



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**Rediseño del Sistema de Acueducto por Bombeo Eléctrico en el Área Urbana
del Municipio de Wivilí, Departamento de Nueva Segovia.**

Para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por

Br. Glendy Elvira Bucardo Parrilla.

Br. Wilber Gamaliel Tercero González.

Tutor

Ing. Juan Leonardo Chow Zúniga.

Managua, Diciembre 2019

Managua 29 de enero del año 2019

Dr. OSCAR ISAAC GUTIÉRREZ SOMARRIBA

Decano

Facultad Tecnología de la Construcción -UNI

Su Despacho

Estimado Decano:

Con el fin de cumplir con el último requisito exigido por la Alma Mater y poder optar al título de Ingeniero Civil, presentamos ante usted, nuestro protocolo de monografía que lleva por título: **“Rediseño del Sistema de Acueducto por Bombeo Eléctrico en el área urbana del Municipio de Wiwilí, Departamento de Nueva Segovia.”**

Para su debida revisión y aprobación.

No omitimos que el **Ing. Juan Leonardo Chow Zuniga**, está de acuerdo en ser nuestro tutor, siempre y cuando la Decanatura de la FTC, no tenga objeciones a nuestra propuesta.

En espera de su respuesta, nos suscribimos.

Atentamente:

Br Glendy Elvira Bucardo Parrilla

N° Carnet 2014-0351N

Bucardoglendy19@gmail.com

[Tel: 82064633](tel:82064633)

Br Wilber Gamaliel Tercero González

N° Carnet 2014-0217N

gonzalezgamaliel7@gmail.com

[Tel: 83512963](tel:83512963)

Agradecimiento

A Dios por bendecirnos la vida, por guiarnos a lo largo de nuestra existencia, ser el apoyo de fortaleza en aquellos momentos de dificultad y de debilidad

Gracias a nuestros padres y madres por ser los principales promotores de nuestros sueños, por confiar y creer en nuestras expectativas, por los consejos, valores y principios que nos han inculcado.

A nuestros docentes de la Universidad Nacional de ingeniería Sede Regional del Norte por haber compartido sus conocimientos a lo largo de la preparación de nuestra profesión, de manera especial al Ing. Juan Leonardo Chow Zúniga tutor de nuestro proyecto de investigación quien ha guiado con su paciencia y su rectitud como docente y a todas las personas que de una u otra manera nos brindaron valiosos aportes a nuestra investigación.

Br. Glendy Elvira Bucardo Parrilla.

Br. Wilber Gamaliel Tercero González.

Dedicatoria

En primer lugar, a Dios por ser el inspirador y darnos la fuerza para continuar en este proceso de obtener uno de los anhelos más deseados.

A nuestros padres y madres, por su amor, trabajo y sacrificio en todos estos años, gracias a ustedes hemos logrado llegar hasta aquí y convertirnos en lo que somos.

A todas las personas que nos han apoyado y han hecho que el trabajo se realice con éxito en especial a aquellos/as que nos abrieron las puertas y compartieron sus conocimientos.

Br. Glendy Elvira Bucardo Parrilla.

Br. Wilber Gamaliel Tercero González.

Contenido

I.	Generalidades	1
1.1.	Introducción.....	2
1.2.	Antecedentes.....	3
1.3.	Justificación.....	4
1.4.	Objetivos	5
1.4.1.	Objetivo general	5
1.6.2	Objetivos específicos	5
1.4.	Descripción del área de estudio	6
II.	Marco teórico.....	7
2.1.	Estudio socio-económico del sitio del proyecto	7
2.2.	Estudio topográfico.....	7
2.3.	Estudio hidrogeológico	7
2.4.	Diseño de acueducto por bombeo eléctrico	8
2.4.1.	Caracterización de la fuente de abastecimiento.....	8
2.4.2.	Estación de bombeo	8
2.4.3.	Línea de conducción	8
2.4.4.	Tanque de almacenamiento.....	9
2.4.5.	Desinfección	9
2.4.6.	Red de distribución.....	9
2.4.7.	Acometidas domiciliarias.....	9
2.4.8.	Diseño hidráulico de un sistema de agua potable	10
2.5.	Presupuesto de la obra	10

III.	Diseño metodológico.....	11
3.1.	Estudios generales	11
3.1.1.	Estudio socioeconómico	11
3.1.2.	Estudio topográfico.....	11
3.1.3.	Estudio hidrogeológico en el área de captación.....	12
3.2.	Diagnóstico	13
3.2.1.	Población y demanda	13
3.2.2.	Fuente de abastecimiento.....	14
3.2.3.	Estación de bombeo	14
3.2.4.	Línea de conducción	15
3.2.5.	Tanque de almacenamiento.....	15
3.2.6.	Red de distribución.....	15
3.2.7.	Acometidas domiciliarias.....	15
3.3.	Propuesta del diseño hidráulico de los componentes del sistema	16
3.3.1.	Calidad del agua de la fuente	16
3.3.2.	Población de diseño.....	16
3.3.3.	Estimación de caudales de diseño.....	16
3.3.4.	Diámetro de la columna de bombeo dentro del pozo	17
3.3.5.	Diámetro de la sarta	17
3.3.6.	Diámetro de la línea de conducción.....	18
3.3.7.	Red de distribución.....	19
3.3.8.	Almacenamiento	21
3.3.9.	Desinfección	22

3.4.	Estimación de costos de la obra	22
IV.	Cálculos.....	23
4.1.	Estudios generales	23
4.1.1.	Estudio socioeconómico.....	23
4.1.2.	Estudio topográfico	33
4.1.3.	Estudio hidrogeológico.....	35
4.2.	Diagnóstico	39
4.2.1.	Población y demanda	39
4.2.2.	Fuente de abastecimiento.....	40
4.2.3.	Estación de bombeo	41
4.2.4.	Línea de conducción por bombeo del acueducto Wiwilí	46
4.2.5.	Tanque de almacenamiento.....	49
4.2.6.	Red de distribución.....	50
4.2.7.	Acometidas domiciliarias.....	52
4.2.8.	Conclusiones del diagnostico	53
4.2.9.	Recomendaciones del diagnostico	55
4.3.	Rediseño del sistema de agua potable de Wiwilí Nueva Segovia	56
4.3.1.	Población de diseño.....	56
4.3.2.	Demanda de agua potable	57
4.3.3.	Fuente de abastecimiento.....	59
4.3.4.	Estación de bombeo	59
4.3.5.	Líneas de conducción	62
4.3.6.	Tanque de almacenamiento.....	74

4.3.7.	Desinfección	74
4.3.8.	Análisis hidráulico	76
4.4.	Presupuesto	112
V.	Conclusiones y recomendaciones	113
5.1.	Conclusiones	113
5.2.	Recomendaciones	115
VI.	Bibliografía	116
VII.	Anexos	I

Tabla 1: Porcentaje de población encuestada.....	24
Tabla 2: Porcentaje de ingresos económicos.....	25
Tabla 3: Tipos de trabajos remunerados.....	25
Tabla 4: Porcentaje de la población que goza del servicio.....	26
Tabla 5: Porcentaje según los rangos de calidad del servicio.....	27
Tabla 6: Días que reciben el servicio.....	28
Tabla 7: Porcentaje con relación a la duración del servicio por hora.....	29
Tabla 8: Motivos de suspensión del servicio.....	30
Tabla 9: Porcentaje de la población que padecen de enfermedades ocasionadas por el consumo del agua.....	31
Tabla 10: Tipos de enfermedades ocasionadas por el consumo del agua.....	32
Tabla 11: Planos de perfiles longitudinales.....	34
Tabla 12: Datos obtenidos en campo mediante la aplicación del método de Porchet.....	37
Tabla 13: Suministro de agua actual.....	39
Tabla 14: Aforo de la fuente de abastecimiento caño Wiwilí.....	40
Tabla 15: Pérdidas de carga en la columna de bombeo.....	42
Tabla 16: Altura de velocidad y pérdidas generadas en el manifold.....	45
Tabla 17: Alturas de velocidades y pérdidas generadas en sarta actual.....	46
Tabla 18: Velocidad y pérdidas de carga generadas en la línea de conducción... ..	48
Tabla 19: Pérdidas de carga generadas en la columna de bombeo.....	60
Tabla 20: Pérdidas localizadas en sarta a través de accesorios.....	62
Tabla 21: Dosis para la desinfección y aplicación.....	75
Tabla 22: Elevación y presiones de tubería de la línea de conducción por bombeo.....	78

Tabla 23: Caudal, velocidad y pérdidas de tuberías en la línea de conducción por bombeo	79
Tabla 24: Longitud y diámetro de tuberías de la línea de conducción por bombeo	80
Tabla 25: Cotas y presiones de línea de conducción Cruz Laguna.....	82
Tabla 26: Longitud y diámetro de las tuberías en la línea de conducción por gravedad del tanque principal hasta el tanque de Cruz Laguna.....	84
Tabla 27: Velocidades y presiones en la línea a Cruz Laguna.....	86
Tabla 28: Elevaciones y presiones de la línea de conducción por gravedad del tanque principal hasta el tanque de la comunidad de Palos Mas.....	91
Tabla 29: Caudal, velocidades y perdidas en la línea de conducción por gravedad del tanque principal hasta la comunidad de Palos Mas.....	93
Tabla 30: Longitud y diámetro de las tuberías en la línea de conducción por gravedad del tanque principal hasta el tanque de la comunidad de Palos Mas	95
Tabla 31: Distribución de caudales en nodos concentrado	98
Tabla 32: Elevaciones y presiones de la red del barrio Martha Quezada	100
Tabla 33: Caudal, velocidad y pérdidas generadas en la red del barrio Martha Quezada.....	100
Tabla 34: Longitud y diámetro de la tubería en la red del barrio de Martha Quezada	101
Tabla 35: Elevaciones y presiones en las tuberías de la red de distribución de la comunidad de Cruz Laguna	103
Tabla 36: Caudal, velocidad y pérdidas generadas en las tuberías en la red de la comunidad de Cruz Laguna	103
Tabla 37: Longitud y diámetro de la tubería en red de la comunidad de Cruz Laguna	104
Tabla 38: Cotas y presiones en la subred comunidad de Palos Más	105

Tabla 39: Caudales y Velocidades en la red de Palos Más	106
Tabla 40: Longitud y diámetros de tuberías de la red Palos Más.....	106
Tabla 41: Cotas y presiones de la red del Casco Urbano	107
Tabla 42:Caudal, velocidad y perdidas en red del Casco Urbano.....	108
Tabla 43:Longitudes y diámetros de tubería en la red del casco urbano	110
Tabla 44: Presiones hidrostáticas en las redes	111
Tabla 45: Formato de encuestas.....	II
Tabla 46: Formato de entrevista.....	III
Tabla 47:Población y demanda proyectada a 20 años.....	VI
Tabla 48: Cotas y presiones en la línea de conducción por gravedad del Casco Urbano	VII
Tabla 49: Caudal y velocidad en la línea de conducción por gravedad del Casco Urbano	VII
Tabla 50: Nodos con presiones hidrostáticas en la línea de conducción por gravedad de la comunidad de Cruz Laguna.....	VIII
Tabla 51: Nodos con presiones hidrostáticas en la línea de conducción por gravedad de la comunidad de Palos Mas	X
Tabla 52:: Nodos con presiones hidrostáticas en la línea de conducción por gravedad de la comunidad de Martha Quezada.....	XII
Tabla 53:Nodos y presiones hidrostáticas en la línea de conducción por gravedad del casco urbano	XIII
Tabla 54:Nodos y presiones hidrostáticas en la subred de la comunidad de Martha Quezada.....	XIII
Tabla 55: Nodos y presiones hidrostáticas en la subred del Casco Urbano	XIV
Tabla 56:: Presupuesto del proyecto de rediseño del sistema de agua potable de Wiwili Nueva Segovia.....	XVII

Ilustración 1: Esquema de energía en el golpe de ariete.....	69
Ilustración 2: Selección de la bomba a utilizar en la propuesta de rediseño:	71
Ilustración 3: Velocidades y presiones de la línea de conducción por bombeo.....	77
Ilustración 4: Perfil longitudinal de presión en la línea de conducción por bombeo	77
Ilustración 5: Línea por gravedad del tanque principal hasta el tanque Cruz Laguna	81
Ilustración 6: Perfil longitudinal de presión del tanque principal hasta el tanque Cruz Laguna	81
Ilustración 7: Perfil longitudinal de la línea de conducción por gravedad del tanque principal hasta la comunidad de Palos Mas	89
Ilustración 8: Velocidades y presiones en la línea de conducción por gravedad del tanque principal hasta el tanque Palos Mas	90
Ilustración 9: Presiones y velocidades en la red del barrio Martha Quezada	99
Ilustración 10: Perfil longitudinal de la red del barrio Martha Quezada	99
Ilustración 11: Velocidades y presiones en la red de la comunidad de Cruz Laguna	102
Ilustración 12: Perfil longitudinal de presión en la comunidad de Cruz Laguna ..	102
Ilustración 13: Perfil longitudinal de presiones en la red de la comunidad de Palos Mas	104
Ilustración 14: Presiones y velocidades en las tuberías de la red de distribución en la comunidad de Palos Mas	105
Ilustración 15: Selección del lugar para aplicar método de Porchet	IV
Ilustración 16: Dimensionamiento del área a utilizar	IV
Ilustración 17: Nivelar el punto de altura que servirá como base para medir la infiltración de suelo.....	IV

Ilustración 18:Medición del diámetro del área destinada a perforar	IV
Ilustración 19:Llenado del líquido en el área excavada.....	IV
Ilustración 20:Medición de cuánta agua se infiltro en el lapso de tiempo estipulado para cada repetición.....	IV
Ilustración 21: Tubería superficial en ciertos sectores del casco urbano	V
Ilustración 22: Tubería superficial en ciertos sectores del casco urbano	V
Mapa 1: Wiwilí macro y micro localización	6
Mapa 2: Orthofoto satelital BING de Microsoft	33
Mapa 3: Geología de Nicaragua.....	35
Mapa 4: Geología de Wiwil í Nueva Segovia	36

I. Generalidades

Wiwilí es un municipio del departamento de Nueva Segovia que cuenta con un área urbana claramente definida que representa el 21.2% de la población del municipio de acuerdo al censo 2005.

En el año 2007 el NUEVO FISE construyó para el casco urbano de Wiwilí un mini acueducto por bombeo eléctrico, el cual utiliza como fuente el caño Wiwilí, siendo estas aguas superficiales aprovechadas a través de una galería de filtración la cual es bombeada al tanque para el uso posterior a través de la red de distribución y acometidas domiciliarias. El sistema actualmente es administrado por la alcaldía municipal.

1.1. Introducción

El presente estudio se realizó en el área urbana del municipio Wiwilí de Nueva Segovia localidad que se encuentra a 118 km de la cabecera departamental Ocotal. La zona tiene una temperatura media de 25-30°C y una precipitación de 1,200 a 1,500 mm anuales (CENAGRO, 2013).

El municipio de Wiwilí de Nueva Segovia se enfrenta a problemas de desabastecimiento de agua potable la mayor parte del tiempo, ocasionado principalmente por problemas de infraestructura en el sistema de abastecimiento actual y al crecimiento poblacional en los últimos años. Esto hace necesario una nueva propuesta para el abastecimiento de agua potable para el municipio.

El presente documento contiene un diagnóstico del sistema actual de agua potable y una propuesta detallada, basada en la norma actual vigente y en la proyección de la población a veinte años. Esta propuesta contribuirá desde el punto de vista técnico a la solución de los problemas de abastecimiento de agua potable que afecta a los 6,000 habitantes de la zona urbana del municipio de Wiwilí de Nueva Segovia.

1.2. Antecedentes

En Nicaragua existen 1,623 acueductos por bombeo eléctrico de acuerdo a los datos del SIASAR (NUEVO FISE, 2019). Del total de acueductos antes mencionados 366 corresponden a la zona central y equivalen al 22.54%, así mismo existen en el departamento de Nueva Segovia 43 acueductos lo que corresponde a un 2.65% del total.

El municipio de Wiwilí de Nueva Segovia forma parte de la zona de amortiguamiento de la reserva de biosfera de Bosawás; el municipio fue fundado en el año 1976.

De acuerdo con las estadísticas del último censo realizado en el año 2005 el municipio cuenta con una población total de 16,344 de la cual el 21.2% pertenecen a la zona urbana.

