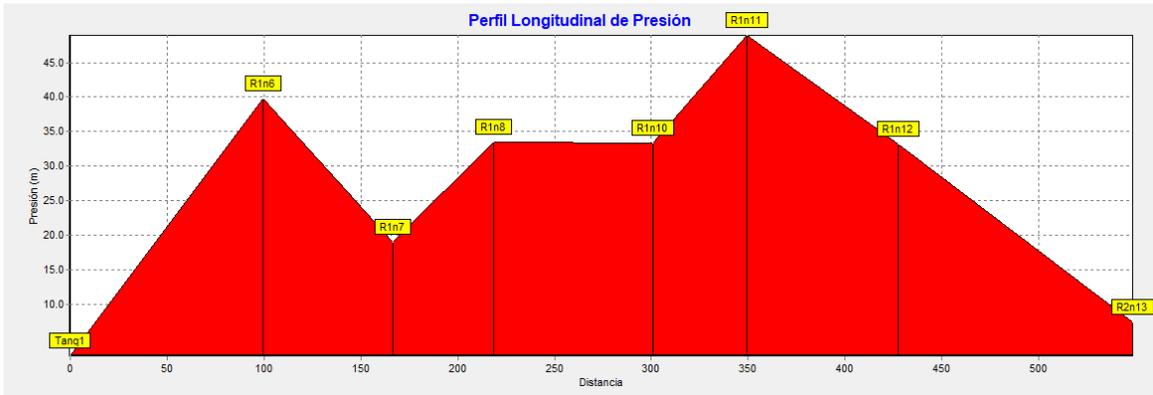


Ilustración 17: Perfil de presiones tramo 1

- **Tramo 2**

La topología del tramo 2, se presenta en la ilustración 18, la cual tiene una longitud de 480.08 m, diseñada con tubería PVC SDR 26 de 1 ½” para abastecer a 24 viviendas. Se presenta también la distribución de presiones a lo largo del tramo, observándose que la menor presión fue de 5 m al inicio del tramo y la mayor de 36.98 m al final del mismo. Todas las presiones cumplen con la norma (INAA, 1999a, pág. 16).

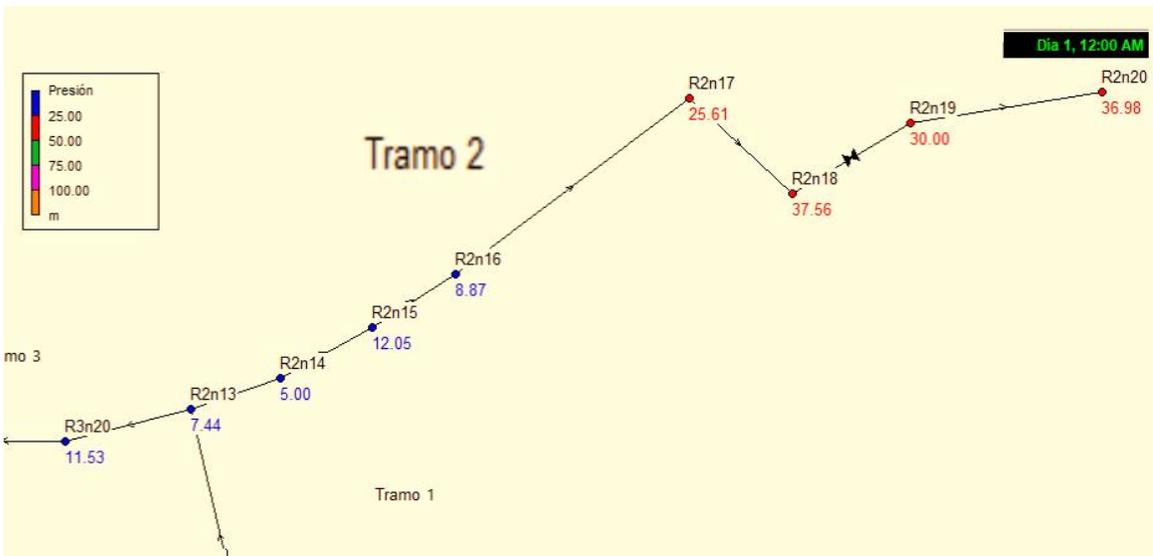


Ilustración 18: Tramo 2 presiones

- **Caudales y velocidades**

Según la ilustración 19 en el tramo 2, la velocidad de flujo es de 0.24 m/s y de acuerdo con tabla 25, se transporta un caudal de 0.38 L/s, valor inferior a lo que indica la norma (INAA, 1999a, pág. 16). Por lo antes expuesto se incluirán en el diseño válvulas de limpieza para evitar la sedimentación en las tuberías. Las pérdidas de carga por fricción fueron de 1.75 m/km.

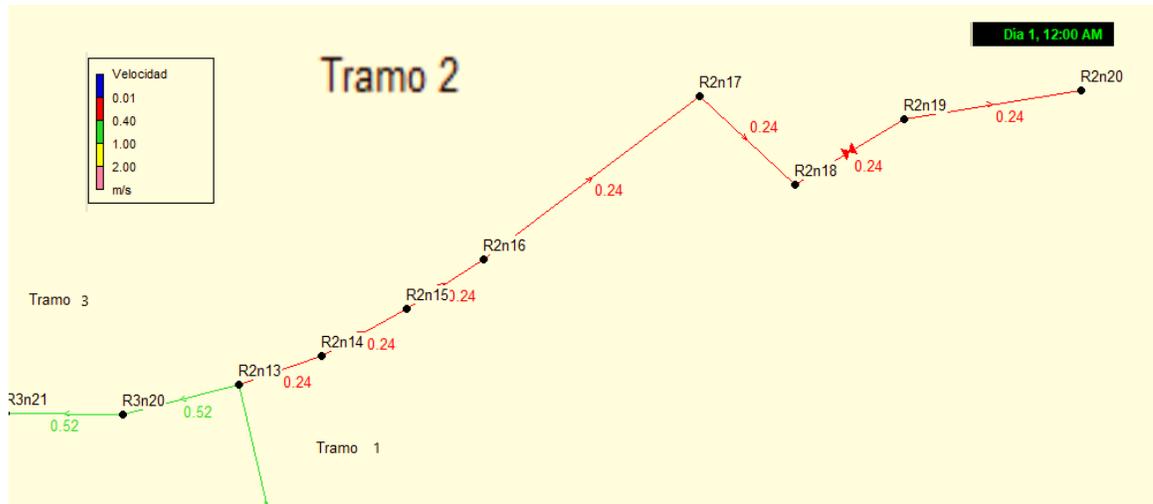


Ilustración 19: Tramo 2 velocidades

Tabla 25: Características hidráulicas del tramo 2

Tuberías	Longitud m	Diámetro	Rugosidad	Caudal L/s	Velocidad	Pérd. Unit.
R2p12	29.9	44.6	150	0.38	0.24	1.75
R2p13	68.57	44.6	150	0.38	0.24	1.75
R2p14	46.68	44.6	150	0.38	0.24	1.75
R2p15	138.5	44.6	150	0.38	0.24	1.75
R2p16	104.9	44.6	150	0.38	0.24	1.75
R2p17	91.53	44.6	150	0.38	0.24	1.75
Total R2	480.08					

Fuente: Elaboración propia

- **Presiones**

En la tabla 26 se observan las cotas que marcan un desnivel 37.94 m, entre el nodo inicial R2n13 y el final R2n19. La demanda en la red fue de 0.38 L/s, con

presiones que oscilaron entre 5.00 m en el nodo R2n14 a 36.98 m en nodo R2n20 al final del tramo. Todas las presiones cumplen con la norma (INAA, 1999a, pág. 16). La altura piezométrica máxima fue de 1007.22 m y la mínima de 998.82 m para una pérdida de energía 8.4 m, que incluye una válvula reguladora de presión.

Tabla 26: Cotas, demandas, altura y presiones

Id	Cota m	Demanda Base LPS	Altura m	Presión m
R2n13	999.781	0	1007.22	7.44
R2n14	1002.166	0	1007.16	5
R2n15	994.998	0	1007.04	12.05
R2n16	998.091	0	1006.96	8.87
R2n17	981.113	0	1006.72	25.61
R2n18	968.979	0	1006.54	37.56
R2n19	968.979	0	998.98	30
R2n20	961.834	0.38	998.82	36.98

Fuente: Elaboración propia

- **Perfiles**

El perfil del terreno del tramo 2 mostrado en la ilustración 20, muestra variaciones de pendiente pasando de columpios a crestas entre los nodos R2n13 y el R2n16, mostrando posteriormente una pendiente negativa gradual hasta el nodo R2n20.

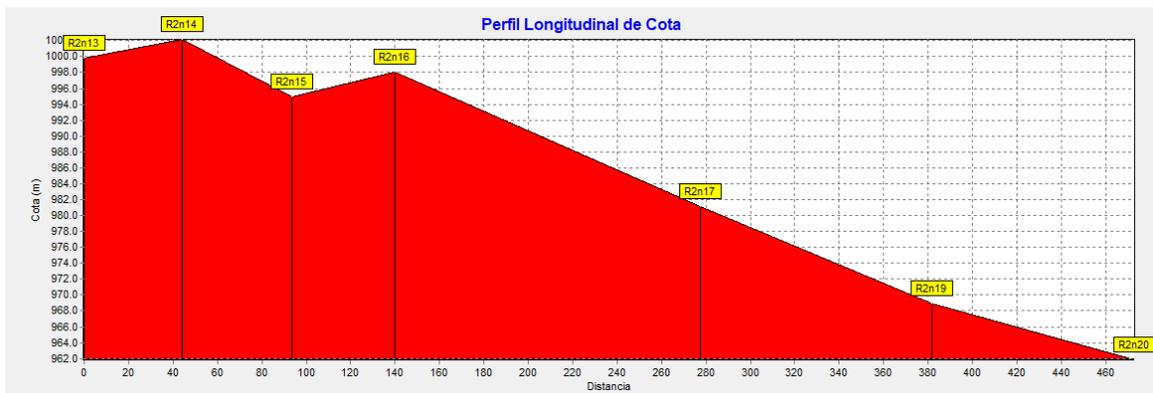


Ilustración 20: Cotas del terreno natural tramo 2

La Ilustración 21 muestra la línea piezométrica con pendiente gradual hasta el nodo R2n17, a partir del cual se instaló una válvula reguladora de presión, cuyo efecto en la pérdida de energía se observa en el nodo R2n19, luego la línea piezométrica se muestra gradual con poca pendiente hasta el nodo R2n20.

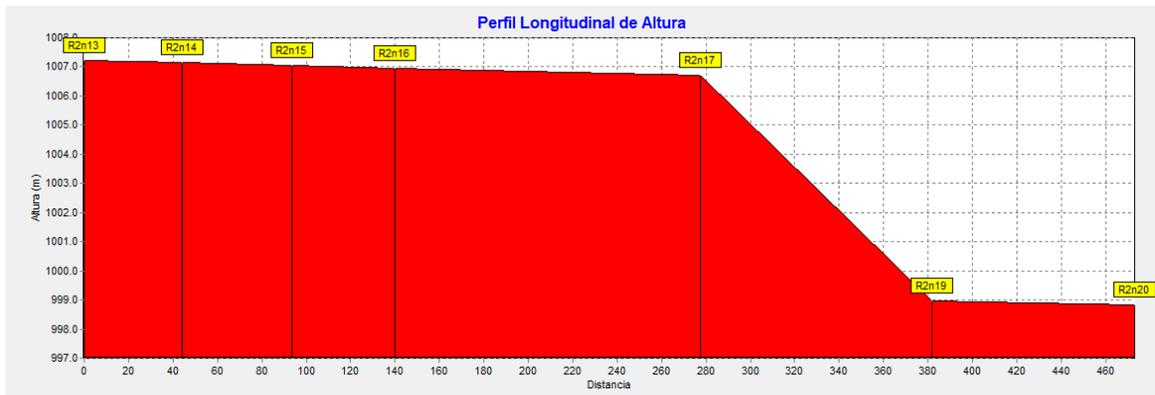


Ilustración 21: Línea piezométrica tramo 2

Las presiones en tramo 2 iniciaron con valores mínimos en los nodos R2n13 y R2n14, que corresponde a los puntos más altos del tramo. Luego las presiones aumentaron y descendieron siguiendo la irregularidad del terreno, para finalmente aumentar rápidamente, por lo que en el nodo R2n17 se colocó una válvula reguladora de presión cuyo efecto se observa en el nodo R2n19, a partir del cual la presión vuelve a aumentar hasta el nodo R2n20, como se muestra en la ilustración 22.

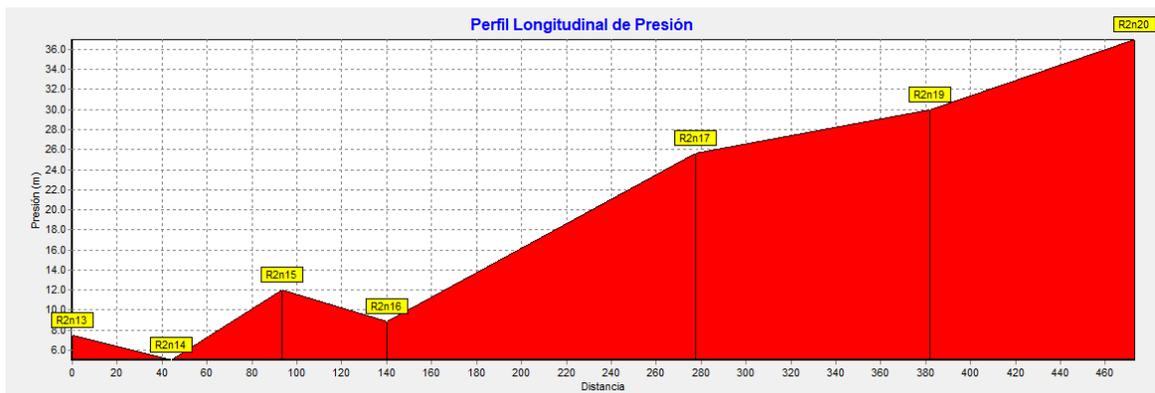


Ilustración 22: Perfil de presiones tramo 2

- **Tramo 3**

La topología del tramo 3 de la red se observa en la ilustración 23, además se presenta la distribución de las presiones, notándose que todas cumplen con la norma, siendo todas mayores que 5 m y menores que 50m (INAA, 1999a, pág. 16). El tramo de red fue diseñado con tubería PVC SDR 26 de 1 ½” con una longitud de 404.3 m (tabla 27) y sirve para abastecer 20 viviendas.