La economía del municipio está basada en la ganadería y la producción de café, siendo ambos rubros la principal actividad económica. Además, existe una producción local de granos básicos y una actividad comercial bastante activa que dinamiza la economía.

La población urbana del municipio estimada actualmente en 6,000 habitantes, carecen de un servicio de agua potable eficiente, ocurriendo con frecuencia el corte del suministro hasta por más de 15 días. Se menciona que en ocasiones ha habido corte del servicio por más de un mes. Otro factor que incide en la deficiencia del servicio es la inestabilidad del flujo eléctrico, el que usualmente presenta cortes de hasta 8 horas al día.

1.3. Justificación

Según la ley N° 620 “Ley General de Aguas Nacionales”, es obligación y prioridad indeclinable del estado promover, facilitar y regular adecuadamente el suministro de agua potable en cantidad y calidad al pueblo nicaragüense (OPS, 2005, pág. 5).

Por tanto, “Objetivos desarrollo del Milenio” (OMD) y “Estrategia Reforzada de Crecimiento Económico y Reducción de la Pobreza” (ERCERP) establecieron metas en la cobertura de agua potable del 50% y 83.5% respectivamente (Republica de Nicaragua, 2005, pág. 22).

Hasta el año 2015 se alcanzó las metas del milenio es decir se alcanzó más del 50% de cobertura de agua potable en el país (OPS, 2005).

No obstante, 6,000 habitantes del casco urbano del municipio de Wiwilí de Nueva Segovia de los barrios Carlos Fonseca, Edwing Barahona, Pedro Joaquín Chamorro, Leonel Rugama, Carlos Arroyo, Nueva Esperanza, Martha Quezada, Villa Nueva y dos comunidades aledañas carecen del servicio de agua potable.

Una de las causas del desabastecimiento es la frecuente interrupción de la energía eléctrica, por lo que las bombas del acueducto actual no operan con período prolongados. Además, existen problemas en la obra de toma, donde se ha construido un canal de derivación artesanal, que sufre daños frecuentes por la corriente del caño cada período lluvioso.

Por lo antes mencionado, se realizó una encuesta encontrándose los siguientes problemas de salud pública: helicobacter pylori y la diarrea con un 18.88% respectivamente, seguida de paracitos con un 11.73% y vomito con un 9.18%. Además, un 1.53% padecen de alergia.

Debido a lo antes mencionado se plantea realizar un diagnóstico del sistema actual y según los resultados de la evaluación, rediseñar el sistema de abastecimiento de agua potable del área urbana y dos comunidades en el municipio de Wiwilí de Nueva Segovia.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Rediseño del sistema de acueducto por bombeo eléctrico para el área urbana y dos comunidades del municipio de Wiwilí, Departamento de Nueva Segovia, basado en una evaluación del sistema actual.

1.4.2. Objetivos específicos

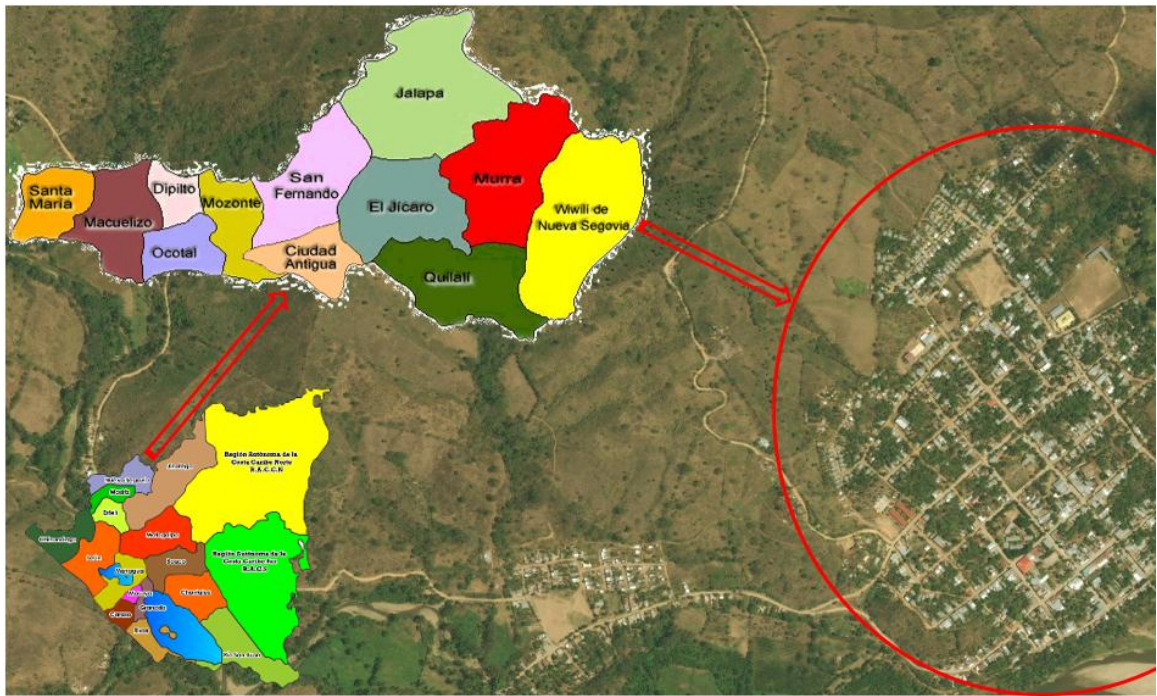
1. Realizar estudio socio-económico en el casco urbano del municipio de Wiwilí de Nueva Segovia para conocer el nivel económico y de servicio, así como la población actual.
2. Realizar un estudio topográfico en la zona urbana del municipio de Wiwilí de Nueva Segovia con la finalidad de recopilar información altimétrica y planimétrica que sirva para el diseño del sistema de agua potable.
3. Realizar un estudio hidrogeológico con la finalidad de conocer las características del coeficiente de permeabilidad del material detrítico que conforma la zona de captación.
4. Realizar diagnóstico y rediseño del sistema de acueducto por bombeo eléctrico del casco urbano de Wiwilí de Nueva Segovia, basado en las características actuales de la población, la topografía y las características de la fuente de abastecimiento.
5. Estimar el costo de la obra considerando cada uno de sus componentes y la ejecución de las diferentes etapas, tomando como referencia los costos unitarios actualizados por actividades del NUEVO FISE.

1.5. Descripción del área de estudio

Macro y micro localización

La ubicación geográfica del área de estudio se encuentra en las coordenadas 13° 37' 14.8" N, 85° 50' 25.6" O, con una elevación de 295.5 msnm, y se presenta en el siguiente mapa.

Mapa 1: Wivilí macro y micro localización



Fuente: Elaboración propia

II. Marco teórico

2.1. Estudio socio-económico del sitio del proyecto

El estudio socio económico busca los niveles de gasto y consumo de los hogares, del acceso a los servicios básicos y de otras variables relacionadas con las características y condiciones de vida (INIDE, 2011).

2.2. Estudio topográfico

El estudio topográfico es necesario para contar con información planimétrica y altimétrica, con la finalidad de realizar los trazos de la red y determinar la ubicación de las estructuras e instalaciones necesarias tales como conducción del pozo al tanque de almacenamiento, así como la red de distribución desde el tanque hasta las conexiones domiciliarias. De esta forma se podrá elegir el tipo de configuración que tendrán los acueductos (INAA, 2004).

Se deberá utilizar como punto de partida de cualquier levantamiento topográfico a realizar, la red geodésica nacional, tanto en el levantamiento planimétrico como altimétrico y deberá cumplir con las recomendaciones que al respecto indique el INETER (INAA, 2004).

2.3. Estudio hidrogeológico

La hidrogeología estudia las aguas subterráneas la formación de yacimientos, difusión, movimiento, régimen y reserva, su interacción con los suelos y las rocas, así como las condiciones que determinan las medidas para su aprovechamiento, regulación y evaluación (Mijailov, 1989).

Una galería de infiltración es una forma de aprovechamiento y consiste en un conducto horizontal y permeable construido para interceptar y recolectar agua subterránea que fluye por gravedad. Para que tenga éxito una galería, debe localizarse en un acuífero permeable que tenga el nivel freático alto y estar alimentado por una fuente adecuada y cercana, cuya calidad en el aspecto químico la haga utilizable, generalmente las galerías de infiltración están ubicadas paralelamente a los lechos de los ríos (INAA, 2009).

2.4. Diseño de acueducto por bombeo eléctrico

Un acueducto por bombeo eléctrico se considera como opción de un sistema para agua potable cuando exista una fuente de abastecimiento, disponibilidad de energía eléctrica y capacidad de pago de la comunidad (INAA, 2009).

La dotación está definida por el ente regulador, también se establecen factores de la demanda y factores de variación de consumo. La demanda también está sujeta al crecimiento de la población (INAA, 2009).

2.4.1. Caracterización de la fuente de abastecimiento

La norma CAPRE establece para el análisis de las muestras tres etapas del control de calidad del agua: Pertenece al análisis básico, programa de análisis normal y programa de análisis avanzado del agua potable, cada uno aumentando la cantidad de prueba necesaria para monitorear la calidad del agua (CAPRE, 1994, págs. 12-27).

2.4.2. Estación de bombeo

Según OPS-COSUDE (2005), las estaciones de bombeo son un conjunto de estructuras civiles, equipos, tuberías y accesorios, que toman el agua directa o indirectamente de la fuente de abastecimiento y la impulsan a un reservorio de almacenamiento o directamente a la red de distribución.

Para el diseño hidráulico de la estación de bombeo se debe determinar la carga dinámica o altura manométrica total la cual puede ser definida como el incremento total de la carga del flujo a través de la bomba. Así mismo se debe calcular la carga neta de succión positiva disponible.

2.4.3. Línea de conducción

La línea de conducción es el conjunto de ductos, obras de arte y accesorios destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento, desde la captación hasta la comunidad, formando el enlace entre la obra de captación y la red de distribución. Su capacidad deberá ser suficiente para transportar el gasto del máximo día (INAA, 2009).

Se distinguen dos clases de líneas de conducción: línea de conducción por gravedad, para la cual debe de disponerse de una presión hidrostática suficiente para vencer las pérdidas por fricción. También puede realizarse la conducción por bombeo la que se logra con una fuente externa de energía, para impulsar el agua desde la toma hasta la altura requerida (INAA, 2009).

2.4.4. Tanque de almacenamiento

El tanque de 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, 2009).

2.4.5. Desinfección

Toda agua que se abastece para consumo humano debe someterse a desinfección; incluso la de origen subterráneo para prevenir cualquier contaminación durante su distribución (INAA, 2009).

Existen varias sustancias químicas que se emplean para desinfectar el agua, siendo el cloro el más usado universalmente, dado a sus propiedades oxidantes y su efecto residual para eliminar contaminaciones posteriores (INAA, 2009).

2.4.6. 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, que pueden ser conexiones domiciliarias o puestos públicos (INAA, 2009).

2.4.7. Acometidas domiciliarias

Según INAA (2009), las acometidas domiciliarias son tomas de agua sujetas a ciertas condiciones, tales como disponibilidad suficiente de agua, bajos costos de operaciones, capacidad de pago de la población, y número de usuarios del servicio. El diámetro de las conexiones y de los grifos será de ½ pulg.

2.4.8. Diseño hidráulico de un sistema de agua potable

A continuación, se describen los criterios para el diseño hidráulico del sistema de agua potable basado en la norma nacional (INAA, 2009).

En el diseño de la red de distribución, se debe de considerar los siguientes aspectos fundamentales: condiciones más desfavorables para la red, servir al mayor porcentaje de la población, hipótesis acorde al consumo real de la localidad durante el período de diseño.

Los parámetros de diseño están establecidos en la norma (INAA, 2009, págs. 43-57).

2.5. Presupuesto de la obra

A continuación, se presentan conceptos y criterios para la formulación de presupuestos basados en el manual de presupuesto de obras municipales (INIFOM , 2006).

El presupuesto debe incluir el análisis del costo de cada elemento que interviene en la construcción de la obra.

Elementos del presupuesto

Todo presupuesto de obra está formado por una serie de partidas o capítulos, que agrupan un concepto de obra o actividades, formuladas con una secuencia lógica y conveniente, desde el punto de vista constructivo o para efectos de pago.

Así mismo, cada concepto de obra, está construido por un conjunto de componentes caracterizado por materiales de construcción y rendimiento humanos, que integran la operación de la unidad de obra mediante el uso de la herramienta o equipo requerido.

III. Diseño metodológico

La metodología se realizó en tres fases:

- Estudios generales.
- Diagnóstico del sistema actual de agua potable.
- Propuesta de un nuevo diseño para sistema de agua potable.

3.1. Estudios generales

En este acápite se incluyen la metodología para alcanzar los tres primeros objetivos propuestos, relacionados con el estudio socio económico, el estudio topográfico y estudio hidrogeológico. A continuación, se describe la metodología de cada uno de ellos.

3.1.1. Estudio socioeconómico

El estudio socioeconómico se realizó mediante encuesta y entrevista, tanto como la encuesta y la entrevista se realizó un formulario para la toma de datos de campo los cuales se presentan en el anexo tabla 45 y 46.

Los datos de campo fueron procesados utilizando el software Excel para la elaboración de histograma de frecuencia, cálculos porcentuales y promedio como parámetros descriptivos de la población.

3.1.2. Estudio topográfico

Esta actividad se realizó en tres etapas, dos de gabinete y otra de campo.

En la primera etapa de gabinete se realizó lo siguiente:

1. Descarga con SAS PLANET de la fotografía satelital de la plataforma BING de Microsoft y análisis de imágenes.
2. Búsqueda de planos de la red existente en la alcaldía municipal y el nuevo FISE.

En la segunda etapa de campo se realizó lo siguiente:

1. Identificación el BM geodésico.

El BM geodésico se amarro a la red geodésica nacional mediante coordenadas UTM X=625493 Y=1506382 Z= 303.

2. Levantamiento de la poligonal de la red y las elevaciones, estas se realizaron en distancias no mayores a 20 m, con estación total marca LIKA, todo se hizo en base a la norma (INAA, 2004, pág. 2).

En la tercera etapa se realizó lo siguiente:

1. Descarga de los puntos de la estación total en formato csv para exporta a la plataforma Civil 3D.
2. Elaboración de perfiles longitudinales y planos a una escala de 1-1000 horizontalmente basándose en lo establecido por la norma (INAA, 2004, pág. 3).

3.1.3. Estudio hidrogeológico en el área de captación

Para esta actividad se realizó una descripción de la litología de la zona de captación, la cual se representa en el mapa 3, en el cual se describen los grupos geológicos predominantes de la zona. Así mismo se realizó una prueba de infiltración (Ilustración 15 – 20), con el método de Porchet el cual se describe a continuación:

- Se realizó un agujero circular de 30 cm de diámetro con una profundidad de 70 cm, teniendo en cuenta que la altura de la superficie del suelo a la niveleta es de 166 cm.
- Una vez realizada la perforación y colocadas la niveleta se llenó la excavación hasta los 60 cm.
- Después se midió el nivel de descenso ocurrido en el transcurso de 10 minutos.
- Se volvió a llenar el agujero hasta el nivel inicial, para repetir el ciclo de medida y relleno cada 10 minutos.
- Al cabo de 6 repeticiones, se suspendió la prueba debido a que las dos últimas lecturas de descenso del nivel fueron similares, indicando que la filtración estaba ocurriendo con suelos saturado.

Se pudo observar que en la repetición 4, el agua mantuvo el mismo nivel con una infiltración de 5.5 cm, una vez realizada todas las pruebas se evaluaron los resultados en base a los coeficientes de filtración (Mijailov, 1989, pág. 145). Donde se determinó el tipo de material encontrado en la zona de estudio.

3.2. Diagnóstico

En este acápite se describen la metodología para alcanzar el objetivo del diagnóstico. El diagnóstico del sistema se basó en los parámetros que a continuación se describen:

3.2.1. Población y demanda

Este parámetro se evaluó comparando la oferta actual de agua potable con la demanda futura, la cual fue determinada mediante la población proyectada a 20 años, las dotaciones y los factores de variación de consumo establecidas en la norma (INAA, 2009, pág. 13).

Se obtuvo la población del censo municipal del año 2005, y se determinó la tasa de crecimiento en base al mismo censo, aplicando el método de crecimiento geométrico establecido por la norma (INAA, 2009, pág. 8), usando una dotación de 95 lppd.

Se realizó el cálculo del consumo promedio diario (CPD) tomado en cuenta la población futura y la dotación antes mencionada, obtuvo el consumo promedio (CPD), aplicando los coeficientes de 7% para comercio, 7% institucional y 20%, no se consideró el consumo industrial debido a que no hay industrias en el municipio.

Partiendo de consumo promedio diario (CPD) aplicando los factores de 1.5 y 2.5, así como el caudal contra incendios, se obtuvo el consumo máximo día (CMD) y consumo máximo horario (CMH) respectivamente, los que posteriormente se ocuparon para el diseño de línea de conducción y red de distribución.

Para la evaluación en el diagnóstico, los resultados obtenidos fueron comparados con el caudal de bombeo actual y el consumo real en la red.

3.2.2. Fuente de abastecimiento

Debido a que la fuente de abastecimiento superficial es el “Caño Wiwilí”, se utilizó el método velocidad sección que se describe a continuación:

- Se seleccionó el lugar donde se realizaron las pruebas para el método sección velocidad.
- Luego se realizó el levantamiento de las profundidades del caño, aguas arriba así mismo aguas abajo, se midió el ancho de la sección del río para sacar un ancho promedio.
- Se procedió a tomar el tiempo que demora un tapón de plástico en llegar aguas abajo siendo soltado aguas arriba en una distancia de 19.7 m, se repitió el proceso varias veces para determinar el tiempo promedio.
- Obteniendo los datos en campo procedemos a encontrar la velocidad media para luego determinar el caudal de la fuente de abastecimiento, mediante la ecuación de la continuidad.

Finalmente, el resultado del aforo se comparó con demanda previamente calculada.

3.2.3. Estación de bombeo

Para la evaluación de la estación de bombeo se realizó lo siguiente:

- En base al caudal de bombeo previamente estimado (aforo en el tanque) se determinó si el diámetro de la columna cumple con lo establecido en la norma (INAA, 2009, pág. 36).
- Con el caudal de bombeo previamente estimado como se indicó anteriormente, se determinó si el diámetro de la sarta cumple con lo establecido en la norma (INAA, 2009, pág. 38), posteriormente se comprobó si la sarta instalada en el sistema cumple y si ésta contiene todos los accesorios y válvulas según la norma.

3.2.4. Línea de conducción

Basado en el caudal de bombeo se realizó lo siguiente:

1. Se observó la presión manométrica (manómetro en la sarta).
2. Se aforó el caudal que llega al tanque por la línea de conducción.
3. Se valoró si las velocidades cumplen con la norma (INAA, 2009, pág. 53).
4. Se valoró si la resistencia de la tubería soportaría las sobre presiones generadas.

3.2.5. Tanque de almacenamiento

Para evaluar la capacidad del tanque se realizó lo siguiente:

1. En base a la población y según lo establecido en la norma se calculó el volumen que el tanque deberá tener.
2. Se realizó la cubicación del tanque actual en operación.
3. Se comparó el valor del volumen del tanque con el valor calculado, según la norma (INAA, 2009, pág. 57).

3.2.6. Red de distribución

Para evaluar la capacidad de la red se realizó lo siguiente:

1. La medición de las presiones con el uso de manómetros en las partes más altas y bajas del sitio de estudio.
2. Se obtuvo el consumo diario a través de la red.
3. Se observaron los aspectos físicos (daños) en la red.
4. Se comparó la entrega del servicio con la dotación que establece la norma.

3.2.7. Acometidas domiciliarias

Se valoró si los componentes de las acometidas, cumplen con lo establecido en la norma.

3.3. Propuesta del diseño hidráulico de los componentes del sistema

En este acápite se describe la metodología para alcanzar el objetivo relacionado con la propuesta de diseño. El nuevo diseño se basó en los resultados del diagnóstico del sistema de agua potable, con relación a la norma (INAA, 2009) y se consideraron los siguientes parámetros:

3.3.1. Calidad del agua de la fuente

Calidad del agua del pozo de la galería de filtración (CAPRE, 1994, pág. 11).

- Se obtuvieron resultados proporcionados por el operador del sistema (Alcaldía).
- Se realizó la comparación de los resultados microbiológicos obtenidos con lo establecido en la norma (INAA, 2009).

3.3.2. Población de diseño

Debido a que el censo nacional es del año 2005 cuyos datos que podrían estar fuera de la realidad actual y además se carece otro dato poblacional confiable, y conociendo que el casco urbano de Wiwilí creció mucho en los últimos 5 años, se asumió una tasa de crecimiento poblacional de 2.5%. Así, la tasa de crecimiento propuesta está en los rangos que manda la norma (INAA, 2009, pág. 8).

Para la proyección de la población fue necesario conocer la cantidad de habitantes existente (dato de la Alcaldía) para luego realizar la proyección a 20 años utilizando el método geométrico, el cual se aplica a ciudades que no alcanzado su desarrollo y se mantienen en crecimiento como lo es el municipio de Wiwilí Nueva Segovia.

3.3.3. Estimación de caudales de diseño

• Dotaciones

Se utilizaron las dotaciones diarias por habitantes de 95 L/hab/día establecidas en la norma (INAA, 2009, pág. 13).

- **Consumo promedio diario**

Se determinó el consumo promedio diario (CPD) tomando en cuenta la población de diseño previamente calculada y las dotaciones indicadas anteriormente, como lo establece la norma (INAA, 2009).

- **Consumo comercial e institucional**

Los factores de la demanda utilizados fueron 7% y 7%, con relación al consumo promedio diario (CPD) correspondientes al consumo comercial e institucional (INAA, 2009, pág. 13).

- **Pérdidas en el sistema**

Se aplicó un 20% al consumo promedio diario (CPD) según lo establece la norma (INAA, 2009, pág. 15).

- **Variación de consumo**

Se aplicó el factor de 1.5 al consumo promedio diario (CPD) para el diseño de la línea de conducción y el factor de 2.5 para el consumo máximo horario para el diseño de la red de distribución, en ambos casos se sumó el caudal debido a fugas.

3.3.4. Diámetro de la columna de bombeo dentro del pozo

Se determinó la longitud de la columna de bombeo, la cual estará acoplada a la bomba y posteriormente se calculó el diámetro más adecuado en base a lo establecido en la norma (INAA, 2009, pág. 36) en la tabla 6-2, cuyo diámetro va en dependencia del caudal que transporta la columna de bombeo.

3.3.5. Diámetro de la sarta

El diámetro de la sarta fue determinado conforme al caudal que transporta, según especificaciones de la AWWA C-704 descrita en la norma nacional (INAA, 2009, pág. 36). Además, se tomará en cuenta que la velocidad de flujo con el diámetro seleccionado sea inferior a 1.5 m/s criterio que establece la norma para líneas por bombeo (INAA, 2009, pág. 53).

3.3.6. Diámetro de la línea de conducción

Para determinar el diámetro de la línea de conducción se utilizó el caudal del máximo día (CMD), posteriormente haciendo uso de la ecuación de Bresse, cuyo resultado sirvió para determinar el diámetro comercial (AMANCO PVC) más óptimo para la línea de conducción.

1. Pérdidas de cargas en la línea de conducción

Las pérdidas de carga por fricción en la línea de conducción se calcularon mediante la ecuación de Hazen – Williams (INAA, 2009, pág. 44).

2. Pérdidas de cargas en Sarta

Las pérdidas en la sarta se calcularon con Hazen – Williams para las pérdidas por fricción y coeficientes (K) de pérdidas por accesorios aplicados a la altura de velocidad, la suma de las pérdidas por fricción y pérdidas locales resultaron en las pérdidas de carga en la sarta.

3. Pérdidas de carga en la columna de bombeo

Las pérdidas por fricción generadas en la columna de bombeo se calcularon utilizando la ecuación de Hazen - Williams y cumpliendo con lo establecido en la norma (INAA, 2009, pág. 36), donde se indica que las pérdidas por fricción generadas en la columna no deben ser mayor del 5% de su longitud.

4. Presión manométrica total o carga dinámica total CDT

Para determinar el valor de la carga dinámica total (CDT) se sumó la altura estática la cual fue considerada desde la cota del nivel dinámico hasta la cota de la entrada de línea de conducción al tanque, más las pérdidas de carga en la columna de bombeo, la sarta y la línea de conducción.

5. Selección de la bomba

Para seleccionar el equipo de bombeo fue necesario conocer previamente la carga dinámica total (CDT) y caudal de bombeo (CMD), con lo cual se calculó la potencia de la bomba y posteriormente con el catálogo comercial de bombas sumergibles FPS serie SSI se calculó la bomba y su curva característica, así

mismo se obtuvo su potencia y eficiencia (Franklin Electric, 2016, pág. 11). Con esta información se indicó el punto de operación y curva de instalación.

6. Golpe de ariete

Para calcular la sobre presión generada por el golpe de ariete se realizó lo siguiente:

- Cálculo de la celeridad de la onda de presión a través de la tubería, con la ecuación de la celeridad (a) propuesta por Allievi (Universidad de Castilla-de L Mancha, 2011, pág. 4).
- Cálculo del tiempo de parada de la válvula, se aplicó la ecuación propuesta por Mendiluce (Universidad de Castilla-de L Mancha, 2011, pág. 6)
- Se evaluó el tiempo de parada con relación al tiempo del ciclo de la onda de presión, para determinar cierre rápido o lento (Universidad de Castilla-de L Mancha, 2011, pág. 7).
- Según los resultados de la evaluación del tiempo de parada y longitud crítica se determinaron las presiones máximas según la ecuación de Michaud para cierre lento e impulsión corta o Allievi para cierre rápido e impulsión larga (Universidad de Castilla-de L Mancha, 2011, págs. 8-9).
- Una vez realizados los cálculos mencionados anteriormente se calculó la sobrepresión en el sistema causada por el golpe de ariete tomado en consideración la altura geométrica desde la cota del pozo o sarta hasta la cota de la línea de la entrada al tanque, más las sobre presión.
- Finalmente se comparó la resistencia de la tubería (Amanco PVC) para seleccionar una tubería con cédula cuya resistencia pudiera soportar la sobre presión generada en el sistema de bombeo.

3.3.7. Red de distribución

Basado en los planos topográficos y utilizando el software CIVIL 3D se hizo el trazo de la red principal considerando la mayor cobertura de viviendas y las

elevaciones más favorables, seguidamente se exporto a formato DXF para EPACAD y a formatos NET para EPANET. A continuación, se realizó lo siguiente:

1. Configuración de software EPANET

Los valores por defecto en EPANET se configuraron para que los cálculos de pérdidas de carga se realicen mediante la ecuación de Hazen–Williams, también se asignó un coeficiente de rugosidad de 150. Las unidades de medida para el caudal fueron litros por segundo (L/s), para las velocidades metros por segundo (m/s) y para las pérdidas de carga metros (m). Los mencionados parámetros se configuraron como predeterminados.

Seguidamente se importaron los datos desde EPACAD, los cuales se habían importado previamente desde AutoCAD. Esta acción permitió obtener nodos con las elevaciones del terreno y longitudes en cada una de las líneas de tuberías.

2. Caudales en los nodos concentrados

Para la introducción de la demanda base en los nodos de red EPANET, fue necesario calcular previamente los caudales concentrados, lo cual se hizo con el método de área tributaria que expresa la norma (INAA, 2009, pág. 48). De esta manera se distribuyó el caudal de diseño de red el cual fue obtenido de la demanda de máxima hora (CMH).

3. Criterios de diseño para la simulación

La red de distribución fue evaluada basada en simulaciones con EPANET, para lo cual se consideró lo siguiente:

- velocidades comprendidas entre 0.6 y 2 m/s.
- Presiones mínimas de 14 m, máxima de 50 m y 70 m para zonas de topografía irregular.

4. Escenarios hidráulicos para la simulación

Fue necesario evaluar el funcionamiento de la red en diferentes condiciones de operación, por lo que se realizaron simulaciones buscando condiciones extremas de funcionamiento realizando lo siguiente:

- Simulación con el consumo de máxima hora (CMH) al final del período de diseño, para simular la máxima demanda en la red.
- Simulación con consumos cero, para simular las horas con mínima demanda en la red.

3.3.8. Almacenamiento

Se basa en el volumen compensador, que es el agua necesaria para compensar las variaciones horarias del consumo. Este caso se debe considerar para poblaciones menores de 20.000 habitantes (INAA, 2009, pág. 57).

1. Criterios de diseño utilizados para el tanque de almacenamiento

- 25% del consumo promedio diario.
- 15% del consumo promedio diario para reserva para eventualidades y/o emergencias.
- Almacenamiento de 2 horas de acuerdo a la demanda de agua para incendio.

2. Clases de tanques a diseñar

Se eligió la clase de tanques más apropiados a las condiciones hidráulicas y económicas, siendo estos:

- Tanque de concreto armado (anexo número 13 plano típico).
- Tanque prefabricado de polietileno Plastitank con capacidad de 22 m³ (Anexo plano número 8 especificaciones del tanque).

3. Tipos de tanque

Debido a las características de la topografía del terreno, todos los tanques se diseñaron sobre suelo y se tendrán las siguientes consideraciones.

- Las tuberías de rebose descargarán libremente, sobre obras especiales de concreto para evitar la erosión del suelo.
- Se instalarán válvulas de compuertas en todas las tuberías con excepción de las tuberías de rebose, todos los accesorios de las tuberías serán tipo brida.

- Serán de una altura mínima de 3.00 m, incluyendo un borde libre de 0.50 m.
- Tendrán accesorios como escaleras, respiraderos, aberturas de acceso, marcador de niveles.

3.3.9. Desinfección

La capacidad de diseño de la estación de cloración se calculó mediante lo establecido en la norma (INAA, 2009, pág. 96). Para el diseño del sistema de desinfección y su aplicación se utilizó hipoclorito de sodio con una concentración de producto comercial de 130 gr/L, que será diluido hasta el 1%, para ser inyectado a la red mediante una dosis de 0.026 L/s, durante un período de 16 horas.

3.4. Estimación de costos de la obra

Basado en los tipos de actividades y las cantidades de obra se aplicó un catálogo conformado por etapas y sub etapas, el cual sirvió para clasificar todas las actividades con sus respectivas unidades de medidas.

Para calcular el presupuesto tomó en cuenta la cantidad de obra determinada previamente según los planos constructivos, además se aplicó el precio unitario de las actividades según el catálogo del FISE.

Utilizando una hoja de cálculo Excel y la información antes mencionada, la cual está organizada en etapas y sub etapas se calculó el presupuesto del proyecto.

IV. Cálculos

Los resultados se organizaron en un acápite de estudios generales que incluirán los aspectos socioeconómicos, la topografía y estudio hidrogeológico, seguido por los acápites de diagnóstico del sistema actual, propuesta de diseño hidráulico y presupuesto.

4.1. Estudios generales

Este acápite está conformado por el estudio socioeconómico, estudio topográfico y estudio hidrogeológico. A continuación, se describen cada uno de ellos:

4.1.1. Estudio socioeconómico

Para conocer las condiciones socioeconómicas que tiene el municipio fue necesaria la aplicación de encuestas y entrevistas, descritas en el anexo tablas 45 y 46 respectivamente. En ellas se revelan los resultados de cuatro aspectos importantes, los cuales se describen a continuación:

1. Aspectos generales

El tamaño de la muestra se determinó mediante la siguiente ecuación:

$$n = \frac{N (Z_a)^2 (p) (q)}{d^2(N - 1) + (Z_a)^2 (p) (q)} \quad \text{Ecuación 1}$$

Dónde:

N: Tamaño de la población

Z: Nivel de confianza

P: Probabilidad de éxito

Q: Probabilidad de fracaso

D: Precisión

$$n = \frac{6,000 (1.96)^2 (0.05) (0.95)}{(0.03)^2(6,000 - 1) + (1.96)^2 (0.05) (0.95)} = 196 \text{ familias}$$

De acuerdo a los resultados de la aplicación de la ecuación 1, se encuestaron a 196 familias, lo que representa una población de 911 personas, equivalente a un 15.18% de la población total estudiada.