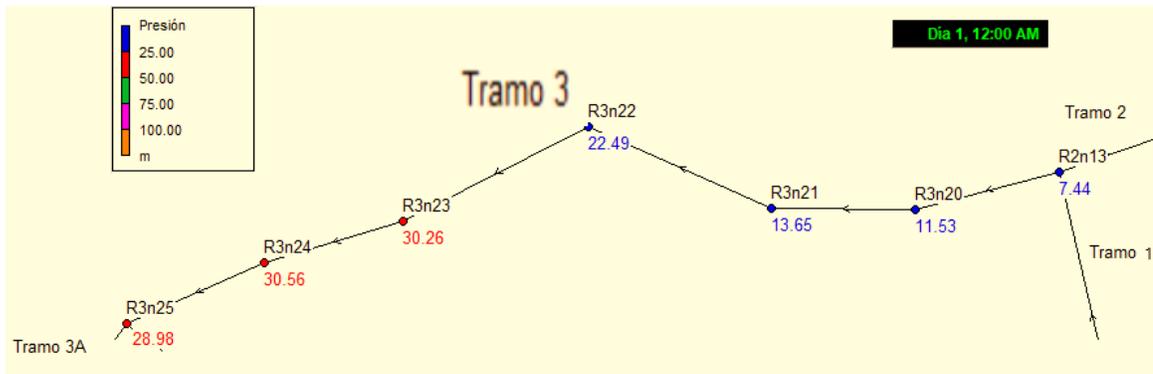


Ilustración 23: Tramo 3 presiones

- **Caudales y velocidades del tramo 3**

Según la ilustración 24 y tabla 27, las velocidades fueron de 0.52 m/s, y transportan un caudal de 0.81 L/s, con valores que cumplen con la norma (INAA, 1999a, pág. 16). Las pérdidas de carga fueron de 7.1 m/km a largo del tramo de 404.3 m.

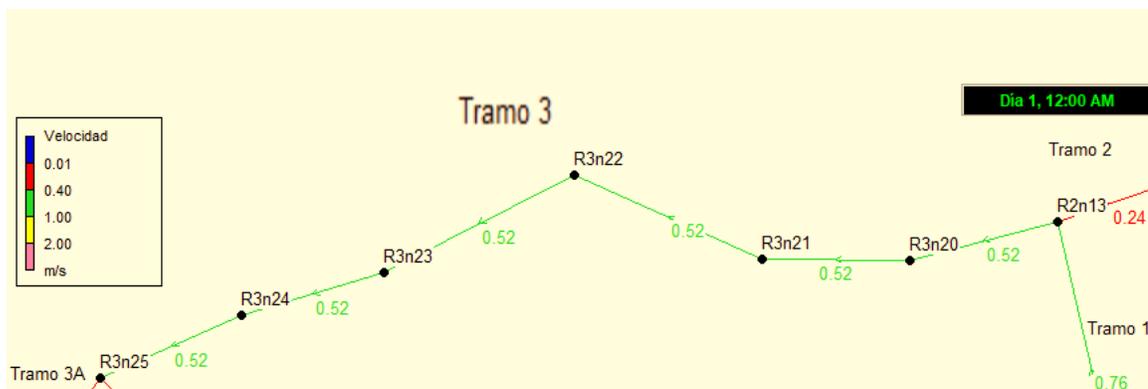


Ilustración 24: Tramo 3 velocidades

Tabla 27: Características hidráulicas de la red 3

Tuberías	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad	Caudal L/s	Velocidad m/s	Pérd. m/Km	Unit.
R3p18	56.31	44.6	150	0.81	0.52	7.11	
R3p19	59.55	44.6	150	0.81	0.52	7.11	
R3p20	82.67	44.6	150	0.81	0.52	7.11	
R3p21	143.2	44.6	150	0.81	0.52	7.11	
R3p22	35.35	44.6	150	0.81	0.52	7.11	
R3p23	27.22	44.6	150	0.81	0.52	7.11	
Total R3	404.3						

Fuente: Elaboración propia

- **Presiones en el tramo 3**

En la tabla 28, las cotas muestran un desnivel de 19.92 m desde el nodo inicial R2n20 al nodo final del tramo R3n25 m, en la ruta del tramo se observaron nodos con cotas menores (R3n23 y R2n24) a la cota del último nodo del tramo, en la cuales se observan las mayores presiones. La presión mínima fue de 11.53 m y la máxima de 30.56 m, con una demanda base de 0.31 L/s. Todas las presiones cumplen con la norma (INAA, 1999a, pág. 16). La altura piezométrica máxima fue de 1006.82 m y la mínima de 1004.34 m con una pérdida de energía de 2.48 m.

Tabla 28: Cotas, demanda, alturas y presiones en la red 3

Id	Cota m	Demanda Base LPS	Altura m	Presión m
R3n20	995.290	0	1006.82	11.53
R3n21	992.744	0	1006.39	13.65
R3n22	983.317	0	1005.81	22.49
R3n23	974.532	0	1004.79	30.26
R3n24	973.975	0	1004.54	30.56
R3n25	975.367	0.31	1004.34	28.98

Fuente: Elaboración propia

- **Perfiles**

Las cotas muestran según la ilustración 25, un terreno con pendiente gradual que inicia en el nodo R2n13 que posteriormente aumenta en el nodo R3n21 hasta el nodo R3n23, a partir del cual ocurre una parte bastante plana hasta el final del tramo, en el nodo R3n25.

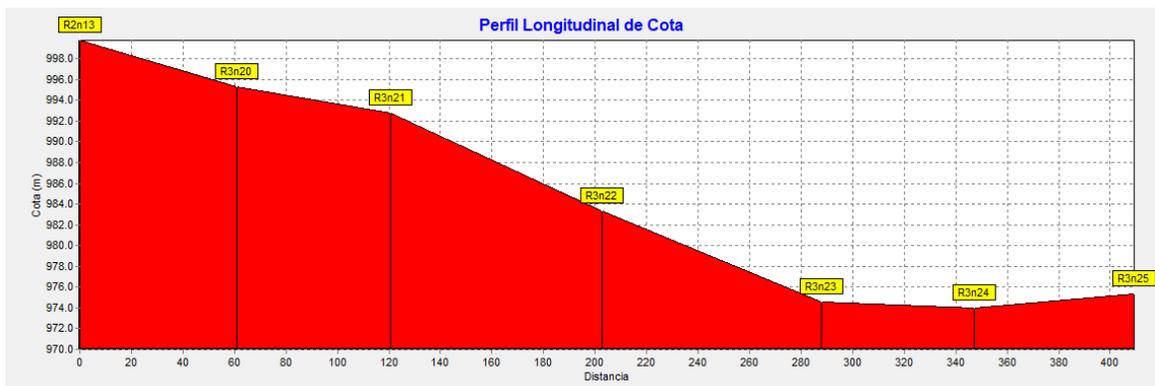


Ilustración 25: Cotas del terreno natural red 3

En la ilustración 26 se muestra la línea piezométrica la cual describe una pérdida de energía gradual, descendiendo del nodo R2n13 al R3n25.

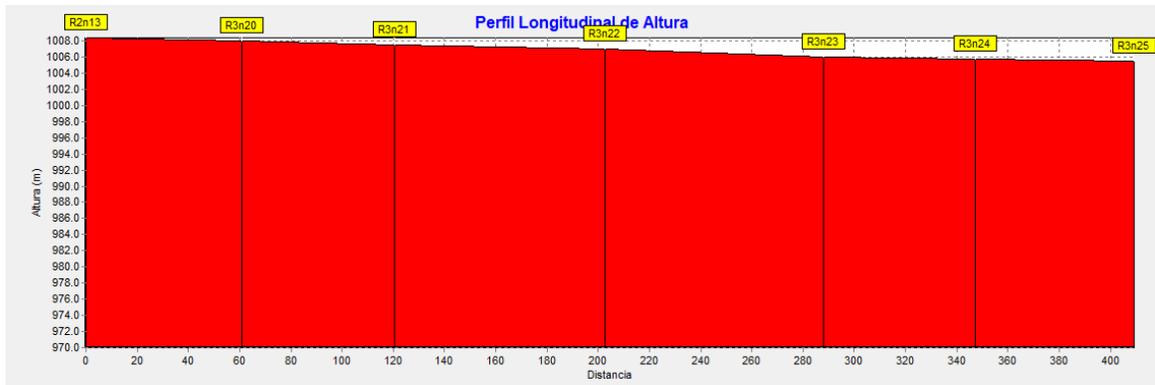


Ilustración 26: Línea piezométrica en la red 3

Las presiones menores al inicio del tramo corresponden a las mayores cotas del terreno, aunque éstas aumentaron rápidamente teniendo un máximo en el nodo R3n24 con un ligero descenso en el nodo R3n25m, como se observa en la ilustración 27.

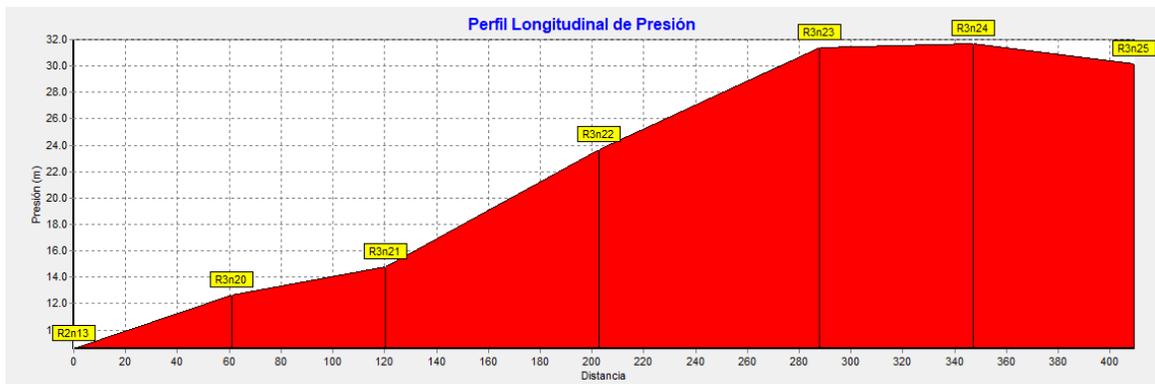


Ilustración 27: Perfil de presiones del tramo 3

- **Tramos 3A y 3A-1**

Los tramos 3A y 3A-1, están en la zona más urbanizada de la comunidad, donde abastecerán a 19 viviendas y 12 viviendas respectivamente. El tramo se ha dividido en dos debido a la distribución de las viviendas. La topología de la red se muestra en la ilustración 28, en ella se observa que la presión mínima es de 28.74 m y la máxima es de 29.30 m en tramo 3A, mientras que en el tramo 3A-1, la presión mínima fue de 32.26 m y la máxima de 33.39 m, por lo que las presiones en ambos tramos cumplen con lo establecido en la norma (INAA, 1999a, pág. 16). Estos tramos fueron diseñados con tubería PVC SDR 26 de 1

1/2" con una longitud de 353.795 m para el tramo 3A y de 136.99 m para el tramo 3A-1 (tabla 29).

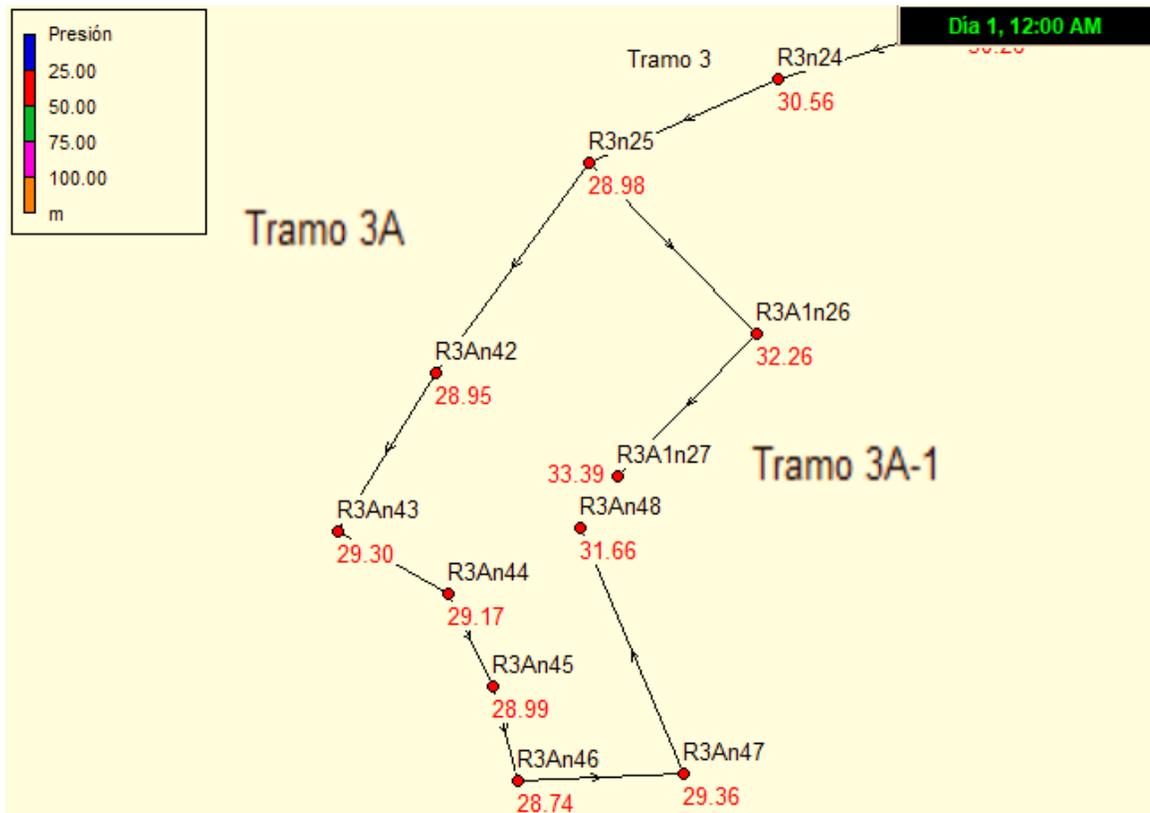


Ilustración 28: Red 3A y red 3A-1

- **Caudales y velocidades del tramo 3A y 3A-1**

El tramo 3A con una longitud de 353.795 m fue diseñado con tubería PVC SDR 26 de 1 1/2", la cual transporta un caudal de 0.3 L/s con una velocidad de 0.19 m/s, siendo ésta inferior al criterio de diseño de la norma por lo que en este tramo se ubicarán válvulas de limpieza, para evitar la sedimentación. Las pérdidas unitarias son bajas debido a la baja velocidad del flujo y fueron de 1.13 m/km. Los resultados se presentan en la ilustración 29 y tabla 29.