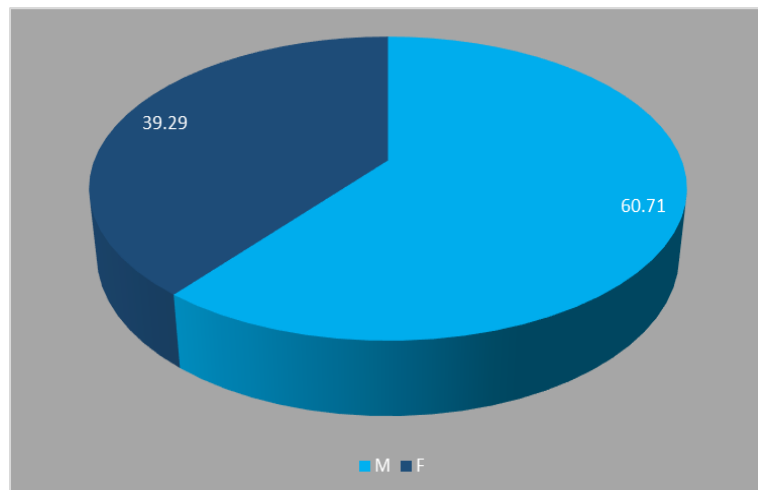
El 60.71% de las encuestas fueron contestadas por varones mientras que un 39.29%, fue contestadas por mujeres, como se muestra en la tabla 1 y gráfico 1.

Tabla 1: Porcentaje de población encuestada

Sexo	
M	F
119	77
%	
60.71	39.29

Fuente: Elaboración propia con datos obtenidos de encuesta

Gráfico 1: Población por sexo



Fuente: Elaboración propia

2. Aspectos económicos

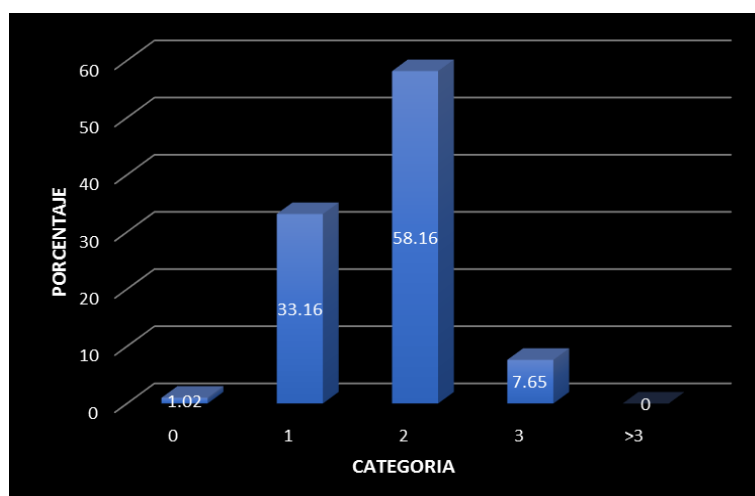
En cuanto a los ingresos remunerados se encontró que un 58.16% de las familias cuentan con 2 personas que trabajan, seguido con un 33.16% donde solamente trabajan 1 persona, así mismo se observó que el 7.65% de las familias tienen 3 miembros que trabajan y un 1.02% de las familias no tienen ningún miembro que aporte ingresos al hogar, como indica en la tabla 2 y gráfico 2.

Tabla 2: Porcentaje de ingresos económicos

Cuantos Trabajan				
0	1	2	3	>3
2	65	114	15	0
%				
1.02	33.16	58.16	7.65	0.00

Fuente: Elaboración propia con datos obtenidos de encuesta

Gráfico 2 : Trabajan en el hogar



Fuente: Elaboración propia

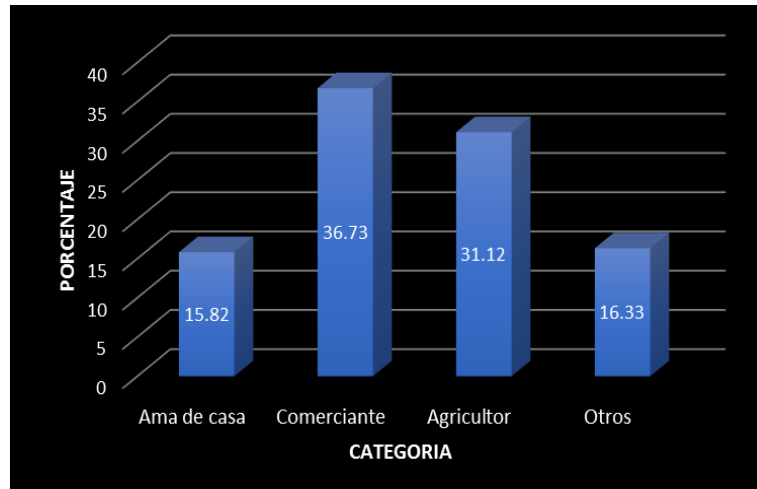
Sobre el tipo de trabajo remunerado que la población encuestada realiza se encontró que un 36.73% son comerciantes, mientras que un 31.12% son agricultores. Además, pudo observarse que otro 16.33% realiza trabajos diversos tales como empleados públicos y sector informal. También fue notorio encontrar un 15.82% que realizan trabajo en el hogar no remunerado tipificado como ama de casa (tabla 3 y gráfico 3).

Tabla 3: Tipos de trabajos remunerados

En qué Trabajan			
Ama de casa	Comerciante	Agricultor	Otros
31	72	61	32
%			
15.82	36.73	31.12	16.33

Fuente: Elaboración propia con datos obtenidos de encuesta

Gráfico 3: Tipo de trabajo



Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a estos resultados puede decirse que casi un 75% de las familias podría pagar por los servicios de agua potable sin que esto pudiera representar un costo significativo para los ingresos de la misma, no obstante, un 25% de la población tendría dificultades para pagar el servicio.

3. Aspectos operacionales

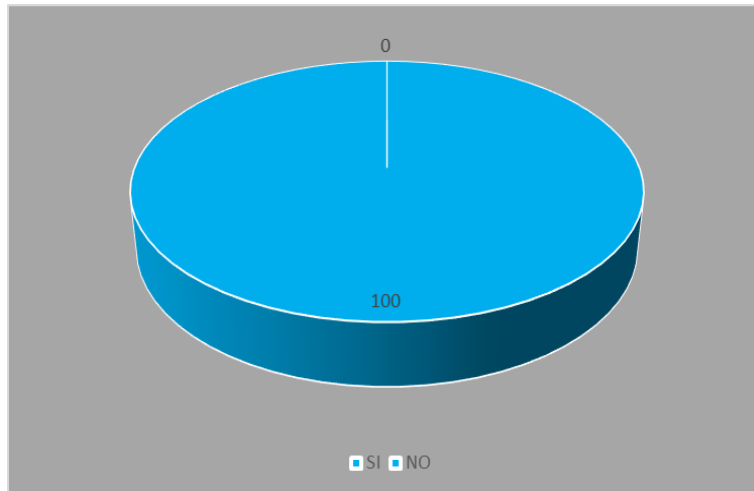
De los encuestados el 100% tienen el servicio de agua potable, como se muestra en la tabla 4 y el gráfico 4.

Tabla 4: Porcentaje de la población que goza del servicio

Agua potable	
SI	NO
196	0
%	
100	0

Fuente: Elaboración propia con datos obtenidos de encuesta

Gráfico 4: Servicio de agua potable



Fuente: Elaboración propia

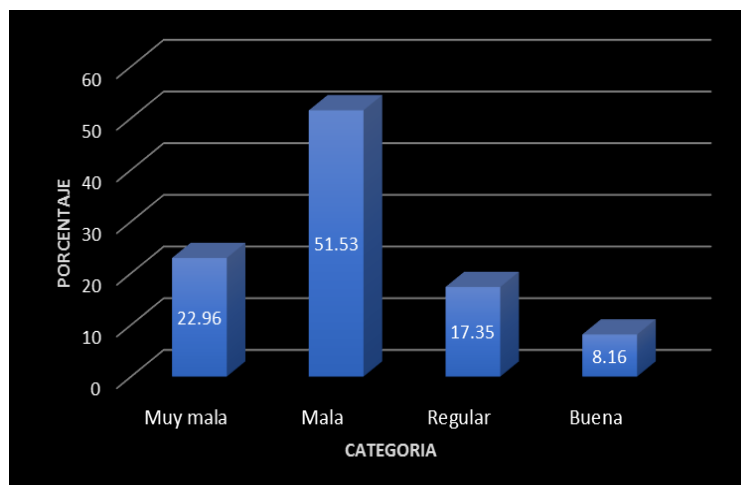
No obstante, un 51.53% de la población califican el servicio como malo, un 22.96% como muy malo, un 17.35% como regular y un 8.16% como bueno (tabla 5 y gráfico 5).

Tabla 5: Porcentaje según los rangos de calidad del servicio

Muy mala	Mala	Regular	Buena
45	101	34	16
%			
22.96	51.53	17.35	8.16

Fuente: Elaboración propia con datos obtenidos de encuesta

Gráfico 5: Porcentaje según los rangos de calidad del servicio



Fuente: Elaboración propia

Los líderes entrevistados coinciden plenamente con la apreciación que tienen los pobladores encuestados sobre la calidad del servicio y enfatizaron que lo más evidente con relación a la calidad del servicio son: mal sabor, mal olor, mucha turbidez y mala cloración. Todos los entrevistados con excepción del alcalde manifestaron que el agua no es apta para el consumo humano.

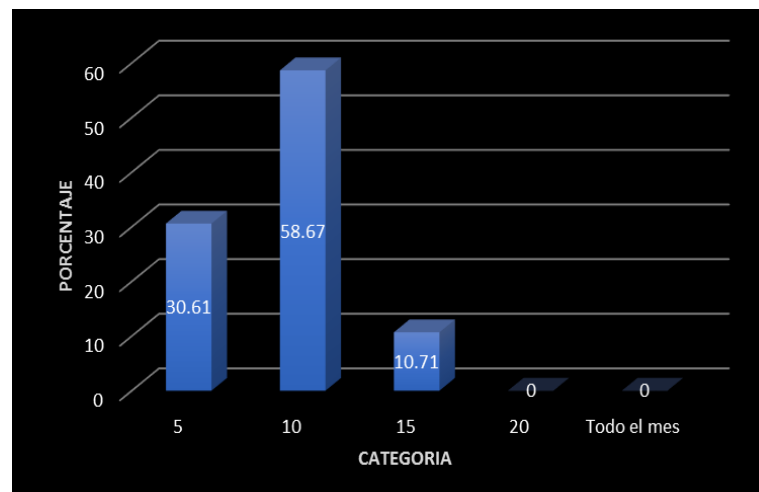
Con relación a la estabilidad del servicio un 58.67% reciben el servicio 10 días al mes, un 30.61% reciben el servicio 5 días al mes, también un 10.17% reciben el servicio 15 días al mes, nadie recibe el servicio en un intervalo mayor a 15 días, (tabla 6 y gráfico 6).

Tabla 6: Días que reciben el servicio

5	10	15	20	Todo el mes
60	115	21	0	0
%				
30.61	58.67	10.71	0.00	0.00

Fuente: Elaboración propia con datos obtenidos de encuesta

Gráfico 6: Días que reciben el servicio



Fuente: Elaboración propia

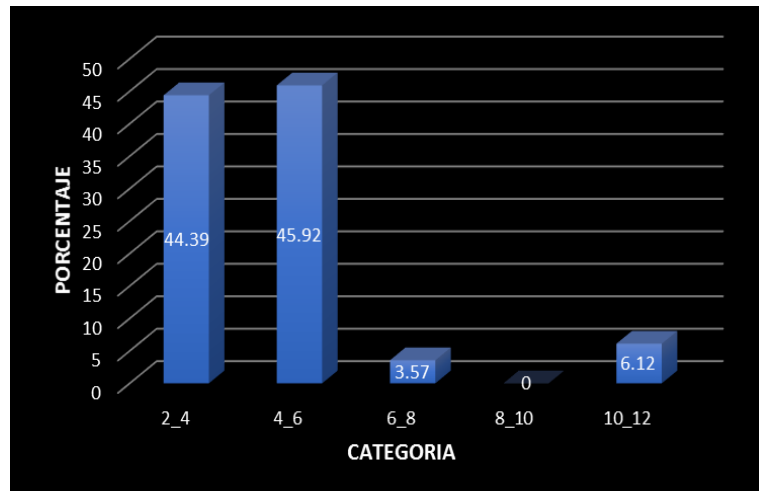
Con relación a la duración del servicio, se observó que un 45.92% reciben el servicio entre 4-6 horas, un 44.39% reciben el servicio entre 2-4 horas, un 6.12% entre 10-12 horas y un 3.57% de 6-8 horas (tabla 7 y gráfico 7).

Tabla 7: Porcentaje con relación a la duración del servicio por hora

Horas de servicio				
2_4	4_6	6_8	8_10	10_12
87	90	7	0	12
%				
44.39	45.92	3.57	0.00	6.12

Fuente: Elaboración propia con datos obtenidos de encuesta

Gráfico 7: Horas que se brinda el servicio al día



Fuente: Elaboración propia

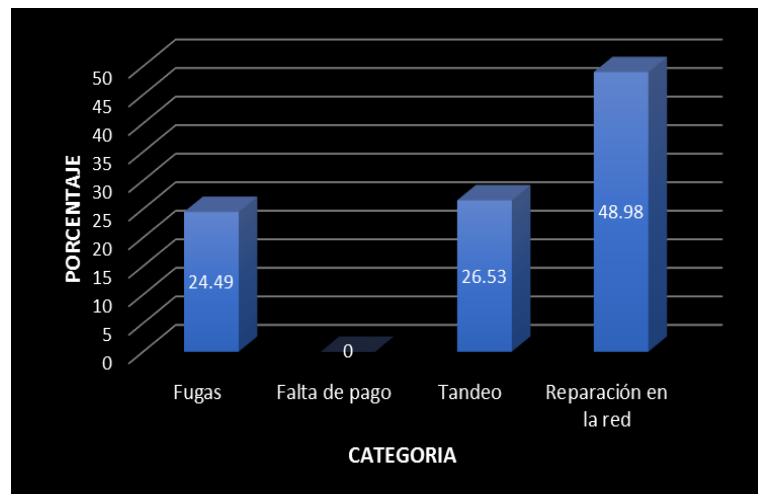
Cuando se indago sobre las causas de las interrupciones del servicio de agua se encontró que las reparaciones en la red, eran la primera causa según un 48.98% de los encuestados, seguida de tandeos mencionadas por un 26.53% y fugas no controladas según un 24.49% de los consultados. Nunca se ha cortado el servicio por falta de pago (tabla 8 y gráfica 8).

Tabla 8: Motivos de suspensión del servicio

Motivo de suspensión			
Fugas	Falta de pago	Tandeo	Reparación en la red
48	0	52	96
%			
24.49	0.00	26.53	48.98

Fuente: Elaboración propia con datos obtenidos de encuesta

Gráfico 8: Motivos de suspensión



Fuente: Elaboración propia

Con relación a las interrupciones del servicio antes mencionadas, los líderes entrevistados, especialmente los profesionales, el párroco y el alcalde expresaron que para mejorar el servicio en general se debe ampliar la red y el tanque de almacenamiento, además, se debe buscar una nueva fuente y especialmente desinfectar adecuadamente el agua.

4. Aspectos de salud

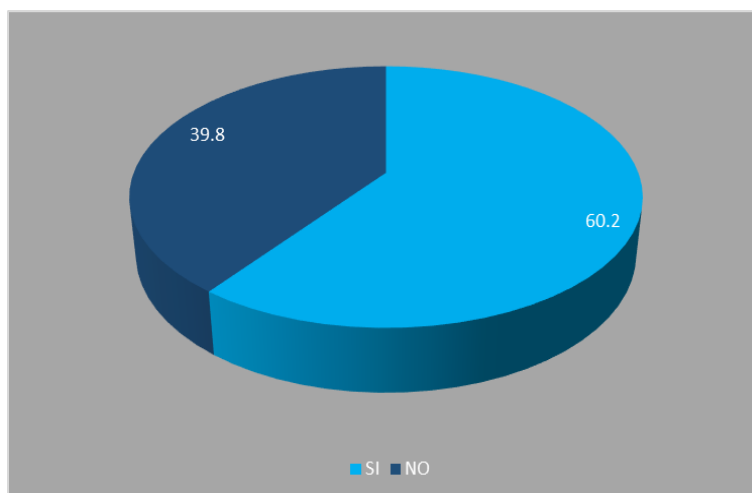
En cuanto a las enfermedades ocasionados por la calidad del agua que se sirve a través de acueducto, se encontró que el 60.20% de la población padecen de enfermedades relacionadas al consumo de agua, mientras que un 39.80% manifestó no haberse enfermado (tabla 9 y gráfica 9).

Tabla 9: Porcentaje de la población que padecen de enfermedades ocasionadas por el consumo del agua

Enfermedades	
SI	NO
118	78
%	
60.20	39.80

Fuente: Elaboración propia con datos obtenidos de encuesta

Gráfico 9: Población con enfermedades



Fuente: Elaboración propia

Con relación a las enfermedades la de mayor incidencia fueron helicobacter pylori y la diarrea con un 18.88% respectivamente, seguida de paracitos con un 11.73% y vomito con un 9.18%. Además, un 1.53% de los entrevistados manifestó haberse enfermado con algún tipo de alergia.

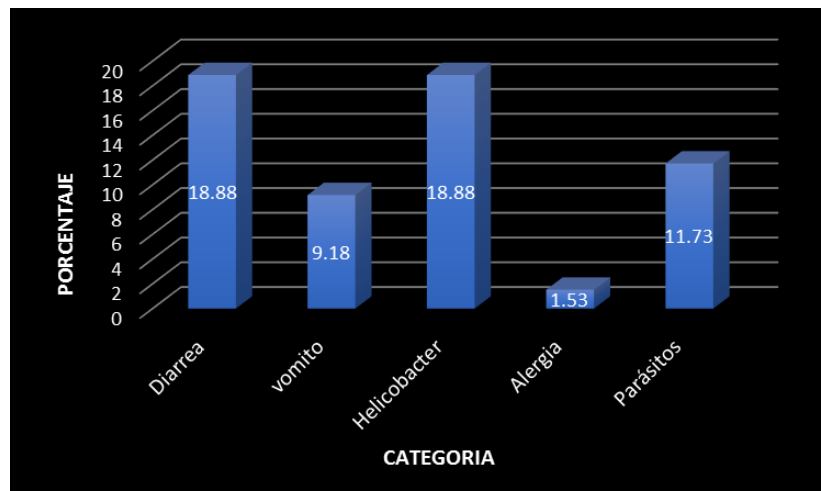
Así mismo en las entrevistas de personas claves se pudo observar que hubo coincidencia en lo relacionado con las enfermedades mencionadas por los encuestados, también fue relevante que un laboratorio privado señalara la presencia de abundantes bacterias en el agua (tabla 10 y gráfico 10).

Tabla 10: Tipos de enfermedades ocasionadas por el consumo del agua

Tipo de enfermedades				
Diarrea	vomito	Helicobacter	Alergia	Parásitos
37	18	37	3	23
%				
18.88	9.18	18.88	1.53	11.73

Fuente: Elaboración propia con datos de encuesta

Gráfico 10: Tipo de enfermedades



Fuente: Elaboración propia

4.1.2. Estudio topográfico

A nivel de gabinete, para realizar el levantamiento topográfico se descargó una imagen satelital BING, con en el software libre SASPLANET. La imagen cubrió la poligonal con vértices -9556946.429 norte y 1533764.807 oeste, y -9552740.601 este, y 1528793.415 sur, como se muestra en el Mapa 2.

Mapa 2: Orthofoto satelital BING de Microsoft



Posteriormente con el análisis de la orthofoto satelital se dividió el área de estudio en cuatro zonas para realizar el levantamiento topográfico, que consistieron en: zona del Casco Urbano, el barrio Martha Quezada, y las comunidades de Cruz Laguna y Palos Más.

En la fase de campo el procedimiento consistió en ubicar un mojón, en las coordenadas X, Y, Z de la red geodésica nacional mediante el uso de GPS, a partir de la cual se realizó el levantamiento en los puntos X= 625493, Y= 1506382 y Z= 303 con estación total.

En el levantamiento se ubicaron estaciones cada 20 metros, así mismo en cada punto se tomaron las coordenadas y elevaciones, de esta forma se logró obtener una descripción espacial precisa del trazado de líneas de conducción desde el caño Wiwilí al tanque principal, del tanque a las comunidades de Cruz Laguna, Palos Mas, barrio periférico de Martha Quezada y el Casco Urbano.

A lo largo de 20 kilómetros de levantamiento pudo observarse que el relieve de las cuatro zonas del área de estudio, presentan una topografía muy irregular con elevaciones que varía entre 300.52 y 383.77 msnm.

En la fase de gabinete se descargaron los datos de la estación total en formato csv, los cuales se importaron a Civil 3D para su procesamiento, donde se generaron los planos que sirvieron de base para la simulación con EPANET, así como para otros cálculos hidráulicos. La lista de planos se presenta en la tabla 11 y en el anexo plano 3-7.

Tabla 11: Planos de perfiles longitudinales

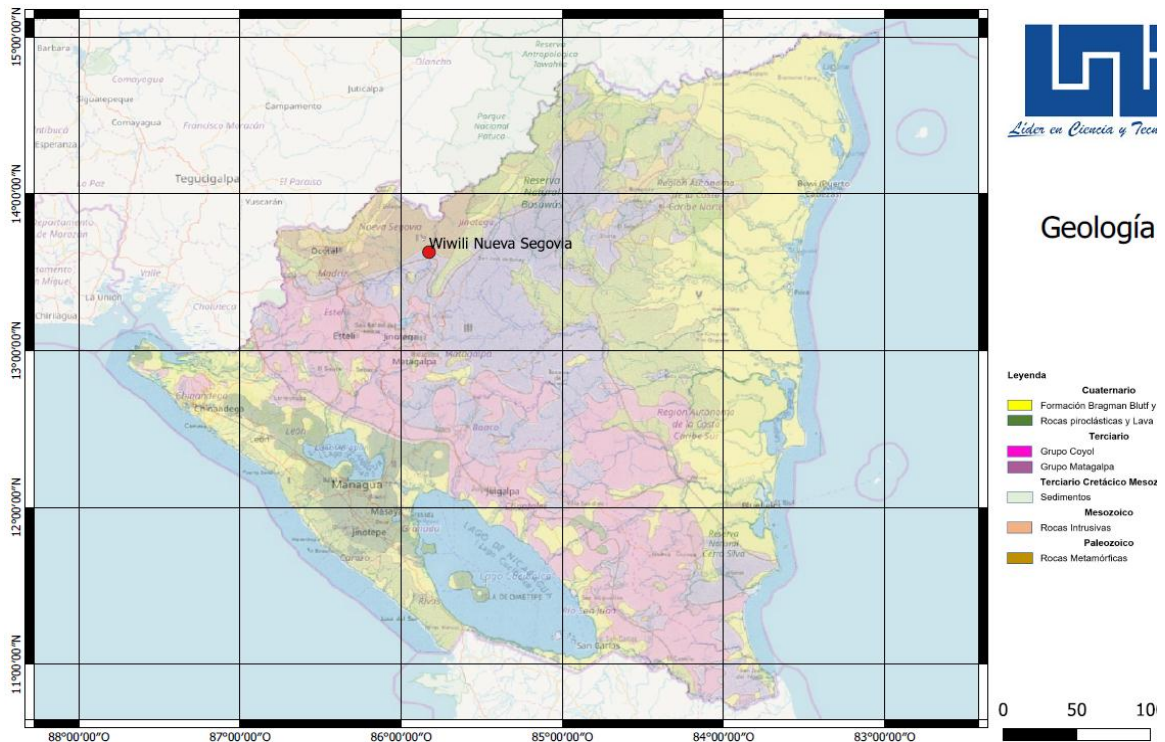
Zona del levantamiento	Anexo; número de planos
Planta perfil-línea de impulsión	Lamina 3
Planta perfil tanque principal-tanque Cruz Laguna	Lamina 4
Planta perfil tanque principal-Red casco urbano	Lamina 5
Planta perfil barrio Cruz Laguna-barrio Martha Quezada	Lamina 6
Plata perfil tanque Cruz Laguna-Cruz Laguna	Lamina 7

Fuente: Elaboración propia

4.1.3. Estudio hidrogeológico

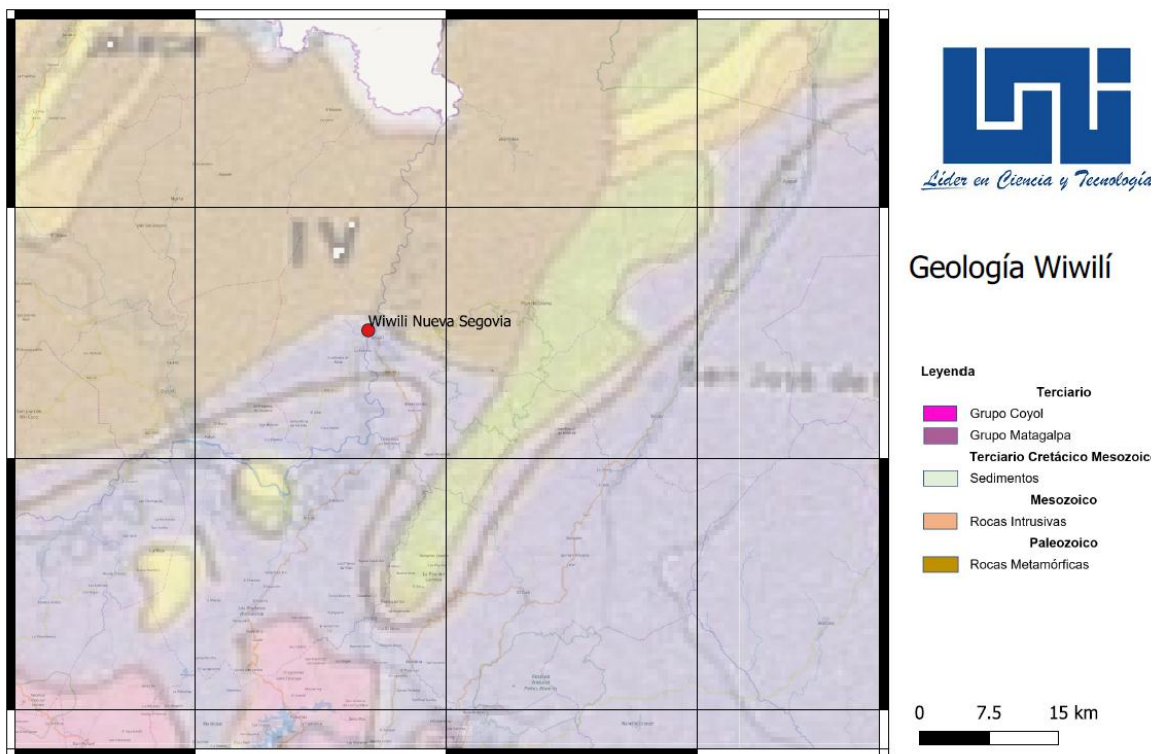
El sitio de estudio hidrogeológico tiene las coordenadas 13° 37' 14.8" N, 85° 50' 25.6" O, y está ubicado en el municipio de Wiwilí en la microcuenca del caño Wiwilí que tiene un área de 127.82 km². El sitio se encuentra localizado en las formaciones geológicas que comprenden rocas metamórficas del norte conformadas por esquisto, filitas con una edad de 250 millones de años, así mismo hay una pequeña área al sur de la microcuenca cuya composición litológica corresponde al grupo Matagalpa como se muestra en los mapas 3 y 4.

Mapa 3: Geología de Nicaragua



Fuente: INETER.

Mapa 4: Geología de Wiwilí Nueva Segovia



Fuente: INETER

Debido a las características geomorfológicas y dado que el sitio de estudio se encuentra en el punto de cierre de la microcuenca caño Wiwilí, existen abundantes sedimentos de origen aluvial que incluyen cantos rodados, grava, arenas y arcillas.

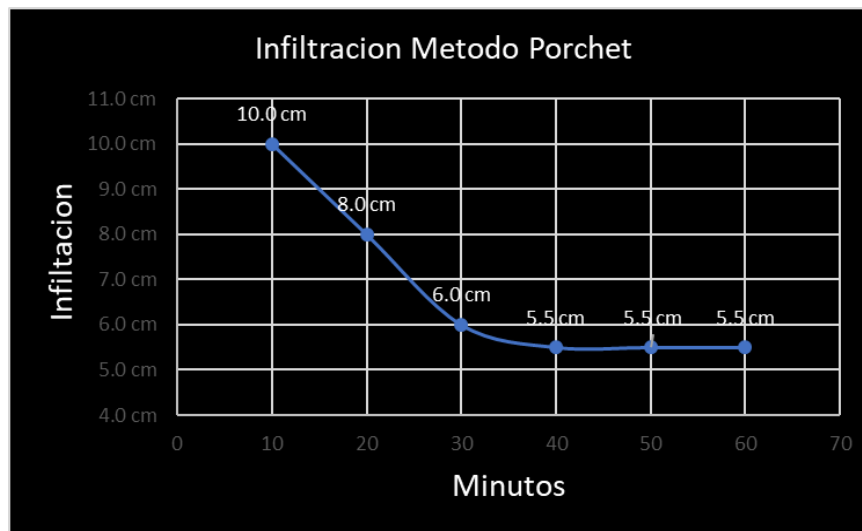
Por tanto, para conocer el comportamiento hidráulico de los suelos y rocas de la zona se realizó una prueba de filtración con el método de Porchet, resultando un coeficiente de filtración de 0.72 m/día lo que corresponde según (Mijailov, 1989), a arena de grano medio. En la Tabla 12 y grafico 11 se presentan los resultados, así mismo se presentan el trabajo de campo en anexo ilustración 15-20.

Tabla 12: Datos obtenidos en campo mediante la aplicación del método de Porchet

		Dato	Unidades			
Altura de nivel de referencia		163.5	cm			
Descripción de datos de campo		Diámetro=	30 cm			
		radio=	15 cm			
		tiempo=	10 min			
Datos	Tiempo min	lec1 cm	lec2 cm	h1 cm	h2 cm	h1-h2 cm
1	10	96	106	67.5	57.5	10
2	20	96	104	67.5	59.5	8
3	30	96	102	67.5	61.5	6
4	40	96	101.5	67.5	62	5.5
5	50	96	101.5	67.5	62	5.5
6	60	96	101.5	67.5	62	5.5

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 11: Infiltración de suelos



Fuente: Elaboración propia

A continuación, se presentan los resultados mediante la ecuación de Porchet:

$$F = \frac{R}{2(t_2 - t_1)} \ln \left(\frac{2h_1 + R}{2h_2 + R} \right) \quad \text{Ecuación 2}$$

Dónde:

F: Infiltración del suelo

R: Radio de la excavación circular

T₁: Tiempo inicial

T₂: Tiempo final

H₁: Cota inicial

H₂: Cota final

$$F = \frac{15.00}{2(10 - 0)} \ln \left(\frac{2(67.5 + 15)}{2(62 + 15)} \right) = \frac{0.05}{100} * 60 * 24 = 0.72 \text{ m/dia}$$

El mencionado coeficiente de filtración corresponde al material sedimentario aluvial a orillas del caño Wiwilí, lo que indica que desde el punto de vista hidráulico es posible la construcción de obras como galerías de filtración, para el aprovechamiento de aguas sub-superficiales.

Por tanto, puede afirmarse que la galería de filtración actual con tres pozos interconectados fue adecuada para obra de captación en una fuente sub-superficial a orillas del caño Wiwilí.

En lo relacionado a recursos hídricos en el municipio la mayoría es de origen superficial debido a las características de las rocas metamórficas de las Segovias y en particular a las rocas presentes en la microcuenca caño Wiwilí, en la cual no hay condiciones para el almacenamiento de agua subterránea, excepto en la roca fisurada lo que origina vertientes estacionarias de poco caudal y los flujos sub-superficiales del caño de Wiwilí.

4.2. Diagnóstico

Dentro de este capítulo se definen 7 aspectos a considerar para la evaluación del sistema actual de agua potable del casco urbano de Wiwilí, un barrio periférico y dos comunidades, que son: población y demanda, fuente abastecimiento, estación de bombeo, línea de conducción por bombeo, almacenamiento, desinfección, red de distribución y acometidas domiciliarias.

4.2.1. Población y demanda

La población actual es de 6,000 habitantes, de acuerdo con datos de la alcaldía municipal, los habitantes se dividen en una zona urbana y dos comunidades aledañas la comunidad de Cruz Laguna, Palos-más y el barrio periférico de Marta Quezada.

Se encontró que la demanda de agua potable de la población proyectada de acuerdo a la norma para el máximo día es de 20.95 L/s (anexo tabla 47), mientras que el suministro actual, obtenido mediante un aforo realizado en el tanque con el método volumétrico es de 22.71 L/s como se muestra en la tabla 13.