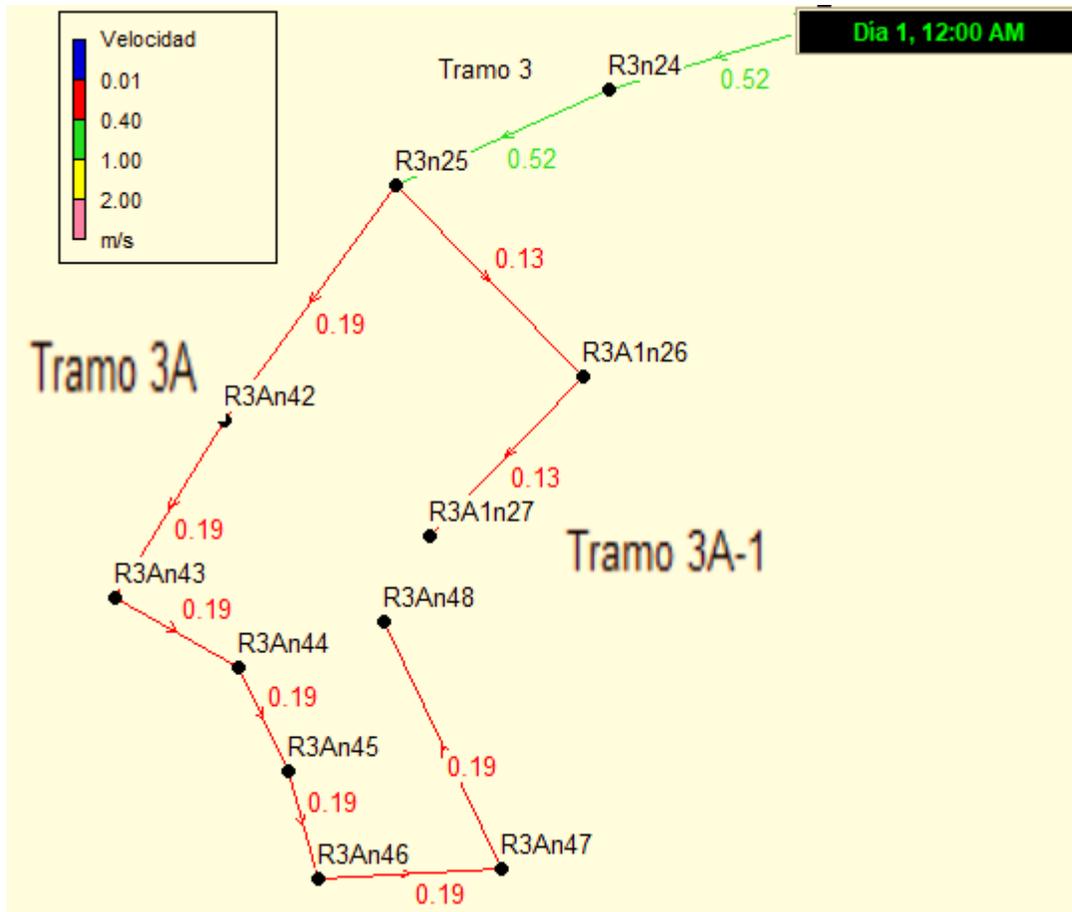


Ilustración 29: Tramo 3A y Tramo 3A-1 velocidades

Tabla 29: Características hidráulicas del tramo 3A

Tuberías	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad	Caudal L/s	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/Km
R3Ap24	119.8	44.6	150	0.3	0.19	1.13
R3Ap25	32.48	44.6	150	0.3	0.19	1.13
R3Ap26	8.815	44.6	150	0.3	0.19	1.12
R3Ap27	40.45	44.6	150	0.3	0.19	1.13
R3Ap28	39.66	44.6	150	0.3	0.19	1.13
R3Ap29	43.63	44.6	150	0.3	0.19	1.13
R3Ap30	68.96	44.6	150	0.3	0.19	1.13
Total R3A	353.795					

Fuente: Elaboración propia

Por otra parte, en el tramo 3A-1, con una longitud de sólo 136.99 m, de tubería PVC SDR 16 de 1 ½", transporta un pequeño flujo de 0.20 L/s, con una velocidad de 0.13 m/s, la cual no cumple con la norma, por lo que se instalarán válvulas de limpieza para evitar la sedimentación. También las pérdidas unitarias fueron bajas debido a la baja velocidad del flujo, siendo éstas de 0.053 m/km (Tabla 30).

Tabla 30: Características hidráulicas de la red 3A-1

Tuberías	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad	Caudal L/s	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/Km
R3A1p3	57.05	44.6	150	0.2	0.13	0.53
R3A1p3	79.94	44.6	150	0.2	0.13	0.53
Total R3A1	136.99					

Fuente: Elaboración propia

- **Presiones en el tramo 3A y 3A-1**

Referente a las cotas en el tramo 3A, existe un desnivel de sólo 2.973 m, entre la cota inicial y final del tramo. La presión máxima fue de 31.66 m y la mínima fue de 29.36 m, mostrando ser todas coherentes con la norma (INAA, 1999a, pág. 16). La demanda base fue de 0.3 L/s. La máxima altura piezométrica fue de 1004.21 m y la mínima fue de 1003.95 m, por lo que la pérdida de energía fue de sólo 0.26 m (Tabla 31).

Tabla 31: Cotas, demanda, altura y presiones red 3A

Id	Cota m	Demanda Base LPS	Altura m	Presión m
R3An42	975.263	0	1004.21	28.95
R3An43	974.870	0	1004.17	29.3
R3An44	974.989	0	1004.16	29.17
R3An45	975.122	0	1004.12	28.99
R3An46	975.330	0	1004.07	28.74
R3An47	974.660	0	1004.02	29.36
R3An48	972.290	0.3	1003.95	31.66

Fuente: Elaboración propia

Así mismo en el tramo 3A-1 con demanda de 0.2 L/s, que se muestra en la tabla 32, las cotas variaron 1.16 m, lo que a su vez provocó pocos cambios en las presiones, habiendo una mínima de 33.41 m y una máxima de 34.54 m, observándose que todas cumplen con la norma (INAA, 1999a, pág. 16). La altura piezométrica máxima fue de 972.054 m y la mínima fue de 970.885, con pérdida de energía de 1.169 m.

Tabla 32: Cotas, demanda, altura y presiones red 3A-1

Id	Cota m	Demanda Base LPS	Altura m	Presión m
R3A1n26	972.054	0	1004.31	32.26
R3A1n27	970.885	0.2	1004.27	33.39

Fuente: Elaboración propia

- **Perfiles**

De acuerdo a la ilustración 30, en las cotas del tramo 3A se observa una pendiente uniforme con la menor cota en nodo R3An48 al final del tramo.

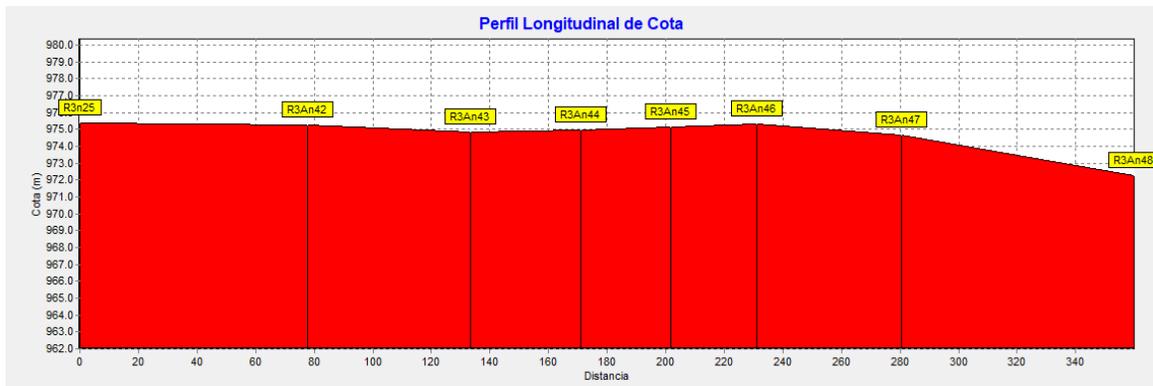


Ilustración 30: Cota terreno natural del tramo 3A

Respecto a la altura piezométrica en el tramo 3A se observa una gradiente casi horizontal debido a la poca pérdida de energía en el tramo diseñado (Ilustración 31).

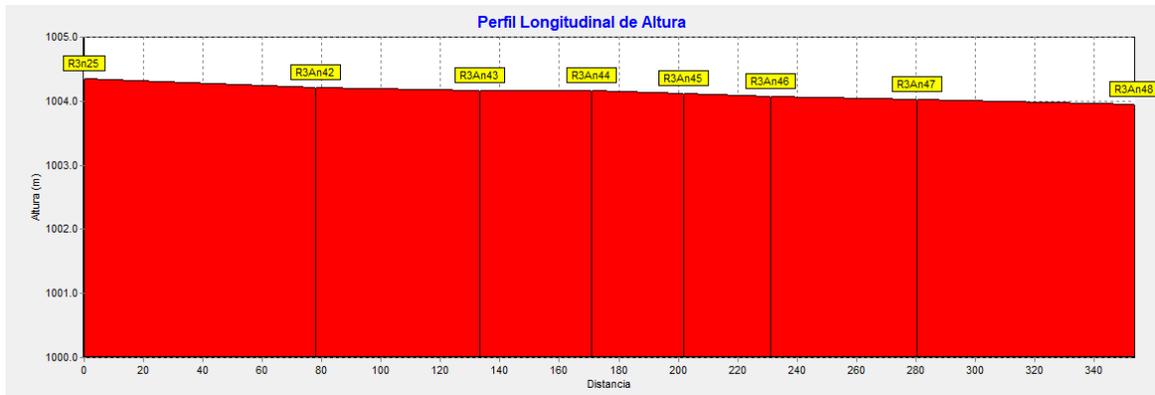


Ilustración 31: Altura piezométrica del tramo 3A

En lo referente a las presiones del tramo 3A se observa poca variación, donde la máxima ocurrió al final del tramo en el nodo R3An43 (Ilustración 32).

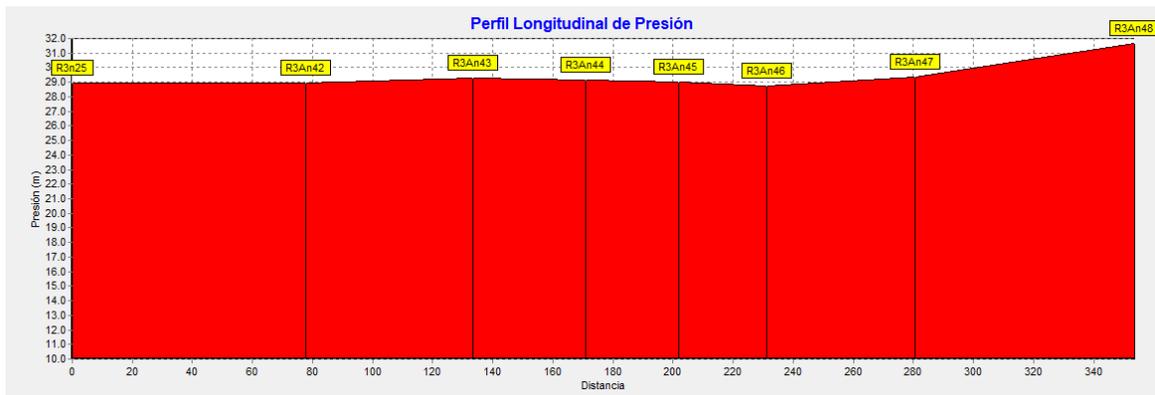


Ilustración 32: Perfil de presiones del tramo 3A

Respecto a las cotas del terreno natural en el tramo 3A-1, se observa un terreno plano con poco desnivel, con la parte más baja al final del tramo en el nodo R3A-1n27 (Ilustración 33).