Tabla 13: Suministro de agua actual

Diferencia de Altura		
Bomba	Tanque	Diferencia
305 msnm	386.33msnm	81.33 msnm
Área del tanque	Caudal	L/s
136.26 m ²	0.02271 m ³ /s	22.71

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a los resultados anteriormente descritos, se concluye basados en la norma nacional, que el caudal actualmente bombeado de 22.71 L/s, es satisfactorio para la población futura al año 2039.

4.2.2. Fuente de abastecimiento

La fuente de abastecimiento actual es una galería de filtración con filtro de flujo horizontal conectada por tres pozos de los cuales dos son pozos de visita y uno es un pozo húmedo que sirve para el bombeo.

Para conocer el caudal que proporciona la fuente se aplicó el método sección velocidad, donde se midió la profundidad promedio del río, tiempo y velocidad del flujo, datos que se presentan en la tabla 14. Aplicando la ecuación 3 se obtuvo que el caño proporciona 0.68 m³/s, equivalente a 681.29 L/s. A continuación, se presentan los resultados del cálculo:

$$Q = A * V \quad \text{Ecuación 3}$$

Dónde:

Q: Caudal (m³/s)

v: Velocidad (m/s)

t: Tiempo (s)

$$Q = (2.01)(0.34) = (0.68 \text{ m}^3)(60)(1000) = 681.29 \text{ L/s}$$

Tabla 14: Aforo de la fuente de abastecimiento caño Wiwilí

Fuente de Captación Río Caño Wiwilí											
Profundidades aguas arriba del Río	52	55	52	60	44	40	38	36	37	34	29
	30	26	23	21	18	16	18	14	15	12	14
	15	16	15	12	10	12	8	9	7.5	4	
N.º de datos	32										
Pp del Río	24.77	cm	0.25	M							
Profundidades aguas debajo del Río(cm)	7	18	25	22	24	21	18	16	14	13	14
	13	13	11	12.5	15	16	15	19	21	21	21
	22.5	21.5	24	22	23	25	22	26	19	23	23.
	21	21	17	17	16	15	13	15.5	13.5	13	11
	13	14	13.5	12	10	9	9.5	6.5	5	4.5	3.5
	5	3.5	4.5	2.5	2	1	2	3	2		
N.º de Datos	64										
Pp del Río	14.38	cm	0.14	M							
Tiempos	34.95	58.25	31	30.8	25.7	27.	37.5	25.9	28.7	48.	
N.º de datos	10										

Tiempo promedio	34.87	Seg.								
Ancho aguas	7.20	m								
Ancho aguas	13.34	m								
Ancho	10.27	m								
Profundidad	0.20	m								
Distancia	19.7	m								
Velocidad (d/t)	0.34	m/s								
A = b*d	2.01	m ²								
Q = A*V	0.68	m ³ /s	40.8	m ³ /m	681.	lts/	40877.	lts/m	180.	gal/
	10799.	gal/m								

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con los resultados del aforo puede concluirse que el caudal de la fuente satisface la demanda, dado que este es de 681.2 L/s mientras la demanda consumo máximo día de 20.95 L/s.

4.2.3. Estación de bombeo

La estación de bombeo está ubicada cerca del caño, pero a una distancia prudente como para resguardarse de las crecidas del mismo.

La caseta de la estación de bombeo presenta buenas condiciones al igual que el cerco perimetral. Se observa que se le da mantenimiento, actualmente está recién pintada y todos los candados están en buen estado, todas las instalaciones son resguardadas con un servicio de vigilancia.

La estación de bombeo está compuesta por dos bombas sumergibles marca Franklingelectric, modelo 2366156120 de 3 fases, con diámetro de entrada y salida de la bomba de 3 pulg, altura manométrica total de 96.45 m, potencia de 25 hp cada una, de 460 V, 33.5 AMP con 3450 RPM. Estas bombas aportan un caudal entre ambas de 22.71 l/s.

1. Columna de bombeo

Las dos columnas paralelas de bombeo necesarias para las 2 bombas tienen un diámetro de 3 pulg cada una, son de HG y tienen una longitud de 20 m, las cuales se conectan a la sarta a través de un manifold como se presentan en el anexo plano 16.

Con relación a la pérdida de carga en la columna de bombeo calculada con ecuación Hazen – Williams, esta fue de 2.65 m, cuyo valor no cumple con lo establecido en la norma (INAA, 2009, pág. 36), la cual establece que la pérdida de carga debe ser inferior al 5% de la longitud de la columna, valor que en este caso fue de 1 m, como se indica en la tabla 15. A continuación, se presentan los resultados:

Utilizando la ecuación 4 (ecuación de Hazen Williams), se obtuvieron las pérdidas generadas por fricción en la columna de bombeo.

$$H_{f\text{columna}} = 10.549 \frac{Q^{1.85}}{C^{1.85} * D^{4.87}} (L) \quad \text{Ecuación 4}$$

$$H_{f\text{columna}} = 10.549 \frac{0.022^{1.85}}{100^{1.85} * 0.07^{4.87}} (20 \text{ m}) = 2.65 \text{ m}$$

El resultado de las pérdidas por fricción generadas en la columna de bombeo fue evaluado en la ecuación 5, donde se determinó que la columna de bombeo no cumple con lo establecido en la norma (INAA, 2009, pág. 36).

$$H_{f\text{columna}} < 5\% \text{Longitud de la columna} \quad \text{Ecuación 5}$$

$$2.65 < 1 \therefore \text{No cumple}$$

Tabla 15: Pérdidas de carga en la columna de bombeo

Columna de bombeo	
Diámetro 3" hg ced.40	77.92
Longitud (m)	20
El 5% de 20 (m)	1
Velocidad de flujo (m/s)	2.38
$H_{f\text{columna}} =$	2.65

Fuente: Elaboración propia

Por tanto, se recomienda rediseñar la columna de bombeo utilizando una sola columna y no dos como actualmente está diseñada y cumplir con la norma que establece los diámetros en función del caudal a bombearse (INAA, 2009, pág. 36).

2. Sarta

En la sarta confluyen el caudal de las dos bombas a través de un Manifold, los accesorios de la misma se presentan en el anexo plano número 16. La pérdida de carga estimada en la sarta fue de 7.47 m, lo que se debe a las velocidades excesivas de 2.77 m/s, las cuales superan el valor de 1.5 m/s, que es el máximo establecido en la norma para líneas de conducción por bombeo (INAA, 2009, pág. 53). Las velocidades altas de flujo se deben al pequeño diámetro de 4 pulg de HG, con relación al caudal de 22.71 l/s que transporta. A continuación, se presenta las velocidades y pérdidas de carga en manifold y la sarta:

1. Velocidades

Se calculó la velocidad en el manifold y sarta utilizando la ecuación 6, resultando en una velocidad de 2.72 m/s para el manifold y 2.77 para la sarta, a continuación, se describen los cálculos.

$$v = \frac{Q}{\left(\pi \frac{D^2}{4}\right)}$$

Ecuación 6

$$v_{manifold} = \frac{0.011 \text{ m}^3/\text{s}}{\frac{\pi(0.07297)^2}{4} \text{ m}^2} = 2.72 \text{ m/s}$$

$$v_{sarta} = \frac{0.022 \text{ m}^3/\text{s}}{\frac{\pi(0.10226)^2}{4} \text{ m}^2} = 2.77 \text{ m/s}$$

2. Pérdidas de carga por fricción en el manifold la sarta

Para conocer las pérdidas generadas por fricción en el manifold y la sarta se hizo uso de la ecuación de Hazem Williams, ecuación 4 descrita anteriormente, obteniendo un resultado de 0.18 m en el manifold y 0.76 m en la sarta. A continuación, se describen los cálculos:

$$h_{friccion manifold} = 10.549 \frac{0.011^{1.85}}{100^{1.85} * 0.7297^{4.87}} (6) = 0.18m$$

$$h_{friccion sarta} = 10.549 \frac{0.023^{1.85}}{100^{1.85} * 0.10^{4.87}} (6) = 0.76m$$

$$h_{friccion manifold y sarta} = 0.18 + 0.76 = 0.94m$$

3. Pérdidas locales

Las pérdidas de carga locales en manifold y sarta causado por los accesorios fueron de 3.57 m en el manifold y de 2.96 m en la sarta. Los resultados completos se presentan en las tablas 16 y 17, de igual manera se describen los cálculos a continuación:

$$h_l = \sum_{n=1}^n K \frac{V^2}{2g}$$

Ecuación 7

Aplicando la ecuación 7 para el cálculo de pérdidas generadas por accesorios en manifold y sarta se obtuvo:

$$h_{l-manifold} = 9.50 \frac{0.72^2}{2(9.81)} = 3.57 m$$

$$h_{l-sarta} = 7.59 \frac{0.39^2}{2(9.81)} = 2.96 m$$

4. Pérdidas totales debido a accesorios en la sarta

Obteniendo un total de pérdidas locales de 6.53 m.

$$h_{l-total} = h_{l-manifold} + h_{l-sarta} = 3.57 + 2.96 = 6.53 m$$

5. Pérdida de carga total en sarta incluyendo el manifold

Se obtuvo un total de pérdidas de carga en sarta de 7.47 m, como se muestra a continuación.

$$Total \text{ pérdidas en sarta} = h_{f \text{ manifold+sarta}} + h_{l \text{ manifold+sarta}}$$

Ecuación 8

$$Total \text{ pérdidas en sarta} = 0.94 + 6.53 = 7.47 \text{ m}$$

También se presentan los resultados detallados de las pérdidas de carga en las tablas 16 y 17. Como se indicó anteriormente, el diseño de la sarta no cumple con las velocidades descritas en la norma debido a que estas superan los 1.5 m/s, lo que genera una pérdida de carga excesiva.

Por tanto, se debe rediseñar la sarta quitando el manifold y seleccionando un diámetro de tubería teniendo en cuenta una velocidad de flujo menor de 1.5 m/s y cumpliendo con lo establecido en la norma (INAA, 2009, pág. 38).

Tabla 16: Altura de velocidad y pérdidas generadas en el manifold

Manifold					
Q de una bomba		m ³ /s			0.01
Velocidad en tubería de una bomba		m/s			2.72
Tubería 3" Hg ced.40					
Diámetro		mm			72.97
Longitud del manifold		m			1
Accesorios	Cantidad	K	Cantidad x K	V ² /2g	hl
Reductores de 3x4 hg	2	2	4	0.38 m	1.50 m
Tee 90°	2	1.8	3.60	0.38 m	1.35 m
Válvula de compuerta abierta	2	0.2	0.40	0.38 m	0.15 m
Codos 90° Hg	2	0.75	1.50	0.38 m	0.56 m
Total=			9.5		3.57 m
		H _{f manifold}			0.18 m
		H _{l manifold}			3.57 m
		H _{manifold}			3.75 m

Fuente: Elaboración propia

Tabla 17: Alturas de velocidades y pérdidas generadas en sarta actual

Sarta					
Q		l/s			22.71
Q		m ³ /s			0.023
Tubería 4" hg ced.40					
Diámetro		Mm			102.26
Diámetro		M			0.10
Velocidad sarta		m/s			2.77
Longitud de sarta		M			6
Accesorios	Cantidad	K	Cantidad x K	V ² /2g	hl
Válvulas de compuerta abierta	1	0.2	0.20	0.39 m	0.08 m
Codos de 45° hg	2	0.45	0.90	0.39 m	0.35 m
Medidor	1	3.99	3.99	0.39 m	1.55 m
Válvula Check	1	2.5	2.50	0.39 m	0.97 m
Total=			7.59		2.96 m
				h _{f sarta}	0.76 m
				h _{l sarta}	2.96 m
				h _{sarta} =	3.72 m
Total, pérdidas por fricción y locales (manifold y sarta) =					7.47 m

Fuente: Elaboración propia

4.2.4. Línea de conducción por bombeo del acueducto Wiwilí

La línea de conducción es de tubería PVC de 8 pulg cedula SDR 17, presenta buenas condiciones, está dotada de válvulas de aire a cada 100 m en un tramo de 300 m hasta llegar al tanque de almacenamiento principal, posee un reductor de 4x8 pulg, dos codos de 90° hasta la conexión del primer deposito, no presenta válvulas de limpieza, pero toda la tubería está sujeta adecuadamente a través de anclajes de diámetro de 8 pulg (anexo; planos lamina 3).

La línea de conducción fue diseñada para un caudal de 26 L/s (CACH, 2016) actualmente el caudal generado por las dos bombas es de 22.71 L/s teniendo una velocidad del flujo fue de 0.77 L/s y está en el rango de la norma nacional (INAA, 2009, pág. 53).

A continuación, se describen los resultados encontrados en la línea de conducción por bombeo y reflejados en la tabla 18.

1. Velocidad

La velocidad en la línea de conducción se calculó aplicando la ecuación 6, donde se obtuvo una velocidad de 0.77 m/s.

$$v_{\text{línea de conducción}} = \frac{0.022}{\left(3.1416 \frac{0.1933^2}{4}\right)} = 0.77 \text{ m/s}$$

La velocidad de la línea de conducción actual es adecuada según la norma, la cual debe ser menor que 1.5 m/s (INAA, 2009, pág. 53).

2. Pérdida de carga por fricción

Para conocer la pérdida de fricción generada en la línea de conducción se hizo uso de la ecuación 4 (Hazen Williams), obteniendo un valor de 3.04 m de pérdida de carga. A continuación, se presenta los cálculos realizados:

$$h_{f-\text{línea de conducción}} = 10.549 \frac{0.02^{1.85}}{150^{1.85} * 0.1933^{4.87}} (1,121.19) = 3.04 \text{ m}$$

3. Pérdidas locales por accesorios

Aplicando la ecuación 7 se calcularon las pérdidas generadas por accesorios en la línea de conducción, obteniendo un total de 1.25 m (tabla 18).

$$h_l = 1.5 \left[\frac{0.77^2}{2(9.81)} \right] = 1.25 \text{ m}$$

Tabla 18: Velocidad y pérdidas de carga generadas en la línea de conducción

Línea de conducción		Pérdidas locales (m)					
Tubería PVC ced.17		Accesorios	Cantidad	K	Cantidad x K	V ² /2g	h _l
Q (m ³ /s)	0.02	Ensanchamiento	1	0.3	0.3	0.11	1.19
Diámetro (mm)	193.3	Codos 90°	2	0.75	1.5	0.03	0.05
Diámetro (m)	0.19	Codos 45°	1	0.45	0.45	0.03	0.01
Velocidad en la línea de conducción	0.77	Total=		1.5		0.17	1.25
Longitud (m)	1,121.19						
h _f conducción (m)							3.04
h _l conducción (m)							1.25
H _{conducción} (m)							4.28

Fuente: Elaboración propia

4. Pérdidas de carga totales en la línea de conducción

La pérdida de carga total en la línea de conducción por bombeo fue de 4.28 m y el resultado se muestra a continuación:

$$h_{\text{línea de conducción}} = h_f + h_l \quad \text{Ecuación 9}$$

$$h_{\text{línea de conducción}} = 3.04 + 1.25 = 4.28 \text{ m}$$

6. Carga dinámica total

La carta dinámica total (CDT) corresponde a las pérdidas de carga de la columna de bombeo, de la sarta y la línea de conducción, más la altura estática que se toma desde la cota de nivel dinámico hasta la cota de la entrada de la línea al tanque. De esta forma se obtiene la ecuación 10, con la cual se calculó la CDT.

$$CDT = h_{L \text{ columna}} + h_{L \text{ sarta}} + h_{L \text{ línea}} + h_{est} \quad \text{Ecuación 10}$$

Dónde:

CDT: Carga dinámica total o altura manométrica.

h_{L columna}: Pérdida de carga en la columna de bombeo por fricción.

h_{L sarta}: Pérdida de carga en la sarta por fricción y locales.

h_{L línea}: Pérdida de carga en la línea de conducción por fricción y locales.

h_{est} : Altura estática.

$$CDT = 2.65 + 7.47 + 4.28 + 96.45 = 108.15 \text{ m}$$

4.2.5. Tanque de almacenamiento

El tanque de almacenamiento existente se evaluó considerando aspectos del estado físico de la infraestructura y capacidad del mismo.

1. Estado físico del tanque de almacenamiento

Existen dos tanques de almacenamiento que se ocupan para abastecer la red, un tanque principal de 64 m³ que suministra agua al centro urbano y a un tanque de 18 m³ que sirve de reservorio para abastecer la comunidad de palos más.

1. Tanque principal

El primer tanque es de forma rectangular el cual esta precedido de un filtro de flujo horizontal de grava.

La infraestructura presenta las siguientes condiciones:

- Estructura con múltiples fisuras en las paredes.
- Filtros de grava sin mantenimiento llenos de sedimentos.
- Filtro y tanque no se han pintado en los últimos 15 años.
- Posee tres válvulas para control de la red, una de 6 pulg para el casco urbano y otras dos válvulas de 4 pulg, una para el control de la línea que conecta el tanque principal con la comunidad de Cruz Laguna y otra que conectan el tanque principal con el tanque que abastece la comunidad de Palos Más.
- Posee cerco perimetral con tres lados de malla ciclón en estado regular y un costado en mal estado cercado con alambre de púa calibre 14 estándar. El portón es de hierro, posee candado ambos están en buen estado.
- Cerco perimetral con tres lados de malla ciclón en regular estado y un costado en mal estado cercado con alambre de púa calibre 14 estándar. El portón de hierro y candado en buen estado.

2. Tanque de Palos Más

El segundo tanque de almacenamiento, anexo plano número 13, está ubicado en la comunidad de Palos Más y presenta las siguientes características:

- Tanque rectangular con dimensiones de 2 m de alto 3 m de largo y 3 metros de ancho.
- Cercado con alambre de púa calibre 14 standard, la puerta de acceso es de alambre.
- El tanque está recién pintado
- Tiene valvular de compuerta de entrada y Salida.

3. Almacenamiento

La capacidad de almacenamiento actual del sistema con dos tanques en operación es de 82 m³, este valor es inferior a la capacidad de almacenamiento que establece la norma, la cual se basa en el consumo promedio diario (CPD) y caudal contra incendios, que para el presente estudio resultó ser de 238.08 m³, con la población del 2019, lo que representa un 65.5% menos de lo que manda la norma. A continuación, se presentan los resultados:

Amacenamiento

$$= 25\%(CPD)(16_{hrs}) + 15\%(CPD)(16_{hrs}) + Q_{inc}(2_{hrs})$$

Ecuación
11

$$Amacenamiento = 108.30 + 64.98 + 64.80 = 238.08 m^3$$

4.2.6. Red de distribución

La red de distribución está compuesta por una red principal de malla y tres redes secundarias de malla cerrada, las tres últimas se utilizan para abastecer a tres comunidades, la comunidad de Palos Más, Cruz Laguna y Martha Quezada.

- **Estado físico de la red**

La red está compuesta por una red principal y tres subredes las cuales se describen a continuación:

Red principal casco urbano

Tiene una longitud de 15.08 km con diámetros de tubería desde 1 ½, 2", 3", 4", encontrándose en algunas calles 2 y 3 tres líneas de tuberías, tal es el caso de la calle que va del Instituto Delia Rosa Casco hasta el estadio Municipal Reynaldo Polanco que tiene una tubería de 2 pulg al costado Noreste y otra de 4 pulg al costado Sureste de la calle, las tuberías tienen 55 cm, 60 cm y 1 m de profundidad y en otros sectores la tubería se encuentra superficial como se muestra en el anexo ilustración 20.

Actualmente las presiones oscilan entre 7.5 y 14 m por lo que las partes altas donde se registran las menores presiones no cumplen con la norma la cual establece un rango entre 14 y 50 m. También la red en las acometidas domiciliarias no cuenta con micro medidores.

También la mayor parte de la tubería ya cumplió con el periodo de diseño de 25 y 30 años de servicio, por lo que las tuberías se rompen especialmente en las partes bajas del casco urbano.

Barrio periférico Martha Quezada

El barrio periférico Martha Quezada cuenta con los mismos problemas que el casco urbano.

Red Comunidad Palos Mas

Tiene una longitud de 2.71 km con diámetros de tubería de 6 pulg a una profundidad de 1 m, la tubería tiene 8 años y presenta buenas condiciones, cuenta con micro medidores en las tomas domiciliarias, pero no se da la lectura de estos y sus presiones oscilan entre 9.65 y 14 m, por lo que al igual que el casco urbano en muchas partes de la red las presiones no cumplen con la norma.

Red comunidad Cruz Laguna

Tiene una longitud de 0.73 km con diámetros de 4 pulg a una profundidad de 60 cm y sus presiones oscilan entre 7.5 m y 14 m por lo que en las partes altas de la comunidad que abarcan 8 viviendas donde se registran las menores presiones no cumplen con la norma la cual establece un rango de presiones de 14 m hasta 50 m, no presenta micro medidores y la tubería ya cumplió con su período de diseño de 25 y 30 años.

4.2.7. Acometidas domiciliarias

La red presta servicio a 1,200 acometidas en el casco urbano, Barrio Martha Quezada y las dos comunidades. La mayoría de las acometidas carecen de medidores, pero aquellas acometidas con medidores tampoco se les hacen las lecturas pertinentes.

4.2.8. Conclusiones del diagnostico

1. Fuente de abastecimiento

El sistema actual de agua potable del municipio de Wiwilí se abastece de una fuente superficial conocida como caño Wiwilí, por medio de galerías de filtración que funcionan correctamente. Con la aplicación del método sección velocidad se determinó que la fuente genera el caudal suficiente equivalente a 681.29 L/s con relación a una demanda de 20.95 L/s para abastecer al casco urbano, Ba Martha Quezada y las dos comunidades.

2. Columna de bombeo

El sistema actual cuenta con dos columnas paralelas de bombeo con tubería de 3 pulg de Hg de igual diámetro y longitud de 20 m, en las cuales después de su evaluación se determinó que las pérdidas de carga generadas en ambas no cumplen con lo establecido en la norma, ya que superan el 5% de pérdidas establecidos por esta.

3. Sarta

En ella confluyen el caudal de las dos bombas a través del manifold, después de la evaluación se determinó que las velocidades y pérdidas de carga generadas son mayores del valor máximo de 1.5 m/s para líneas de conducción establecido por la norma, siendo estas de 2.71 m/s para manifold y 2.77 m/s para la sarta, lo cual se debe al pequeño diámetro de 3 pulg para el manifold y 4 pulg para la sarta con relación al caudal que transportan que corresponde a 22.71 L/s.

4. Línea de conducción

La línea de conducción con una longitud de 1,135.36 m, presenta buenas condiciones dotada de válvulas de aire, excepto válvulas de limpieza, después de la evaluación se determinó que la velocidad de 0.77 m/s al igual que las pérdidas en la línea se encuentra en el rango establecido por la norma.

5. Tanque

El tanque de almacenamiento presenta un estado físico en malas condiciones desde fisuras en las paredes hasta filtros llenos de sedimentos y la capacidad de almacenamiento es de 64 m³ valor que es menor a la demanda de 238.08 m³ basado en la norma.

6. Red de distribución

Está compuesta por una red principal y tres subredes, en la red principal que comprende la zona urbana, las tuberías se encuentran en mal estado con presiones que no cumplen con el rango que establece la norma y con períodos de diseño ya caducados no hay servicio de micro medidores. Así mismo en el barrio de Martha Quezada y la comunidad de Cruz Laguna las tuberías están deterioradas y las presiones no cumplen con la norma. En la comunidad de Palos Más las tuberías son nuevas no obstante no se cumple con las presiones que establece la norma, en esta comunidad hay micro medidores pero no se utilizan para la medición del servicio.

7. Acometidas

La red presta servicio de acometidas en el casco urbano y ambas comunidades, aunque la mayoría carecen de medidores y a las que tienen el servicio de micromedidores no se les hacen las respectivas lecturas.

4.2.9. Recomendaciones del diagnostico

1. Fuentes de abastecimiento

Al momento de seleccionar una fuente de captación superficial se debe considerar la ubicación más óptima para los pozos de galería de filtración de modo que estos no sufran daños por las crecidas ocasionadas por la fuente en períodos lluviosos.

2. Columna de bombeo

Se recomienda rediseñar toda la columna de bombeo la cual deberá tener diámetros para mayores caudales y basar su diseño según lo establecido en la norma.

3. Sarta

Se recomienda rediseñar la sarta basada en una sola columna de bombeo y sin manifold, la cual cumpla con las velocidades que manda la norma.

4. Línea de conducción

Realizar los respectivos mantenimientos en las tuberías como en todo el sistema con el fin de mantener el buen funcionamiento de este.

5. Tanque de almacenamiento

Rediseñar todo el sistema de almacenamiento, debido a que los volúmenes actuales no cumplen con la norma.

6. Red de distribución

Rediseñar toda la red, basado en el cumplimiento de la norma, para lo cual también deben distribuirse los tanques de almacenamiento, para abastecer la red principal del casco urbano y las sub redes del barrio Martha Quezada y las dos comunidades.

7. Acometidas

Todas las acometidas deben rediseñarse tomando en consideración lo establecido en la norma y poniendo micro medidores por cada acometida.

4.3. Rediseño del sistema de agua potable de Wiwilí Nueva Segovia

En este acápite se describe el proceso de diseño del sistema de agua potable del casco urbano, un barrio periférico y dos comunidades aledañas en el municipio de Wiwilí.

Para la propuesta del rediseño se consideraron los siguientes aspectos:

- Período de diseño a considerar de 20 años.
- Dotaciones de 95 lppd según indica la norma para zonas urbanas (INAA, 2009, pág. 11).
- Diseño hidráulico de los componentes del sistema: columna de bombeo, sarta, línea de conducción, tanque de almacenamiento, desinfección, red de distribución y acometidas domiciliarias según lo establecido en la norma.

A continuación, se presentan los detalles del diseño del sistema agua potable por bombeo eléctrico.

4.3.1. Población de diseño

La población actual del casco urbano, barrio periférico Martha Quezada y dos comunidades del municipio de Wiwilí objeto del diseño del sistema de agua potable es de 6,000 habitantes. La población se proyectó a 20 años, utilizando el método geométrico como se indica en la ecuación 13, con una tasa de crecimiento del 2.5%, resultando en una población futura de 9,832 habitantes como se muestran a continuación:

$$r = \left(\frac{N_t}{N_0} \right)^{\frac{1}{t}} - 1 \quad \text{Ecuación 12}$$

Aplicando la ecuación 12, se obtuvo que para el municipio de Wiwilí Nueva Segovia la tasa de crecimiento es de 2.4% siendo menor de 2.5%, por tanto, la proyección final se hará basada en una tasa de crecimiento del 2.5% (INAA, 2009, pág. 8)

$$r = \left(\frac{6,000}{3712}\right)^{\frac{1}{20}} - 1 = 2.4\%$$

El cálculo de la población futura se realizará utilizando la siguiente ecuación:

$$P_n = (1 + r)^n \quad \text{Ecuación 13}$$

Dónde:

P_n : Población del año “n”.

P_o : Población al inicio del período de diseño.

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

n: Número de años que comprende el período de diseño

$$P_d = 6000 \left(1 + \frac{2.5}{100}\right)^{20} = 9832 \text{ hab}$$

4.3.2. Demanda de agua potable

A partir de la población de diseño se calculó la demanda de agua potable tomando en consideración una dotación de 95 lppd de acuerdo a la NTON 09 003-99 (INAA, 2009, pág. 11), los resultados se presentan en el anexo tabla 47, en la cual se estimaron el consumo promedio diario (CPD), consumo institucional, consumo comercial, pérdida en el sistema, caudal del máximo día (CMD), caudal de la máxima hora (CMH), a los cuales se les adicionó el caudal debido a fugas (INAA, 2009, págs. 13-15).

De esta manera se obtuvo 20.95 L/s para el diseño de la línea de conducción que corresponde al caudal del máximo día (CMD) y 33.28 L/s para el diseño de la red de abastecimiento que corresponde al caudal máximo horario (CMH).

A continuación, se presentan los resultados para el último día de diseño:

$$CD = P_f(\text{Dotación}) \quad \text{Ecuación 14}$$

Dónde:

CD: Consumo doméstico

Pr: Población futura

Aplicando la ecuación 14, se obtuvo un consumo doméstico de 10.81 L/s.

$$CD = \frac{9832(95)}{86400} = 10.81 \text{ L/s}$$

También se calculó el consumo promedio diario (CPD) utilizando la ecuación 15 y los factores para la demanda de consumo doméstico, consumo comercial y consumo público.

$$CPD = C_{doméstico} + C_{comercial} + C_{público} \quad \text{Ecuación 15}$$

Aplicando la ecuación 15 se obtuvo un consumo promedio diario (CPD) de 12.32 L/s.

$$CPD = 10.81 + 10.81 \left(\frac{7}{100} \right) + 10.81 \left(\frac{7}{100} \right)$$

$$CPD = 12.32 \text{ L/s}$$

También, se le aplicó al consumo promedio diario (CPD) un factor de 1.5 que corresponde al consumo de máximo día (CMD), al cual se le sumó el 20% del caudal debido a fugas obteniendo el siguiente resultado:

$$CMD = (1.5)(CPD) + Q_{fugas} \quad \text{Ecuación 16}$$

De este modo se obtuvo el caudal de diseño de la línea de conducción o caudal de bombeo, establecido en 16 horas.

$$CMD = (1.5)(12.32) + 2.46 = 20.95 \text{ L/s}$$

Para conocer el consumo máximo horario se utilizó la ecuación 17.

$$CMH = (2.5)(CPD) + Q_{fugas} \quad \text{Ecuación 17}$$

Aplicando al consumo promedio diario (CPD) el factor 2.5 y el caudal debido a fugas, se obtuvo el caudal para el diseño de la red como se indica a continuación:

$$CMH = (2.5)(12.32) + 2.46 = 33.28 \text{ L/s}$$

4.3.3. Fuente de abastecimiento

La fuente de abastecimiento del proyecto de agua potable es una galería de filtración formada por un filtro de flujo horizontal conectado a tres pozos, como se indica el anexo plano número 11, los cuales están ubicados en el caño Wiwilí. Como se indicó en el acápite de diagnóstico, el caudal se calculó por medio del método hidráulico velocidad sección, resultando en un caudal de 681.29 l/s en el período de estiaje.

El caudal antes mencionado es superior a la demanda máximo del último día del período de diseño que corresponde a 20.95 L/s para línea de conducción y 33.28 L/s para la red de distribución, siendo ambos valores inferiores al caudal de la fuente, por lo que se asume que el caudal es suficiente para la demanda de último día del período de diseño.

4.3.4. Estación de bombeo

A continuación, se describirán los elementos de la estación de bombeo que corresponde a la columna de bombeo y sarta.

1. Columna de bombeo

Actualmente el sistema de bombeo cuenta con dos columnas de bombeo, no obstante en la presente propuesta se propone una columna de bombeo la cual tendrá una tubería de 6 pulg HFD clase 40 con capacidad de transportar 20.95 L/s a una velocidad de flujo de 1.12 m/s y con una pérdida de carga de 0.18 m, valor que es inferior a la máxima pérdida de carga permisible establecida por la norma

(INAA, 2009, pág. 36), cuyo valor se establece en el 5% de la longitud de la columna de bombeo, que en este caso correspondió a 1 m como se indica a continuación.