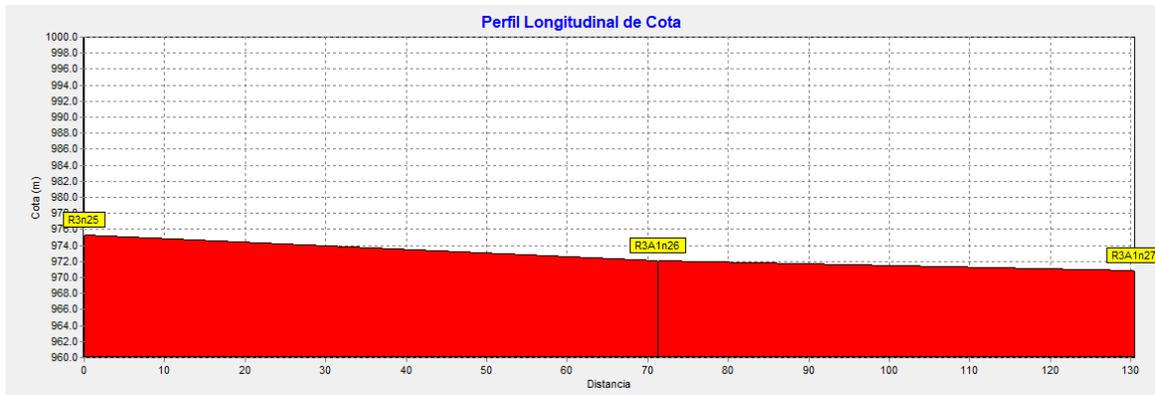


Ilustración 33: Cota terreno natural tramo 3A-1

Así mismo la línea piezométrica en el tramo 3A-1, mostró una gradiente pequeña debido a la poca pérdida de energía en el tramo (Ilustración 34).

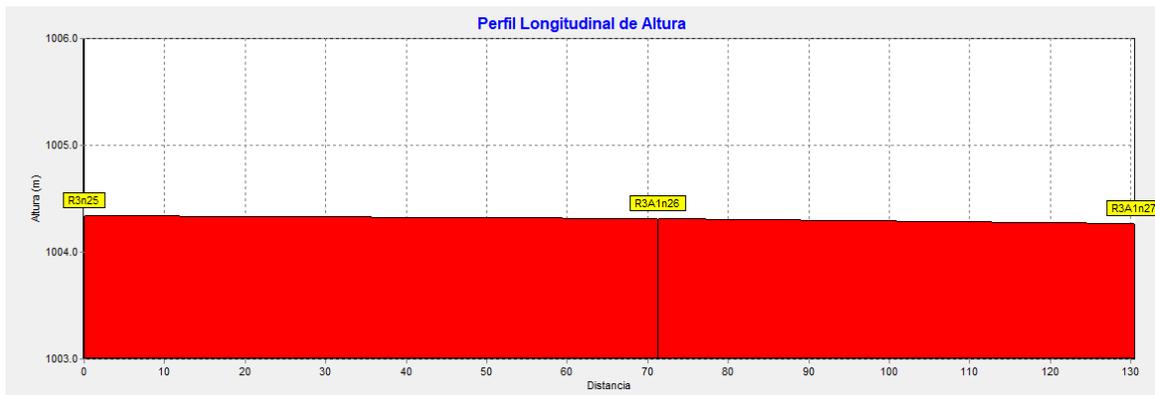


Ilustración 34: Altura piezométrica tramo 3A-1

También se observa en la ilustración 35 que la máxima presión en el tramo 3A-1 se dio al final del tramo en el nodo R3A1n27, debido a que es la zona con menor cota.

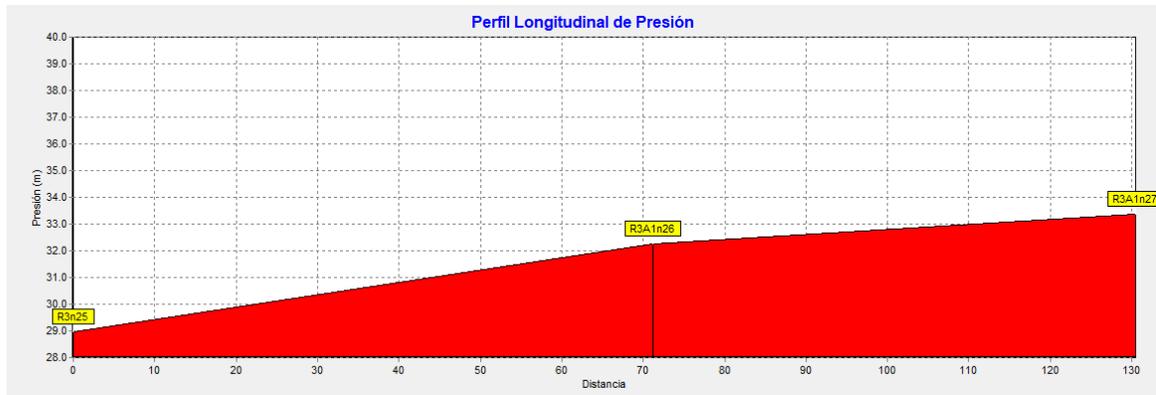


Ilustración 35: Perfil de presiones del tramo 3A-1

- Tamo 4

El tramo 4 con una longitud de 469.04 m fue diseñada con tubería PVC SDR 26 de 1 ½", la cual se muestra en la ilustración 36, en ella se observan la distribución de presiones, notándose una mínima de 10 m y una máxima de 48.54 m, todas cumplen con la norma (INAA, 1999a, pág. 16). Este tramo abastecerá a 12 viviendas de la comunidad.

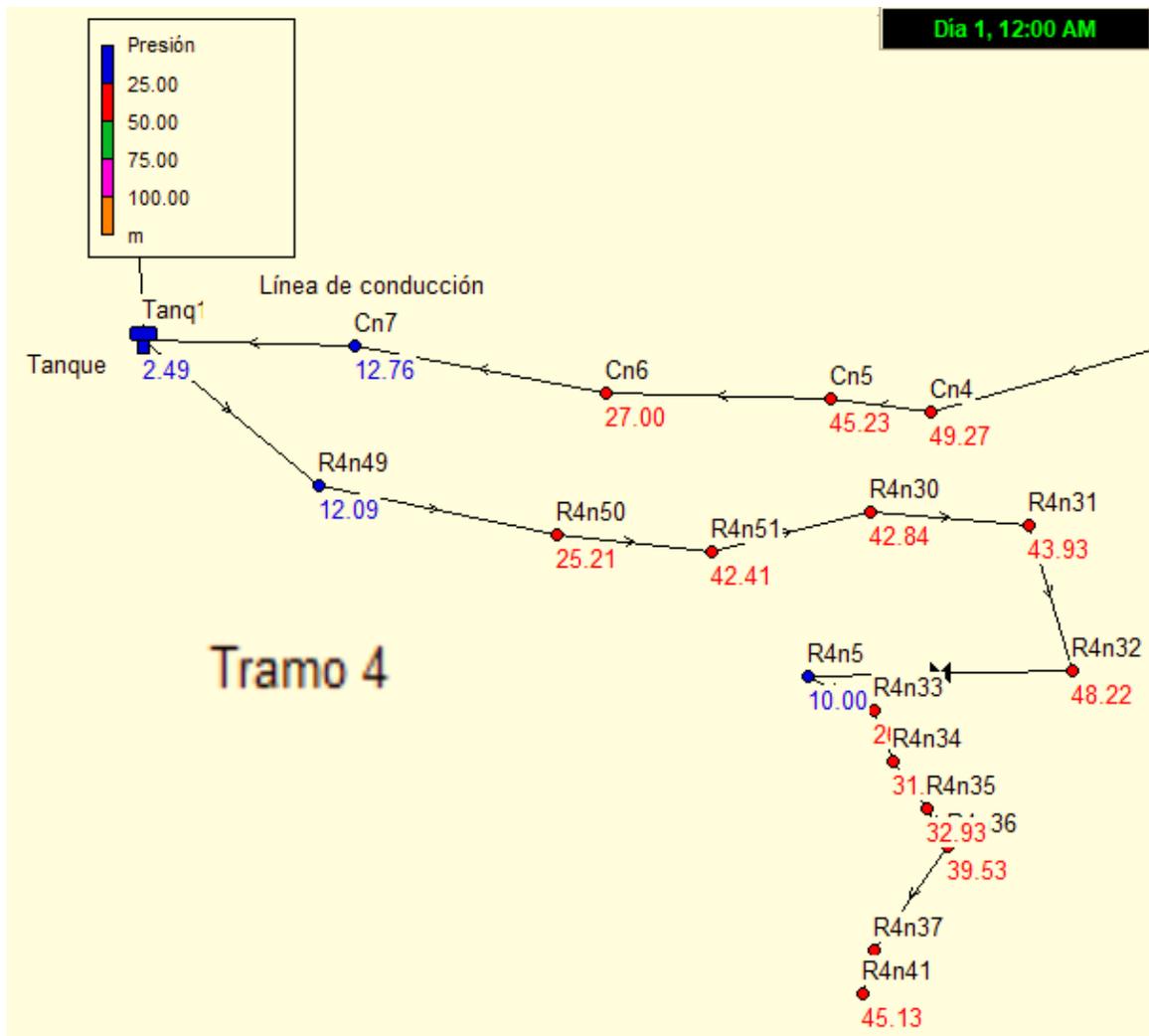


Ilustración 36: Topología del tramo 4

- **Características hidráulicas de la red 4**

La red 4 de 469.04 m diseñada con tubería PVC SDR 26 de 1 ½", por la cual fluye un caudal de 0.19 L/s con velocidad del 0.12 m/s. La velocidad es baja con relación a la norma, por lo que se incluirán válvulas de limpieza en los puntos críticos de la red. Las pérdidas unitarias fueron bajas con valor de 0.48 m/km, debido a las bajas velocidades, no obstante, se observa en la válvula reguladora de presión una pérdida de energía de 38.22 m/km (Ilustración 37 y Tabla 33).

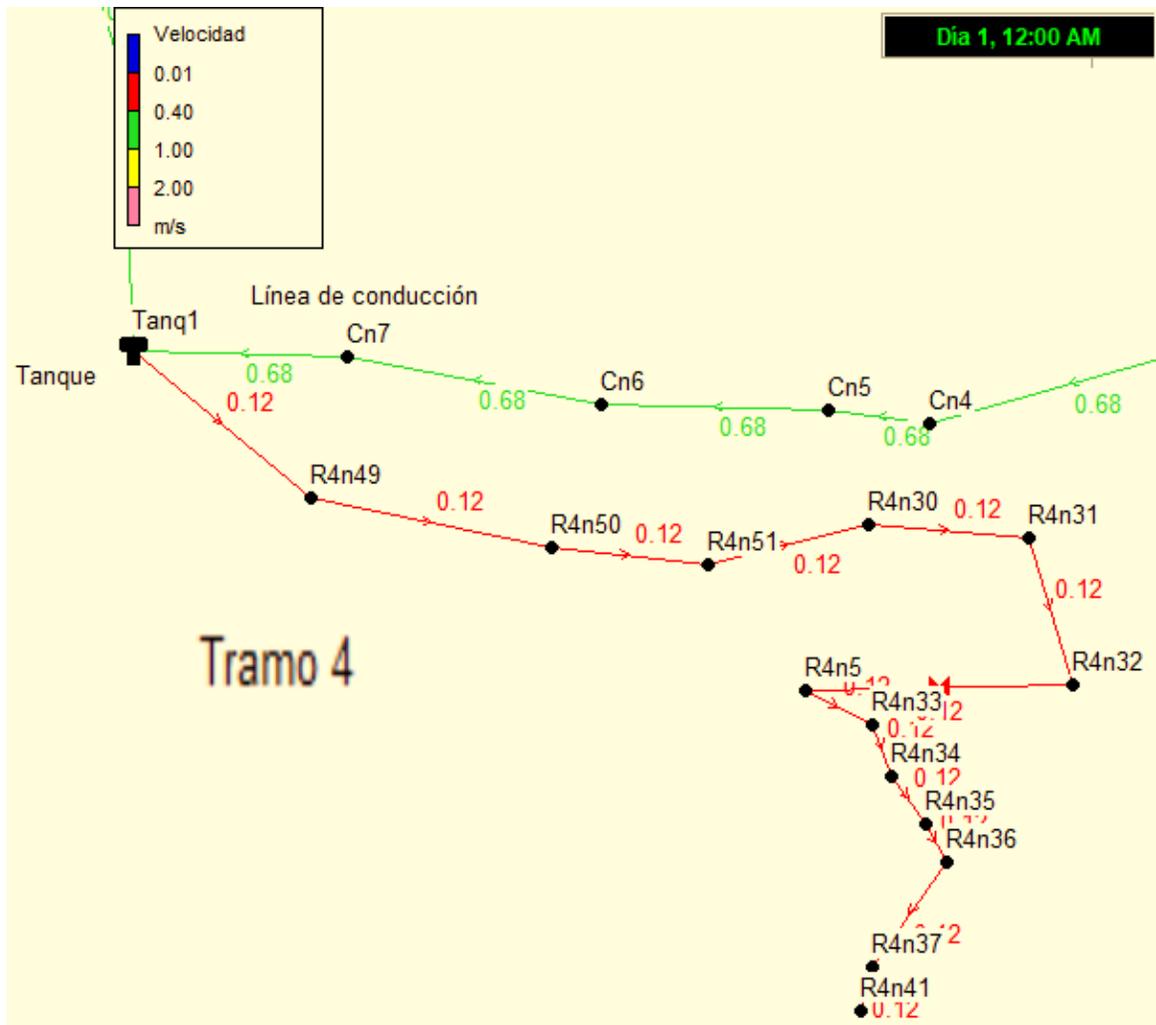


Ilustración 37: Tramo 4 velocidades

Tabla 33: Propiedades hidráulicas de la red 4

Tuberías	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad	Caudal L/s	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/Km
R4p33	53.62	44.6	150	0.19	0.12	0.48
R4p34	91.29	44.6	150	0.19	0.12	0.48
R4p35	85.72	44.6	150	0.19	0.12	0.48
R4p36	13.51	44.6	150	0.19	0.12	0.48
R4p37	22.71	44.6	150	0.19	0.12	0.48
R4p38	21.87	44.6	150	0.19	0.12	0.49
R4p39	58.03	44.6	150	0.19	0.12	0.48
R4p40	20.15	44.6	150	0.19	0.12	0.48
R4p41	11.34	44.6	150	0.19	0.12	0.49
R4p42	26.77	44.6	150	0.19	0.12	0.48
R4p43	47.54	44.6	150	0.19	0.12	0.48
R4p44	16.49	44.6	150	0.19	0.12	0.49
R4V3		44.6		0.19	0.12	38.22
Total R4	469.04					

Fuente: Elaboración propia

- **Presiones**

Según la tabla 34 la diferencia de nivel de las cotas fue de 74.856 m, lo que llevó a presiones altas por lo que se tuvo que instalar una válvula reguladora de presión en los nodos R4n32, obtenido por tanto una presión mínima de 10 m una máxima de 48.54 m, las cuales cumplen con la norma (INAA, 1999a, pág. 12). La demanda base fue de 0.19 L/s. También los datos de la altura piezométrica mostraron una máxima de 1026.94 m y una mínima de 998.53 m con una pérdida de energía de 38.41 m que fue disipada mayormente en la válvula reguladora de presión.

Tabla 34: Cota, demanda, altura y presión de la red 4

Id	Cota m	Demanda Base LPS	Altura m	Presión m
R4n49	1024.856	0	1036.94	12.09
R4n50	1011.686	0	1036.9	25.21
R4n51	994.453	0	1036.86	42.41
R4n30	994.016	0	1036.85	42.84
R4n31	992.913	0	1036.84	43.93
R4n32	988.615	0	1036.83	48.22
R4n5	988.615	0	998.61	10
R4n33	971.968	0	998.59	26.62
R4n34	967.431	0	998.58	31.15
R4n35	965.637	0	998.57	32.93
R4n36	959.024	0	998.56	39.53
R4n37	950	0	998.54	48.54
R4n41	953.396	0.19	998.53	45.13

Fuente: Elaboración propia

- **Perfiles**

Las cotas del terreno natural que se presentan en la ilustración 38, en ella se muestran tres zonas marcadas por una pendiente gradual al inicio del tramo, hasta una superficie plana a mediados del trayecto, concluyendo con una pendiente fuerte. Estas características del terreno generaron altas presiones hidrostáticas en el tramo 4.

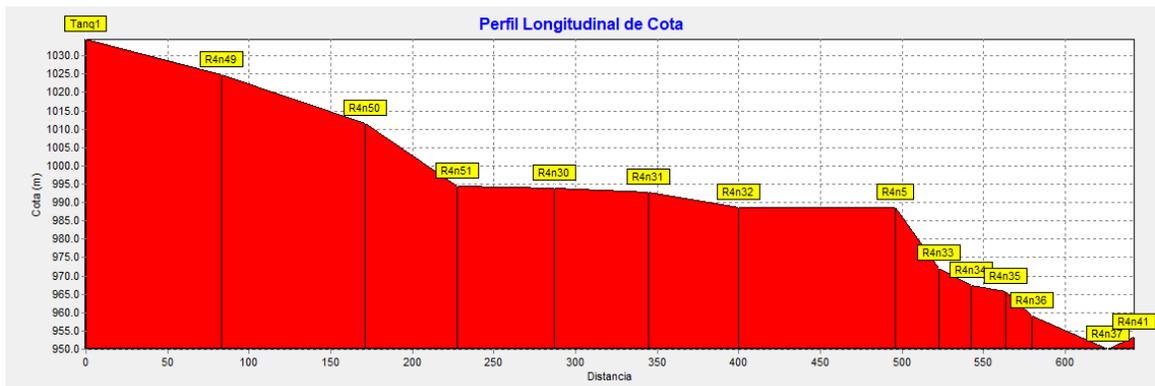


Ilustración 38: Cotas del terreno natural tramo 4

En la línea piezométrica de la ilustración 39, se destacan dos zonas con gradientes hidráulicas pequeñas, separadas por una zona de alta pérdida de

energía entre los nodos R4n32 y R4n33 a causa de una válvula reguladora de presión que fue necesaria debido a las altas presiones hidrostáticas en el tramo.

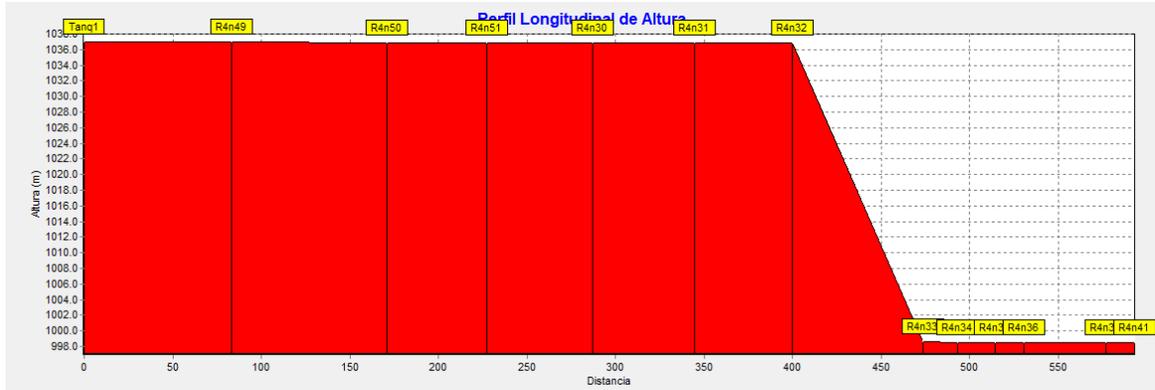


Ilustración 39: Línea piezométrica red 4

En la ilustración 40 se observa la distribución de presiones y su tendencia a aumentar a partir del nodo R4n51, hasta alcanzar una presión alta en el nodo R4n32 donde se instaló una válvula reguladora de presión, que disipó la energía hasta alcanzar una presión de 10 m. A partir del nodo R4n5 la presión se incrementó hasta una máximo de 48.22 m al final del tramo en el nodo R4n41.

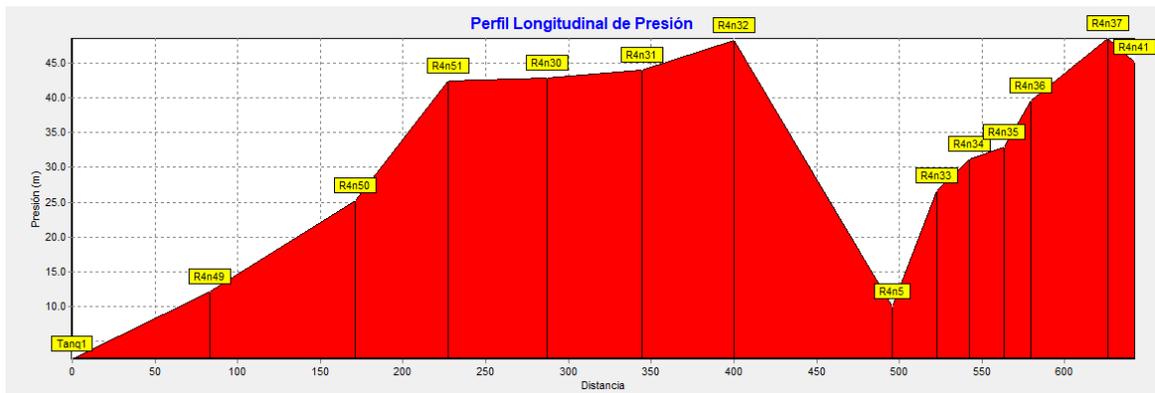


Ilustración 40: Perfil de presiones red 4

5.5.6. Simulación con demanda cero

La simulación con demanda cero se muestra en la ilustración 41, esta simulación se hizo para observar las mayores presiones hidrostáticas posibles en la toda red. Las presiones más altas se presentaron en la columna de bombeo con 89.4 m, en la sarta con 85.39 m e impulsión con 70.79 m, no obstante, estas presiones son soportadas por la tubería H°G° clase 40 en la columna de bombeo y sarta, así como con la tubería de PVC SDR 26 en la línea de impulsión.

En la red propiamente dicha, se observó un nodo con presión de 50.33 m correspondiente al punto más bajos de la red en tramo 1. Sin embargo, esta presión será soportada por la tubería PVC SDR 26 de 1 ½", con capacidad para 114 m, en tanto el resto de presiones está por debajo de 50 m como indica la norma (INAA, 1999a, pág. 16).

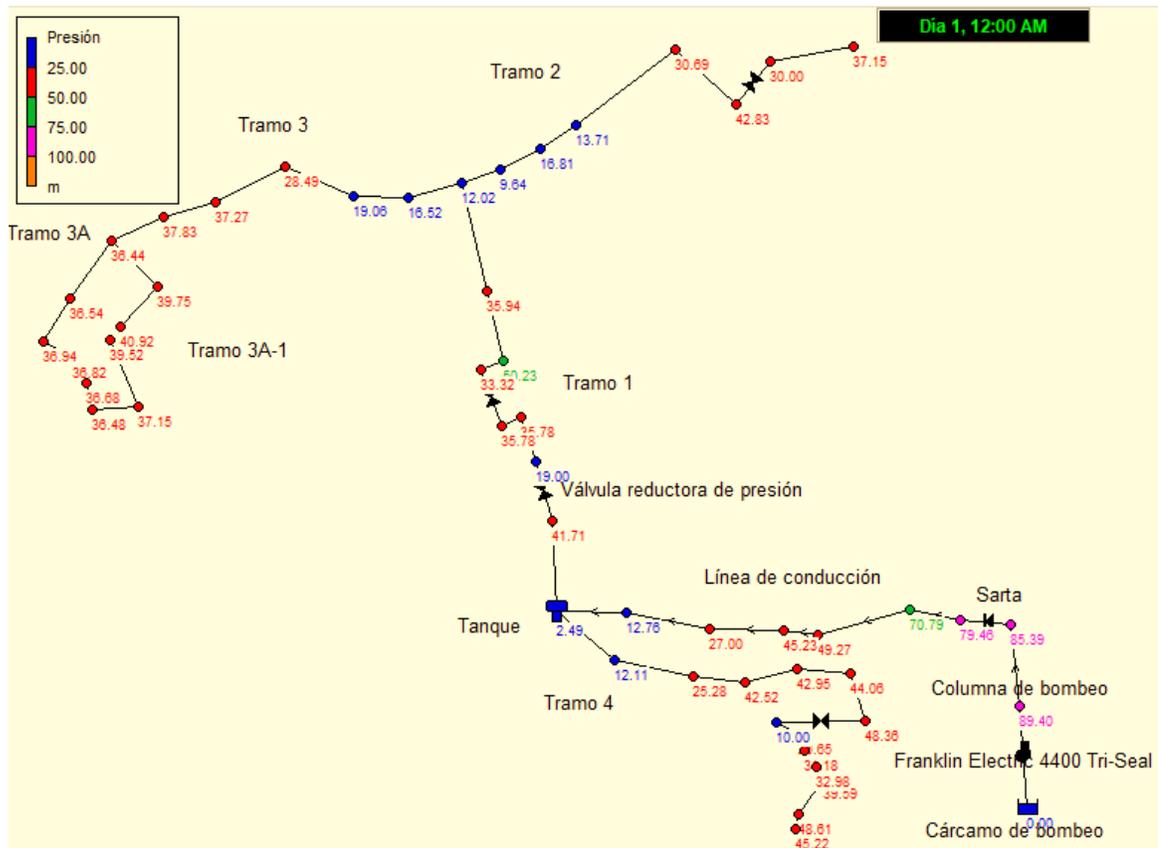


Ilustración 41: Presiones hidrostáticas máximas en la red

5.5.7. Simulación de cloro

La simulación de cloro se hizo basado en la concentración de 2.1 mg/L previamente calculada en el acápite 6.5.4.8 del presente estudio. A continuación, se presenta en la ilustración 42 la distribución de cloro en la red a las 6 horas, que es el tiempo necesario para que toda red tenga cloro residual con un valor igual o mayor a 0.20 mg/L que recomienda la norma (INAA, 1999b, pág. 99)

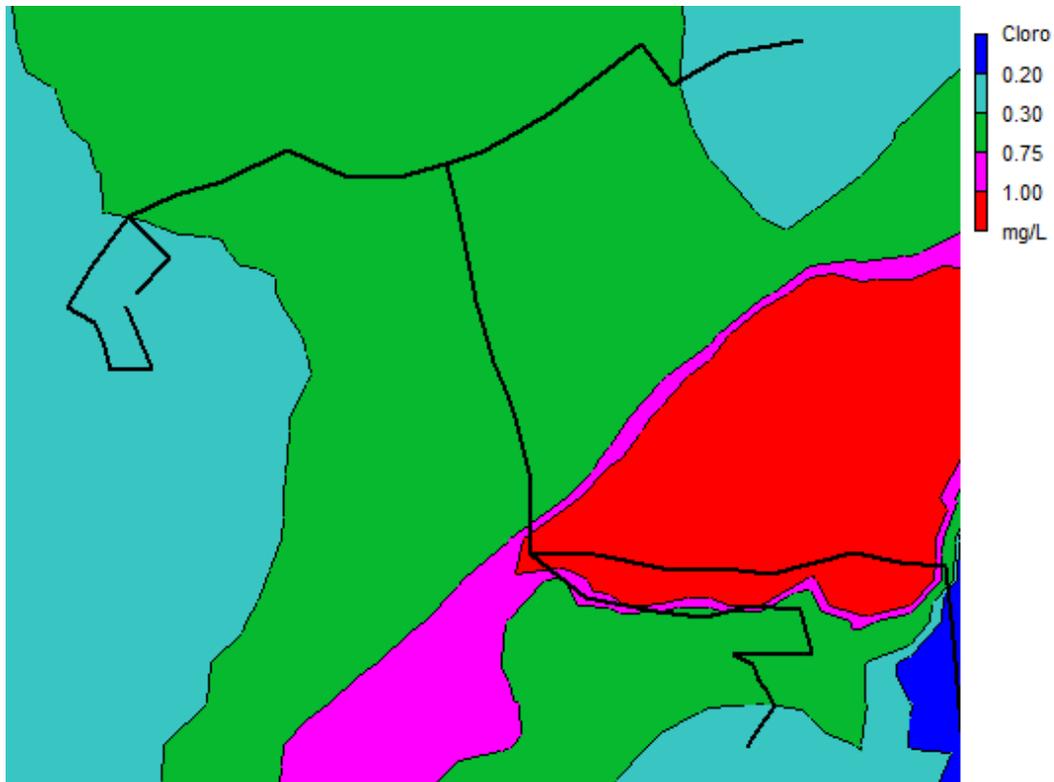


Ilustración 42: Distribución de cloro en la red a las 6 horas

También se presentan las distribuciones de cloro residual a las 12,16 y 24 horas, en las ilustraciones 43, 44 y 45 respectivamente. En ellas se observa la dinámica del cloro residual en la red a medida que transcurre el tiempo, notándose que el cloro residual fue mayor a 0.2 mg/L en todos los casos, dando cumplimiento la norma (INAA, 1999b, pág. 99).

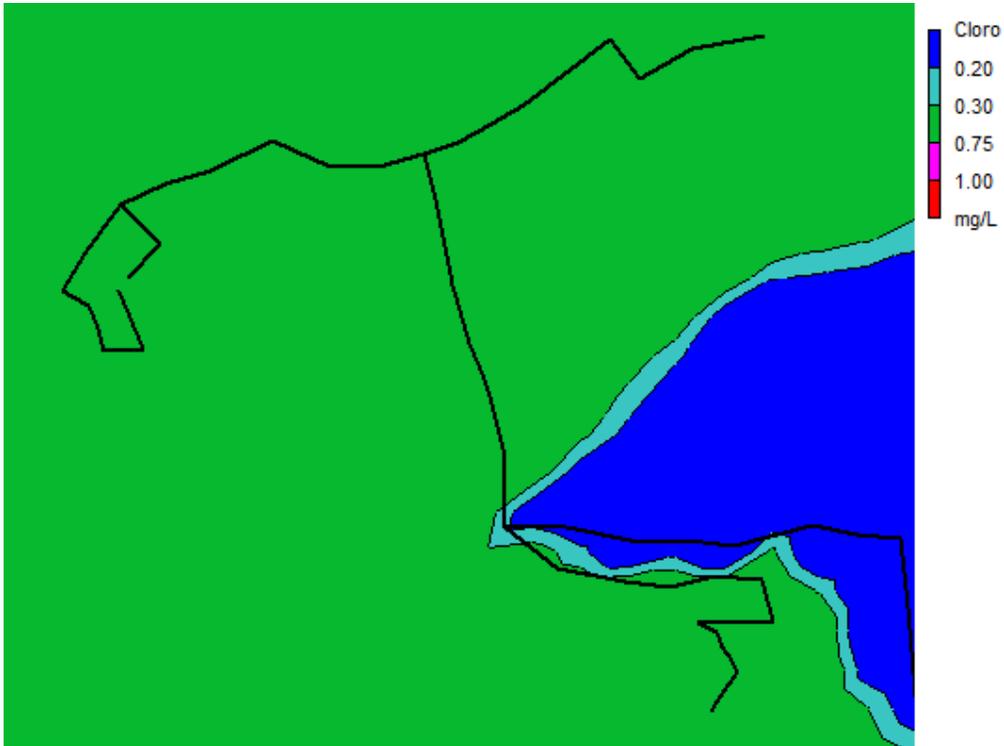


Ilustración 43: Distribución de cloro a las 12 horas

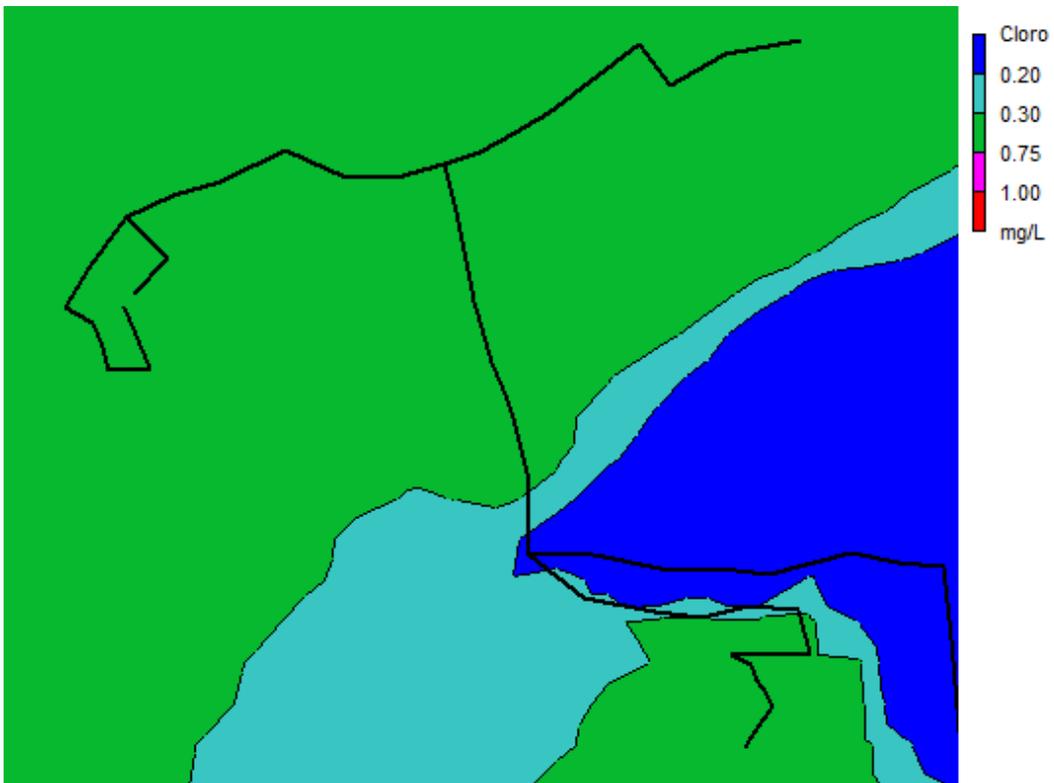


Ilustración 44: Distribución del cloro a las 16 horas

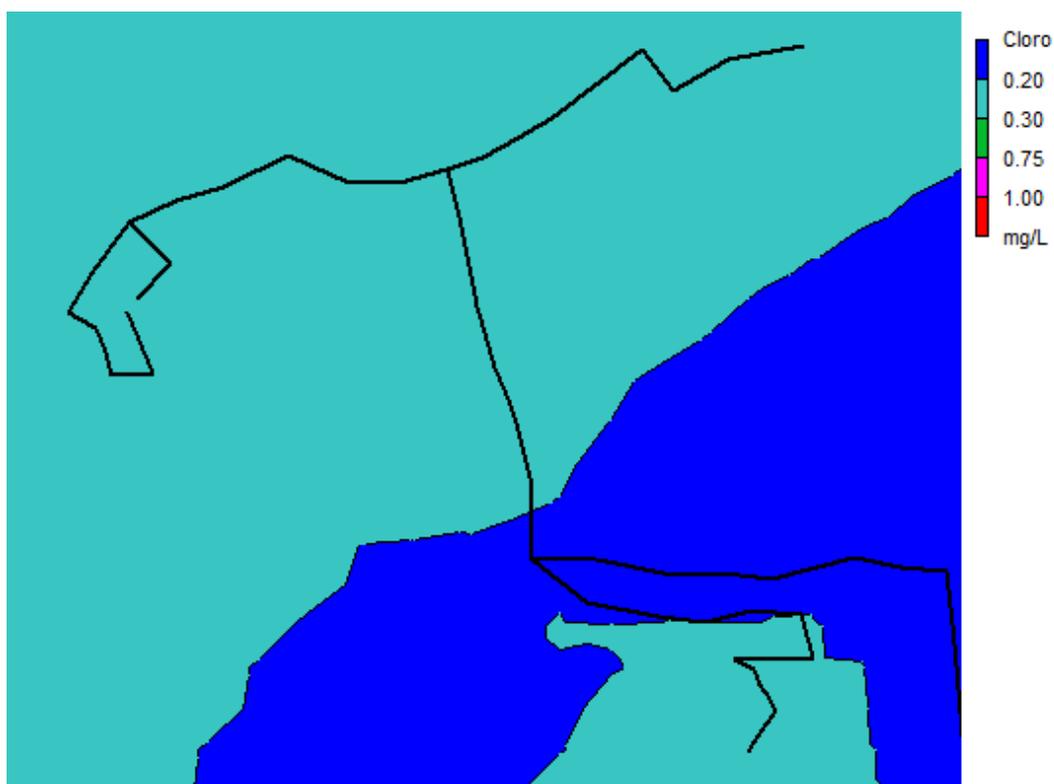


Ilustración 45: Distribución del cloro a las 24 horas

5.5.8. Conexiones domiciliarias

Estas se diseñaron con diámetro de $\frac{1}{2}$ pulgada (12,5 mm). A cada conexión se le instalará un medidor de flujo de agua, válvula, caja protectora y una llave de chorro (anexos 6 planos típicos hoja 17/21). Se conectarán a la red un total de 99 viviendas.

5.6. Presupuesto

El presupuesto fue calculado con la metodología FISE, la cual tiene un arreglo basado etapas, sub etapas y actividades. De esta forma se encontró un costo total de proyecto de C\$ 2, 281,277.78. A continuación en la tabla 35 se presenta un resumen por etapas. En el anexo 5 se presenta el presupuesto detallado.

Tabla 35: Costos del proyecto

Etapas	Conceptos	Montos C\$
310	PRELIMINARES	61,600.27
320	LINEA DE CONDUCCIÓN	366,431.68
330	LINEA DE DISTRIBUCIÓN	851,558.71
335	TANQUE DE ALMACENAMIENTO	167,076.57
340	FUENTE Y OBRAS DE TOMA	296,071.06
345	ESTACION DE BOMBEO - AGUA POTABLE	538,539.49
Total		2,281,277.78

Fuente: Elaboración propia

5.7. Conclusiones y recomendaciones

5.7.1. Conclusiones

- Se encontró que las viviendas son ocupadas en promedio por 5 personas de las cuales un 69% de los hombres realizan trabajos remunerados, mientras un 31% de mujeres igualmente devenga un salario. Además, basados en las características de los materiales de construcción de las viviendas y la propiedad de las mismas, se estimó que los ingresos de las familias son suficientes para sostener el pago de servicio de agua potable, lo cual es indispensable dado que las enfermedades por parásitos afectan a un 30% de los niños.
- La topografía presenta relieve irregular, caracterizado por grandes desniveles a lo largo del eje del levantamiento, esta situación es más acentuada en tramo 1 y tramo 4, donde presentan mayores desniveles.
- En cuanto a la calidad del agua se encontraron valores ligeramente superiores a los recomendados por la norma en los parámetros organolépticos turbiedad y color verdadero, con valores de 11.6 UNT y 58.00 mg/L (Pt-Co) respectivamente, además se encontró que el contenido de hierro fue de 0.545 mg/L, valor superior a lo requerido por la norma.
- En el análisis hidráulico se observó, que con la excepción del tramo 1 y tramo 3, los restantes 4 tramos tuvieron valores de velocidad inferiores al recomendado por la norma, esto se debió al poco caudal demandado en los nodos y a un diámetro mínimo de 1 ½", lo cual incidió en las bajas velocidades. También debido a las características del relieve se presentaron altas presiones hidrostáticas por lo que fue necesario incluir en el diseño 4 válvulas reguladoras de presión, dos en el tramo 1, una en el tramo 2 y otra en el tramo 4.
- Se encontró que para alcanzar los valores de cloro residual (0.20 mg/L) recomendados por la norma, se requiere un mínimo de 6 horas, esto también se debe a las bajas velocidades de flujo.

- El valor total del presupuesto para el sistema de agua potable fue de C\$ 2, 205,926.83, que, si se distribuye en los 20 años de vida útil, representa una inversión de C\$ 110,296.34 por año, lo que, si se divide entre las 99 familias, a cada una le correspondería C\$ 1,114 .10 anualmente.

5.7.2. Recomendaciones

- Que el CAPS valoren junto con la población los precios del metro cúbico de agua para establecer una tarifa adecuada a la realidad socioeconómica de la comunidad, tomando como referencia el costo por hogar del proyecto a ser ejecutado.
- Debido a las altas pendientes de un relieve irregular se recomienda inspecciones permanentes en la red, por la posible presencia de deslaves, derrumbes que pudieran causar daños a la red y sus accesorios.
- Que los CAPS gestionen el diseño e instalación una planta de tratamiento para mitigar los valores de turbiedad, color verdadero y hierro presente en el agua cruda.
- Hacer limpieza frecuente a las tuberías en la red, a causa de los sedimentos depositados en ellas, debido a las bajas velocidades de flujo.

Bibliografía

- AMANCO. (2006). *Manual técnico de tubosistemas*. San José Costa Rica: AMANCO.
- ASDI-DANIDA. (2009). *Políticas públicas regionales sobre la reducción de la pobreza en centroamérica y su incidencia en el pleno disfrute de los derechos humanos*. Managua: ASDI.
- CAPRE. (1994). *Normas de calidad de agua del agua para consumo humano*. San José Costa Rica: CAPRE.
- Comisión Nacional del Agua. (2008). *Metodología de evaluación socioeconómica para proyectos de agua potable alcantarillado y protección a centros de población*. México, D.F: SEMARNAT.
- ENACAL. (13 de Diciembre de 2019). Se amplió la cobertura en el sector rural y urbano en el 2019. Obtenido de [Comunicado de prensa]<https://www.enacal.com.ni/noticias/doc/NP13-12-2019.pdf>
- Escuela Universitaria de Ingeniería Técnica Agrícola de Ciudad Real. (2010). *El Golpe de ariete*. Ciudad Real. Obtenido de www.ingenierpiarural.com
- FAO. (2008). *Encuestas de caracterización socioeconómica nacional en el sector forestal*. Roma: Estudio FAO Montes 179.
- FISE-SIASAR. (2020). *SIASAR*. Managua: Nuevo Fise. Obtenido de www.siasar.org
- INAA. (1999a). *Diseño de Abastecimiento de Agua en el Medio Rural y Saneamiento Básico Rural*. Managua: INAA.
- INAA. (1999b). *Normas técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua*. Managua: INAA.
- INAA. (2007). *Guía técnica para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales*. Managua: INAA.

INAA y Feria de la tierra. (2010). *Ley N° 722, ley especial de comites de agua potable sanamiento y su reglamento*. Managua: AGUASAN –COSUDE y Organización Panamericana de la Salud.

Naciones Unidas. (22 de Marzo de 2020). El agua, parte del problema, pero también de la solución ante el cambio climático. *Noticias Onu*.

OPS-OMS. (2015). *Boletín informativo del agua*. OPS-OMS. Obtenido de paho.org

OPS-OMS. (Agosto de 2015). Situación de Nicaragua. *Boletín informativo del agua*, 12.

ANEXOS

Anexo 1. Formato de encuesta para estudio socioeconómico

ENCUESTA SOCIOECONÓMICA	
Fecha	<input type="text"/>
Departamento	<input type="text"/>
Municipio	<input type="text"/>
Comunidad	<input type="text"/>
Responsable de hogar	<input type="text"/>
Nombre persona encuestada	<input type="text"/>
CONDICIONES DE LA VIVENDA	
La vivienda es:	Propia <input type="checkbox"/> Prestada <input type="checkbox"/> Alquilada <input type="checkbox"/> Otro <input type="checkbox"/>
Las paredes son:	Bloque <input type="checkbox"/> Ladrillo <input type="checkbox"/> Madera <input type="checkbox"/> Otro <input type="checkbox"/>
El piso es:	Madera <input type="checkbox"/> Ladrillo <input type="checkbox"/> Tierra <input type="checkbox"/> Otro <input type="checkbox"/>
El techo es:	Zinc <input type="checkbox"/> Madera <input type="checkbox"/> Teja <input type="checkbox"/> Otro <input type="checkbox"/>
¿Cuántas divisiones tiene la vivienda?	3 o más <input type="checkbox"/> 2 <input type="checkbox"/> No tiene <input type="checkbox"/>
SITUACIÓN ECONÓMICA DE LAS FAMILIAS	
¿Cuántas personas del hogar trabajan?	
Dentro de la comunidad:	Hombres <input type="text"/> Mujeres <input type="text"/> Total <input type="text"/>
Fuera de la comunidad:	Hombres <input type="text"/> Mujeres <input type="text"/> Total <input type="text"/>
¿Cuál es el ingreso económico del mes?	_____
¿En qué trabajan las personas del hogar?	Ganadería <input type="checkbox"/> Agricultura <input type="checkbox"/> Jornalero <input type="checkbox"/> Otro/Cual <input type="checkbox"/>
Que cultivos realizan:	Maiz <input type="checkbox"/> Arroz <input type="checkbox"/> Frijol <input type="checkbox"/>
Ganado:	Si/Cuanto <input type="checkbox"/> Vacuno <input type="checkbox"/> Equino <input type="checkbox"/> Caprino <input type="checkbox"/>
	No <input type="checkbox"/>
Tienen Animales domésticos	Si/Cuanto <input type="checkbox"/> Gallinas <input type="checkbox"/> cerdos <input type="checkbox"/> Otros <input type="checkbox"/>
	No <input type="checkbox"/>
Recibe remesas	
Si	<input type="checkbox"/>
No	<input type="checkbox"/>

SANEAMIENTO E HIGIENE AMBIENTAL DE LA VIVIENDA			
¿Tienen letrina?	Si <input type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Buena Mala Regular
¿Qué hacen con las aguas servidas de la casa?			
La riegan	<input type="checkbox"/>		
Dejan correr	<input type="checkbox"/>		
Zanja de drenaje	<input type="checkbox"/>		
Filtro para drenaje	<input type="checkbox"/>		
¿Existen charcar en el patio?	Si <input type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/>		
¿Cómo eliminan las charcas?	Drenando <input type="checkbox"/> Aterrando <input type="checkbox"/> Otro <input type="checkbox"/>		
RECURSOS Y SERVICIOS DE AGUA			
¿Cuenta con servicio de agua?			
Si/cuál	<input type="checkbox"/>		
No/ como se abast.	<input type="checkbox"/>		
Pago al mes	<input type="checkbox"/>		
¿Quién busca o acarrea el agua?			
Mujeres	<input type="checkbox"/>		
Hombres	<input type="checkbox"/>		
Niños	<input type="checkbox"/>		
Otro	<input type="checkbox"/>		
¿Cuántos viajes realizan diario para obtener el agua que utilizan?		<input type="checkbox"/>	
¿En que almacenan el agua?			
Barriles	<input type="checkbox"/>		
Pilas	<input type="checkbox"/>		
Bidones	<input type="checkbox"/>		
Los recipientes en que se almacena el agua se mantienen:			
Tapados	<input type="checkbox"/>		
Destapados	<input type="checkbox"/>		
La calidad del agua se considera:			
Buena	<input type="checkbox"/>		
Regular	<input type="checkbox"/>		
Mala	<input type="checkbox"/>		
¿Qué condiciones tiene el agua que consume?			
Mal sabor	<input type="checkbox"/>		
Mal olor	<input type="checkbox"/>		
Mal color	<input type="checkbox"/>		
¿Distancia que recorre para traer el agua?	<input type="checkbox"/>		
¿Cuántos pozos hay en la comunidad?	<input type="checkbox"/>		
GENERALIDADES DEL PROYECTO			
¿Conoce el proyecto de abastecimiento de agua potable que se pretende realizar en esta comunidad?			
Si	<input type="checkbox"/>	No	<input type="checkbox"/>
Poco	<input type="checkbox"/>		
¿Le gustaría tener servicio de agua potable en su hogar?			
Si	<input type="checkbox"/>	No/por qué	<input type="checkbox"/>
¿Cuánto estaría dispuesto/a a pagar mensual por este servicio?			
CS20-25	<input type="checkbox"/>	CS 36-50	<input type="checkbox"/>
CS51 a más	<input type="checkbox"/>	No/porq.	<input type="checkbox"/>

ORGANIZACIÓN COMUNITARIA							
¿Los miembros de este hogar pertenecen a alguna organización?							
Si		Productividad		Social		Religiosa	
		Otra					
No		Por qué					
¿Cuántos miembros del hogar participan en organización comunitaria?							
Hombres		Mujeres		Total			
¿Participarían de forma organizada en la construcción del proyecto de agua potable?							
Si		No		Por qué			
SITUACIÓN DE SALUD EN LA VIVIENDA							
¿Están	Enfermedades	Grupos de edad				Observaciones	
		Menor a 5	6 a 15	16 a 25	Más de 26		
	Diarrea						
	Tos						
	Resfriados						
	Malaria						
	Dengue						
	Parasitosis						
	Renal						
	Tifoidea						
	Hepatitis						
	Dérmicas						
	Otras						
	Vacunados los niños y niñas?						
Si		No					
Las personas que habitan en esta vivienda practicaban hábitos como:							
Lavado de manos	Si		No				
Buen uso del agua	Si		No				
Buen uso de letrinas	Si		No				
¿Cuántos niños o niñas nacieron y/o fallecieron en este hogar, durante el año pasado?							
Vivos/as	Niños		Niñas		Total		
Fallecidos/as	Niños		Niñas		Total		
GRACIAS							
_____				_____			
Encuestador (a)				Supervisor (a)			

Fuente: Nuevo FISE

Anexo 2. Análisis de laboratorio físico-químico



Universidad Nacional de Ingeniería
 Vicerrectoría de Investigación y Desarrollo
 Programa de Investigación, Estudios Nacionales y Servicios del Ambiente
 Managua, Nicaragua



LABORATORIOS AMBIENTALES

CERTIFICADO DE ENSAYOS

FQAN-2108-0143

CLIENTE		DIRECCIÓN		TELEFONO
Juan Emilio Espinoza Obregón		UNI-Norte, Estelí		NR
ATENCIÓN		CARGO	EMAIL	CELULAR
Juan Emilio Espinoza Obregón		Tesistas	jonnyherrera.hb06@gmail.com juanemilioespinozaobregon@gmail.com	8208-0114 8650-3449
DATOS DE LA MUESTRA			CONTROL DEL LABORATORIO	
Fecha y Hora de recolección	13/08/2021; 6:00 a.m.		Ingreso de muestra	13/08/2021
Fuente	Ojo de Agua - San Isidro		Inicio de análisis	13/08/2021
Tipo de muestra	Agua Superficial		Finalización de análisis	18/08/2021
Ubicación de la fuente	Comunidad La Sidra, San Isidro - Matagalpa		Emisión del certificado	24/08/2021
Coordenadas	NR		No. Cadena de custodia	4790
Recolectada por	Juan Emilio Espinoza		Código de muestra	LA-2108-1222
Supervisor en campo	Fidel Rivera		Muestra No.	Uno (01)
METODO SM // EPA// HACH	ENSAYO REALIZADO	UNIDAD	RESULTADOS	Norma CAPRE*
2110	Aspecto	Adim	Turbia con materia en suspensión	NE
4500-B	Potencial de Hidrógeno	pH	7.00	6.5 - 8.5**
2550-B	Temperatura	°C	24.80	18 a 30
2510-B	Conductividad Eléctrica	µS/cm	109.30	400**
2130-B	Turbiedad	UNT	11.60	5
2120-C	Color Verdadero	mg/L (Pt-Co)	58.00	15
3500-B	Hierro Total	mg/L	0.545	0.3
4500-G	Cloro Residual	mg/L	0.12	0.5 a 1.00**

LEYENDA DE REPORTE DE RESULTADOS: Se reporta por parámetro de acuerdo a la Unidad que se indica en la columna y línea respectiva.
 Abreviaturas y símbolos: s menor al Límite de Detección que se especifica por parámetro, NE= No especificada en la Norma, NR= No Reporta, Adim=Adimensional
 Metodos, Normas y/o Decreto empleados: SM = Standard Methods for the Examination of Water & Wastewater 23 RD 2017, HACH: Metodología HACH
 EPA = Environmental Protection Agency, * Normas de Calidad del Agua Para Consumo Humano: Norma Regional CAPRE **Valor Recomendado

OBSERVACIONES: La muestra fue recolectada, custodiada e ingresada al laboratorio por el cliente.

Los resultados reportados corresponden a los ensayos solicitados por el cliente



Declaramos que este informe de resultados será de uso exclusivo del cliente, el cual garantiza la confidencialidad e imparcialidad del informe.

0 0 1 7 6 9

Dirección: (505) 22781462 • Área Académica 2270-5613 y 8886-6702 (M); Atención al Cliente: 2270-1517 y 8152-7314 (M)
 Coordinación de Laboratorios 8100-0421 (M) • e-mail: atencion.cliente@piensa.uni.edu.ni, infopiensa@uni.edu.ni • Web: www.piensa.uni.edu.ni

Anexo 3. Análisis de laboratorio bacteriológico



Universidad Nacional de Ingeniería
 Vicerrectoría de Investigación y Desarrollo
 Programa de Investigación, Estudios Nacionales y Servicios del Ambiente
 Managua, Nicaragua



LABORATORIOS AMBIENTALES

CERTIFICADO DE ENSAYOS

MB-2108-0135

FTP-7.8.2.1

CLIENTE		DIRECCIÓN		TELEFONO
Juan Emilio Espinoza Obregón		UNI- Norte, Estelí		NR
ATENCIÓN		CARGO	EMAIL	
Juan Emilio Espinoza Obregón		Tesista	juanemilioespinozaobregon@gmail.com	
DATOS DE LA MUESTRA		CONTROL DEL LABORATORIO		
Fecha y Hora de recolección	13/08/21; 06:00 am	Fecha de	Ingreso de muestra	13/08/2021
Fuente	Ojo de agua - San Isidro		Inicio de análisis	13/08/2021
Tipo de muestra	Agua Superficial		Finalización de análisis	17/08/2021
Ubicación de la fuente	Comunidad La Sidra, San Isidro - Matagalpa		Emisión del certificado	26/08/2021
Coordenadas	NR	No. Cadena de custodia	4790	
Recolectada por	Juan Emilio Espinoza Obregon	Código de muestra	LA-2108-1222	
Supervisor en campo	Fidel Rivera	Muestra No.	Uno (01)	
METODO SM // EPA	ENSAYO REALIZADO	UNIDAD	RESULTADOS	Norma CAPRE*
9221-B	Coliforme Total	NMP/100mL	2.4*10 ²	Negativo
9221-E	Coliforme Fecal	NMP/100mL	49.0	Negativo

LEYENDA DE REPORTE DE RESULTADOS: Se reporta por parámetro de acuerdo a la Unidad que se indica en la columna y línea respectiva.

Abreviaturas y símbolos: ≤ menor al Límite de Detección que se especifica por parámetro, NR= No Reporta

Metodos, Normas y/o Decreto empleados: SM = Standard Methods for the Examination of Water & Wastewater 23 RD 2017

EPA = Environmental Protection Agency, * Normas de Calidad del Agua Para Consumo Humano: Norma Regional CAPRE

OBSERVACIONES: La muestra fue recolectada, custodiada e ingresada al laboratorio por el cliente.

Los resultados reportados corresponden a los ensayos solicitados por el cliente

Ing. María Lilia Gómez
 Coordinadora de Laboratorios Ambientales



Declaramos que este informe de resultados será de uso exclusivo del cliente, el laboratorio garantiza la confidencialidad e imparcialidad del informe.

001771

Dirección: (505) 22781462 • Área Académica 2270-5613 y 8886-8702 (M); Atención al Cliente: 2270-1517 y 8152-7314 (M)
 Coordinación de Laboratorios 8100-0421 (M) • e-mail: atencion.cliente@piensa.uni.edu.ni, infopiensa@uni.edu.ni • Web: www.piensa.uni.edu.ni

Anexo 4. Análisis de laboratorio arsénico y plomo



Universidad Nacional de Ingeniería
 Vicerrectoría de Investigación y Desarrollo
 Programa de Investigación, Estudios Nacionales y Servicios del Ambiente
 Managua, Nicaragua



LABORATORIOS AMBIENTALES

CERTIFICADO DE ENSAYOS

MP-2108-0176

FTP-7.8.2.1

CLIENTE		DIRECCION		TELEFONO
Juan Emilio Espinoza Obregón		UNI- Norte, Esteli		NR
ATENCIÓN		CARGO	EMAIL	CELULAR
Juan Emilio Espinoza Obregón		Tesista	jonnyherrera.hb06@gmail.com juanemilioespinozaobregon@gmail.com	8208-0114 8650-3449
DATOS DE LA MUESTRA			CONTROL DEL LABORATORIO	
Fecha y Hora de recolección	13/08/2021; 6:00 am		Ingreso de muestra	13/08/2021
Fuente	Ojo de Agua- San Isidro		Inicio de análisis	19/08/2021
Tipo de muestra	Agua Superficial		Finalización de análisis	20/08/2021
Ubicación de la fuente	Comunidad la Sidra, San Isidro- Matagalpa		Emisión del certificado	24/08/2021
Coordenadas	NR		No. Cadena de custodia	4790
Recolectada por	Juan Emilio Espinoza		Código de muestra	LA-2108-1222
Supervisor en campo	Fidel Rivera		Muestra No.	Uno (01)
				Rango o valor máximo permisible recomendado
METODO SM // EPA	ENSAYO REALIZADO	UNIDAD	RESULTADOS	Norma CAPRE*
G.H	Arsénico	mg/L	<0.002	0.01
3500-B	Plomo	mg/L	<0.001	0.01

LEYENDA DE REPORTE DE RESULTADOS: Se reporta por parámetro de acuerdo a la Unidad que se indica en la columna y línea respectiva.
 Abreviaturas y símbolos: s: menor al Límite de Detección que se especifica por parámetro, NR= No Reporta
 Metodos, Normas y/o Decreto empleados: SM = Standard Methods for the Examination of Water & Wastewater 23 RD 2017
 EPA = Environmental Protection Agency, * Normas de Calidad del Agua Para Consumo Humano: Norma Regional CAPRE
 G.H: Generador de Hidruros, Utilizando ARSENATOR

OBSERVACIONES: La muestra fue recolectada, custodiada e ingresada al laboratorio por el cliente.

Los resultados reportados corresponden a los ensayos solicitados por el cliente

Ing. María Lidia Gómez
 Coordinadora de Laboratorios Ambientales



Declaramos que este informe de resultados será de uso exclusivo del cliente, el laboratorio garantiza la confiabilidad e imparcialidad del informe.

001770

Dirección: (505) 22781462 • Área Académica 2270-5613 y 8886-6702 (M); Atención al Cliente: 2270-1517 y 8152-7314 (M)
 Coordinación de Laboratorios 8100-0421 (M) • e-mail: atencion.cliente@piensa.uni.edu.ni, infopiensa@uni.edu.ni • Web: www.piensa.uni.edu.ni

Anexo 5. Presupuesto

ETAPA SUBETAPA	CODIGO	DESCRIPCIÓN DE LA ETAPA Y SUBETAPA	U/M	F-Venta CANTIDADES	1.2599 COSTO/GUIA C\$	F-Transporte COSTO/UNIT C\$	1.25 COSTO/TOTAL C\$
							2,281,277.78
310		PRELIMINARES					61,600.27
31001		LIMPIEZA INICIAL					25,827.24
	92224	LIMPIEZA MANUAL INICIAL	M2	918.24	17.92	28.1269	25,827.24
31002		TRAZO Y NIVELACION					9,371.70
	93599	TRAZO DE EJE DE TUBERIA DE AGUA POTABLE (INCL. ESTACAS DE MADERA) (NO INCL.EQUIPO DE TOPOGRAFIA)	ML	459.12	13.0049	20.4123	9,371.70
31005		ROTULO					26,401.33
	4277	ROTULO TIPO FISE DE 1.22 m x 2.44 m (ESTRUCTURA METALICA & ZINC LISO) CON BASES DE CONCRETO REF.	C/U	1	16820.5971	26401.3303	26,401.33
320		LINEA DE CONDUCCIÓN					366,431.68
32001		EXCAVACION PARA TUBERIA					17,046.00
	92227	EXCAVACION MANUAL EN TERRENO NATURAL	M3	114.78	94.6176	148.510216	17,046.00
32011		RELLENO Y COMPACTACION					15,294.91
	92226	RELLENO Y COMPACTACION MANUAL	M3	114.78	84.8978	133.254179	15,294.91
32023		PRUEBAS HIDROSTATICAS					4,087.08
	93282	PRUEBA HIDROSTATICA (CON BOMBA MANUAL) EN TUBERIA Diám.=HASTA 4", L= HASTA 300 m PARA PROJ. A. P.	C/U	2	1,301.96	2043.53781	4,087.08
32013		INSTALACION DE TUBERÍA					290,256.24
	93613	INSTALACION DE TUBERIA DE PVC Diám. = 1 1/2" SDR-17 (SOLO MANO DE OBRA)	M3	2797.665	66.1	103.749464	290,256.24

32014		TUBERIA DE 1 1/2" DE DIAMETRO					28,700.42
	92378	TUBERIA DE PVC Diám.=1½" (SDR-26) (NO INCL. EXCAVACION)	ML	459.12	39.83	62.5117989	28,700.42
32025		VÁLVULAS Y ACCESORIOS					11,047.03
	95210	CODO RADIO LARGO (ó CURVA) DE PVC Diám.= 1½"	C/U	5	41.2	64.67	323.35
	93113	VALVULA DE AIRE DE HIERRO Diám.=½"+REDUCT DE HIERRO GALVANIZADO +TEE	C/U	1	3079.25	4833.14	4833.14
	93598	BLOQUE DE REACCION DE CONCRETO C/ANCLAJE P/ACCESORIOS DE TUBOS	C/U	6	214.62	336.87	2021.22
	60729	VALVULA DE COMPUERTA DE BRONCE Diám.=1½"	C/U	2	1232.5947	1934.66	3869.32
330		LINEA DE DISTRIBUCIÓN					851,558.71
33001		EXCAVACION PARA TUBERIA					85,516.81
	92227	EXCAVACION MANUAL EN TERRENO NATURAL	M3	575.83125	94.6176	148.5102	85,516.81
33009		RELLENO Y COMPACTACION					365,165.76
	92226	RELLENO Y COMPACTACION MANUAL	M3	575.83125	84.8978	133.2542	76,731.93
33021		INSTALACION MANUAL DE TUBERIA					290,256.24
	93613	INSTALACION DE TUBERIA DE PVC Diám. = 1 1/2" SDR-17 (SOLO MANO DE OBRA)	M3	2797.665	66.1	103.749464	290,256.24
33014		TUBERIA DE 1 1/2" DE DIAMETRO					174,887.07
	92378	TUBERIA DE PVC Diám.=1½" (SDR-26) (NO INCL. EXCAVACION)	ML	2797.665	39.827	62.5117989	174,887.07
33022		PRUEBAS HIDROSTATICAS					20,435.38

	93282	PRUEBA HIDROSTATICA (CON BOMBA MANUAL) EN TUBERIA DE PVC Diám.=1 1/2" L HASTA=300 m PARA PROYECTOS DE AGUA POTABLE	C/U	10	1,301.96	2043.5378	20,435.38
33023		VÁLVULAS Y ACCESORIOS					90,184.51
	95558	CODO RADIO LARGO (ó CURVA) DE PVC Diám.=1 1/2"	C/U	32	41.20	64.6668369	2,069.34
	94311	VALVULA DE AIRE Y VACIO DE HIERRO FUNDIDO Diám.=1/2"+ ABRAZADERA DE HIERRO	C/U	10	2,342.41	3676.6079	36,766.08
	93598	BLOQUE DE REACCION DE CONCRETO C/ANCLAJE P/ACCESORIOS DE TUBOS	C/U	54	214.62	336.863994	18,190.66
	94017	VALVULA REGULADORA DE PRESION DE HIERRO FUNDIDO Diám.=1 1/2"	C/U	2	4,399.84	6905.92	13811.84
	60729	VALVULA DE COMPUERTA DE BRONCE Diám.=1 1/2"	C/U	10	1232.5947	1934.66	19,346.60
335		TANQUE DE ALMACENAMIENTO					167,076.57
33501		MOVIMIENTO DE TIERRA PARA TANQUE DE ALMACENAMIENTO					21,095.18
	93398	EXPLOTACION O CORTE (MANUAL) EN BANCO DE PRESTAMO	M3	7.5	120.9242	189.8006	1,423.50
	92227	EXCAVACION MANUAL EN TERRENO NATURAL	M3	7.5	94.6176	148.5102	1,113.83
	92226	RELLENO Y COMPACTACION MANUAL	M3	7.5	84.8978	133.2542	999.41
	92278	ACARREO MANUAL DE TIERRA SUELTA CON CARRETILLA A Dist.=De 0 a 20 m	M3	7.5	76.7764	120.507	903.80
	95256	MEZCLA MANUAL DE SUELO CEMENTO PROPORCION 1:7 (C:S) (1 DE CEMENTO Y 7 DESUELO)	M3	7.5	1,414.78	2220.6188	16,654.64
33511		TANQUE DE ALMACENAMIENTO					99,122.72
		ROTOPLAS KIT LINEA INDUSTRIAL NEGRA 6000 LTS	GLOBAL	2	31576.125	49561.36227	99,122.72
33508		CERCAS PERIMETRALES Y PORTONES					46,858.66
	92066	CERCO (A) DE ALAMBRE DE PUAS CAL. 13, 7 HILADAS C/POSTE DE MADERA RUSTICA ACADA 2.50 m	ML	160	176.3784	276.8406	44,294.50
	93056	PUERTA DE MARCO DE MADERA BLANCA Y FORRO DE ALAMBRE DE PUAS CAL. # 13 1/2	C/U	2	816.8287	1282.0808	2,564.16
340		FUENTE Y OBRAS DE TOMA					296,071.06
34017		CAPTACION DE MANANTIAL					296,071.06
	95082	TUBERIA DE HIERRO GALVANIZADO Diám.=3"	ML	6	778.43	1221.80454	7,330.83

	94491	PARED DE LADRILLO DE BARRO CUARTERON (TRAPEZOIDAL o SAPO) PARA POZO DEVISITA	M2	52	1,506.87	2365.1599	122,988.31
	92009	CONCRETO DE 3,000 PSI (MEZCLADO A MANO)	M3	22	3,609.55	5665.4949	124,640.89
	92282	FUNDIR CONCRETO EN CUALQUIER ELEMENTO	M3	22	290.304	455.6563	10,024.44
	95518	FORMALETA PARA LOSA AEREA @ Alt.=2.40m (INCL. BARULES DE 4" x 4")	M2	10	458.7057	719.9769	7,199.77
	93353	HIERRO (EN VARILLAS) CORRUGADO (GRADO 40) Diám. <= AL No. 4	LBS	700	23.9583	37.6046	26,323.19
	3830	PELDAÑO DE VARILLA DE HIERRO CORRUGADO GRADO 40, Diám.=5/8", Ancho depeldaño=0.30m, Desarrollo=0.90m	C/U	33	94.4946	148.3172	4,894.47
345		ESTACION DE BOMBEO - AGUA POTABLE					538,539.49
32401		CASETA DE CONTROL					63,360.25
	3762	CASETA TECHO ZINC PARA GENERADORELECTRICO A= 2.00 m x 3M	M2	6	6,727.93	10560.0411	63,360.25
34503		EQUIPOS, TUBERIA Y ACCESORIOS					199,402.37
	92796	SARTA DE TUBERIA DE HIERRO GALVANIZADO Diám.=2"(INCL. 5 VALVULAS DE BRONCE DE 2", y1½")Long.=6m	C/U	1	9,580.06	15,036.70	15,036.70
	95169	BOMBA C/MOTOR SUMERGIBLE DE 1 HP, Q=15 GPM, CTD=300', 1/60/230 v	C/U	2	18,995.42	29,814.90	59,629.80
	95751	BOMBA C/MOTOR SUMERGIBLE DE 2 HP, Q=20 GPM, CTD=254', 1/60/230 v	C/U	2	29,011.55	45,536.05	91,072.10
	95848	BOMBA ELECTRICA DOSIFICADORA DE CLORO DE 3 GPD Y 300 PSI	C/U	2	10,723.79	16,831.89	33,663.77
34504		INSTALACIONES ELECTRICAS					275,776.87
	94907	BANCO DE TRANSFORMADORES DE 3X25 KVA, 14.4/24.9 KV, 240/480 v (INCL. ESTRUCTURA)	C/U	1	172,295.80	270432.628	270,432.63
	95819	PANEL DE CONTROL DE BOMBA PARA MOTOR DE ARRANQUE DE 2 HP, 3/60/230/460 v	C/U	1	3,404.88	5344.2432	5,344.24

Anexo 6. Juego de planos