La pérdida en la columna de bombeo se calculó con la ecuación 4 (ecuación de Hazen Williams). Al aplicar la mencionada ecuación se obtuvo una pérdida de carga generada por fricción de 0.18 m, como se muestra a continuación y con los detalles presentados en tabla 19.

$$h_{fcolumna} = 10.549 \frac{0.021^{1.85}}{130^{1.85} * 0.154^{4.87}} (20) = 0.18 \text{ m}$$

El resultado de las pérdidas generadas por fricción a lo largo de la columna de bombeo fue evaluado mediante la ecuación 5 descrita en el acápite del diagnóstico, donde se demostró que las pérdidas cumplen con lo establecido en la norma (INAA, 2009, pág. 36).

$$h_{fcolumna} (0.18\text{m}) < h_f \text{ norma} \left(\frac{5}{100} \times 20 \right) = 1 \text{ m} \therefore \text{Cumple}$$

Tabla 19: Pérdidas de carga generadas en la columna de bombeo

Columna de bombeo (m)	
Nivel dinámico del pozo (m)	9
Sumergencia (m)	6
Diámetro HFD 6" clase 40 (mm)	154
Longitud (m)	20
El 5% de 20 (m)	1
$H_{fcolumna} =$	0.18

Fuente: Elaboración propia

2. Sarta

La sarta unida a la columna de bombeo tendrá una tubería de 6 pulg de HFD cedula 40 ASTM A 53 GRB, la cual transportará un caudal de 20.95 L/s, con una velocidad de 1.12 m/s, con pérdidas por fricción de 0.06 m y pérdidas locales debido a accesorio de 1.21 m, como se muestra a continuación:

- **Velocidad**

Despejando la velocidad de la ecuación 6 se obtuvo una velocidad de 1.12 m/s en sarta.

$$v = \frac{0.021 \text{ m}^3/\text{s}}{\frac{\pi (0.154)^2}{4} \text{ m}^2} = 1.12 \text{ m/s}$$

- **Pérdidas por fricción**

Para el cálculo de las pérdidas por fricción generadas en la sarta se aplicó la ecuación 4 de Hazen - Williams, dando como resultado una pérdida de carga de 0.06 m, como a continuación se indica.

$$h_{friccion} = 10.549 \frac{0.021^{1.85}}{130^{1.85} * 0.154^{4.87}} (6) = 0.06 \text{ m}$$

- **Pérdidas locales**

Las pérdidas localizadas en sarta se calcularon aplicando la ecuación 7, dando como resultado un total de pérdidas locales de 1.21 m resultado que se muestra a continuación y con los detalles en la tabla 20.

$$h_{lsarta} = 18.7 \frac{1.12^2}{2(9.81)} = 1.21 \text{ m}$$

Tabla 20: Pérdidas localizadas en sarta a través de accesorios

Sarta		B Pérdidas locales			
Q (l/s)	20.95	Accesorios	Cantidad	K	Kt
Q (m3/s)	0.021	Tee línea	1	0.3	0.3
Tubería 6" HFD ced.40		Tee salida lateral	1	1.8	1.8
Diámetro (mm)	154.00	Codo 45°	1	0.4	0.8
Diámetro (m)	0.154	Válvula compuerta	1	0.2	0.2
Velocidad sarta (m/s)	1.12	Válvula no retorno	1	2.5	2.5
Longitud de sarta (m)	6	Válvula de alivio	1	2.5	2.5
		Unión Desser	1	0.3	0.3
		Medidor	1	10	10
		Unión concéntrica	1	0.3	0.3
					18.7
$h_{L \text{ sarta}}$ (m)					1.21
$H_{f \text{ sarta}}$ (m)					0.06
$H_{\text{sarta}} =$					1.26

Fuente: Elaboración propia

- **Pérdidas de carga en sarta**

El total de pérdidas de carga generadas en la sarta fueron de 1.26 m, que corresponden a la suma de las pérdidas por fricción y pérdidas locales, como se muestra a continuación:

$$Total_{pérdidas \text{ en sarta}} = 1.21 + 0.06 = 1.26 \text{ m}$$

4.3.5. Líneas de conducción

El diseño consideró una línea de conducción por bombeo tiene una longitud de 1,135.36 m desde la sarta hasta al tanque principal y dos líneas de conducción por gravedad, una de 220 m para conectar el tanque principal con un tanque secundario para la red de la comunidad de Cruz Laguna y el barrio de Martha Quezada y otra de 2,275.7m para abastecer la red de la comunidad de Palos Más. A continuación, se describen el diseño de cada una de las líneas de conducción:

1. Línea de conducción por bombeo

El dimensionamiento de la línea de conducción se realizó utilizando la fórmula de Bresse ecuación 18, resultando en un diámetro teórico de 187.77 mm. A continuación, se presentan los resultados:

$$D = K(Q)^n$$

Ecuación 18

Dónde:

D: Diámetro (m)

K= 0.9

n= 0.45

Q: Caudal (m³/s)

$$D = 0.9(0.031)^{0.45} = 0.19 \text{ m} * (1000) = 187.77 \text{ mm}$$

Por tanto, basado los diámetros comerciales de tubería PVC, se asumió un diámetro comercial de 193.30 mm, que correspondiente a un diámetro nominal de 8 pulg de tubería PVC CDR 17, NORMA ASTM 2241.

- **Velocidad**

La velocidad en la línea de conducción se calculó utilizando la ecuación 6, dando como resultado una velocidad de 0.71 m/s, que es inferior a 1.5 m/s que lo establecido por la norma (INAA, 2009, pág. 53).

$$v_{\text{linea de conduccion}} = \frac{0.021 \text{ m}^3/\text{s}}{\left(\pi \frac{0.19^2}{4}\right)} = 0.71 \text{ m/s}$$

- **Pérdidas por fricción**

Las pérdidas generadas por fricción a lo largo de la línea de conducción se calcularon aplicando la ecuación 4 (ecuación de Hazen Williams) descrita anteriormente, obteniendo un valor de pérdida de carga en la línea de conducción de 2.65 m, como se muestra a continuación:

$$h_{f-\text{linea de conduccion}} = 10.549 \frac{0.021^{1.85}}{150^{1.85} * 0.19^{4.87}} (1,135.36 \text{ m}) = 2.65 \text{ m}$$

- **Pérdidas locales en la línea de conducción**

Las pérdidas localizadas en la línea de impulsión se despreciaron por ser poco significativas.

- **Pérdidas totales en el sistema de impulsión**

El total de pérdidas de carga generadas en la estación de bombeo, la cual incluye, pérdidas en columna de bombeo, sarta y línea de conducción fue de 4.09 m, como se muestra a continuación:

$$h_{sarta} = 1.26m, h_{f-columna\ de\ bombeo} = 0.18m,$$
$$h_{f-línea\ de\ conducción} = 2.65m = 4.09\ m$$

- **Carga dinámica total**

Las pérdidas de carga de la columna de bombeo, de la sarta y la línea de conducción, más la altura estática se conoce como carga dinámica total (CDT).

Para calcular la carga dinámica total se utilizó la ecuación 10, obteniendo como resultado una carga dinámica (CDT) de 100.54 m como se indica a continuación.

$$CDT = 0.18 + 1.26 + 2.65 + 96.45 = 100.54\ m$$

- **Golpe de ariete**

También se calculó el golpe de ariete de la línea de conducción con el propósito de conocer la sobrepresión que soportaría la tubería con diámetro de 8 pulg de PVC SDR 17, la cual tiene una capacidad de soportar una carga o altura de 176 m.

El incremento total de la altura de presión por el golpe de ariete en la línea de conducción es la suma de la altura estática (96.45 msnm) más la sobrepresión (29.9 m), cuyo resultado fue de 126.3 m, valor inferior a 176 m que es altura máxima que soporta la tubería de 8 pulg de PVC SDR 17. A continuación, se presentan los resultados del golpe de ariete:

- **Celeridad de la onda de presión**

$$a = \frac{9,900}{\sqrt{48.3 + K \left(\frac{D}{e}\right)}}$$

Ecuación 19

Dónde:

a: celeridad de la onda.

K: Coeficiente función del módulo de elasticidad del material constructivo de la tubería en este caso es K= 33.33 para material PVC.

D: Diámetro interior de la tubería (mm).

e: espesor de la tubería (mm).

Aplicando la ecuación 19 se encontró que el valor de la celeridad que fue de 410.7 m/s como se muestra a continuación, la cual coincide con el valor estimado por el fabricante AMANCO que establece la celeridad en 410 m/s (AMANCO, 2016, pág. 31).

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 33.33 \left(\frac{206.2}{12.90}\right)}} = 410.7 \text{ m/s}$$

- **Tiempo de parada**

Para calcular el tiempo de parada, se aplicó Mendiluce que propone la siguiente ecuación:

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

Ecuación 20

Dónde:

C y K: Coeficientes de ajustes empíricos; C=1 para pendientes hidráulicas crecientes de hasta el 20% y K=1.5 para longitud de conducción mayor que 500 m y menores de 1,500 m.

L: Longitud de la conducción (m).

v: Velocidad del régimen del agua (m/s).

g: Aceleración de la gravedad, 9.81 (m/s²).

H_m: Altura manométrica proporcionada por el grupo de bombeo.

Al aplicar la ecuación 20, de Mendiluce se encontró que el tiempo de parada de la válvula fue de 2.2 s.

$$T = 1 + \frac{(1.5) (1135.36) (0.71)}{(9.81) (100.54)} = 2.2. s$$

La evaluación del tiempo de parada con relación al tiempo del ciclo de la onda de presión se realizó mediante la expresión siguiente:

$$T > \frac{2L}{a}; \text{ cierre lento } \text{ ó } T < \frac{2L}{a}; \text{ cierre rapido} \quad \text{Ecuación 21}$$

Al evaluar el tiempo de parada de acuerdo a la ecuación 21, se encontró que existe un cierre rápido debido a que el tiempo de parada fue de 2.2 s, valor que es menor que el tiempo del ciclo de la onda de presión que es de 5.5 s, como se observa a continuación.

$$T < \frac{2(1135.36)}{410.7} = 5.5; \text{ cierre rapido}$$

- **Tramo de máxima presión**

También para determinar la distribución de las presiones máximas a lo largo de la tubería se utilizó la siguiente expresión:

$$L_m = L - L_c \quad \text{Ecuación 22}$$

Dónde:

L_m: Tramo de máxima presión.

L_c: Longitud crítica.

L: Longitud de la línea de impulsión.

Para calcular la longitud crítica se utilizó la siguiente ecuación:

$$L_c = \frac{a \cdot T}{2} \quad \text{Ecuación 23}$$

Dónde:

a: Celeridad de la onda de presión (m/s).

T: Tiempo de parada del agua (s).

Por tanto, se encontró que la longitud crítica fue de 458.5 m como se muestra a continuación:

$$L_c = \frac{(410.7) (2.2)}{2} = 458.5 \text{ m}$$

Aplicando las ecuaciones 22, se encontró la longitud de la tubería que soporta la máxima presión la cual tuvo una longitud de 676.90 m, que se mide desde el origen de la tubería de impulsión. A continuación, se presenta los resultados:

$$L_m = 1135.36 - 458.5 = 676.90 \text{ m}$$

Para determinar el tipo de impulsión se evaluó la longitud a través de las siguientes expresiones:

$$L > L_c; \text{ impulsión larga aplica allievi} \quad \text{Ecuación 24}$$

ó

$$L < L_c; \text{ impulsión corta, aplica Michaud}$$

Al aplicar la evaluación con la ecuación 24, teniendo en cuenta que la longitud total de la tubería es de 1,135.36 m, la cual es mayor que la longitud crítica se concluye que la impulsión es larga como se muestra a continuación:

$$L = 1135.36 \text{ m}$$

$$L_c = 458.5 \text{ m}$$

por tanto $1135.36 > 458.5$, entonces es *impulsión larga*

- **Sobre presión por golpe de ariete**

Para conocer la sobrepresión causada por el golpe de ariete se utilizó la ecuación 25, de Allievi debido a que el tiempo de parada es menor al tiempo de la onda de presión y se trata de impulsión larga.

$$\Delta H = \frac{a \cdot v}{g} \quad \text{Ecuación 25}$$

Dónde:

a: Celeridad de la onda de presión (m/s).

v: Velocidad del régimen del agua (m/s).

g: Aceleración de la gravedad, 9.81 (m/s²).

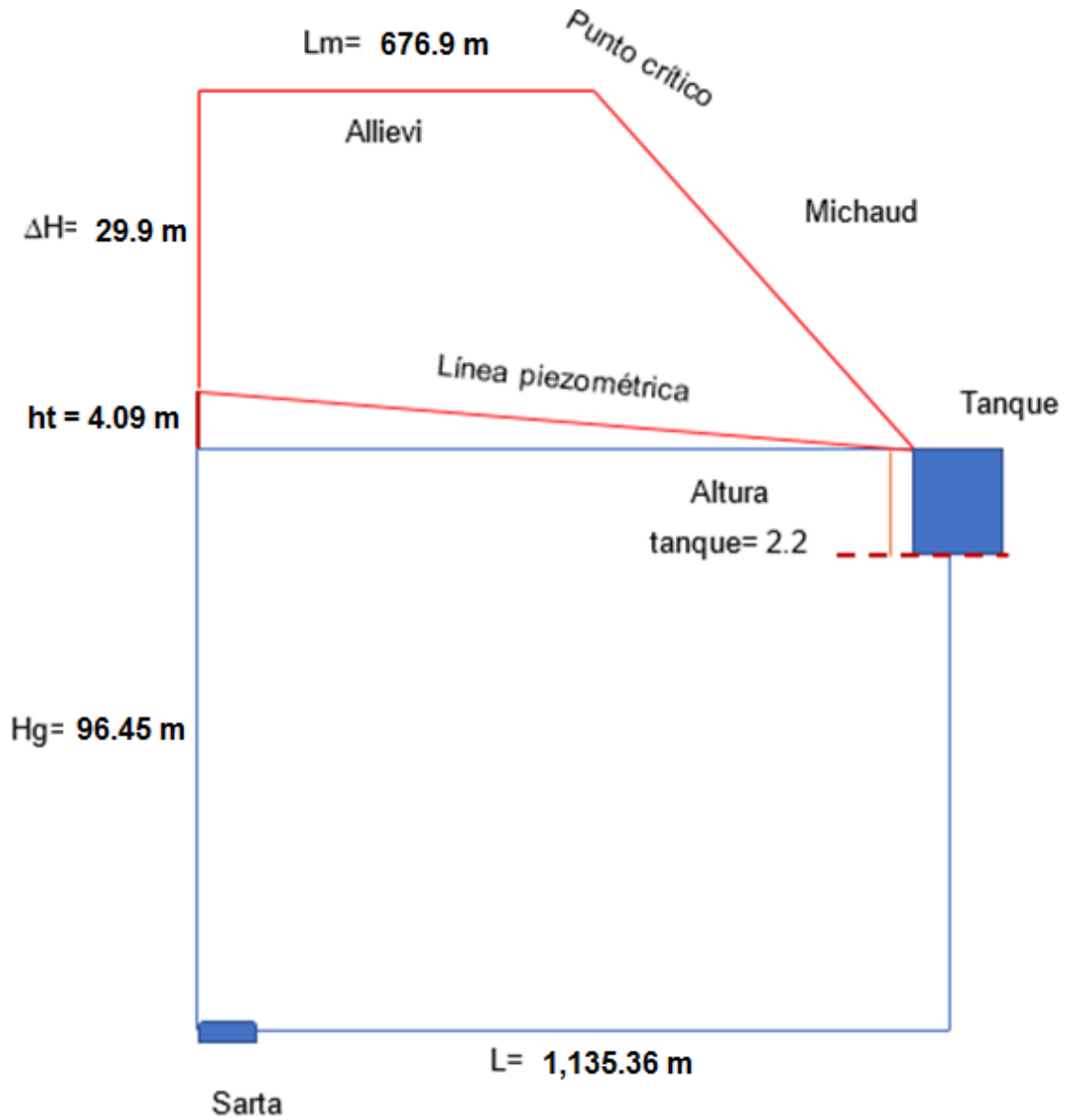
El resultado encontrado con la ecuación 25, alcanzó un valor de sobre presión de 29.9 m, como se muestra a continuación:

$$\Delta H = \frac{(410.7) (0.71)}{9.81} = 29.9 \text{ m}$$

Finalmente, la presión total en el sistema se calcula sumando la altura estática a la sobrepresión, por tanto, sabiendo que la altura estática es de 96.45 msnm y la sobrepresión es de 29.9 m, la presión total en el sistema fue de 126.3 m, por lo que se concluye que el uso de una tubería de 8 pulg PVC SDR 17 es una solución adecuada en el diseño de la línea de conducción, debido a esta tubería soporta 176.05 m de carga máxima. No obstante, se recomienda válvulas de seguridad supresora del golpe de ariete en la sarta.

A continuación, se muestra la gráfica de las distribuciones de energía en el golpe de ariete.

Ilustración 1: Esquema de energía en el golpe de ariete



Fuente: Elaboración propia

- **Selección de la bomba**

El procesamiento para la selección de la bomba se encuentra en la ilustración 2.

Y los resultados se describen a continuación:

Se calculó la potencia de la bomba utilizando la ecuación 26, dando como resultado una potencia de 37 Hp.

$$Pb = \frac{(Qb)(Hb)}{76 (\eta)} \quad \text{Ecuación 26}$$

Dónde:

Pb: Potencia de la bomba y del motor (Hp).

Qb: Caudal de bombeo (L/s).

Hb: Altura manométrica total (m).

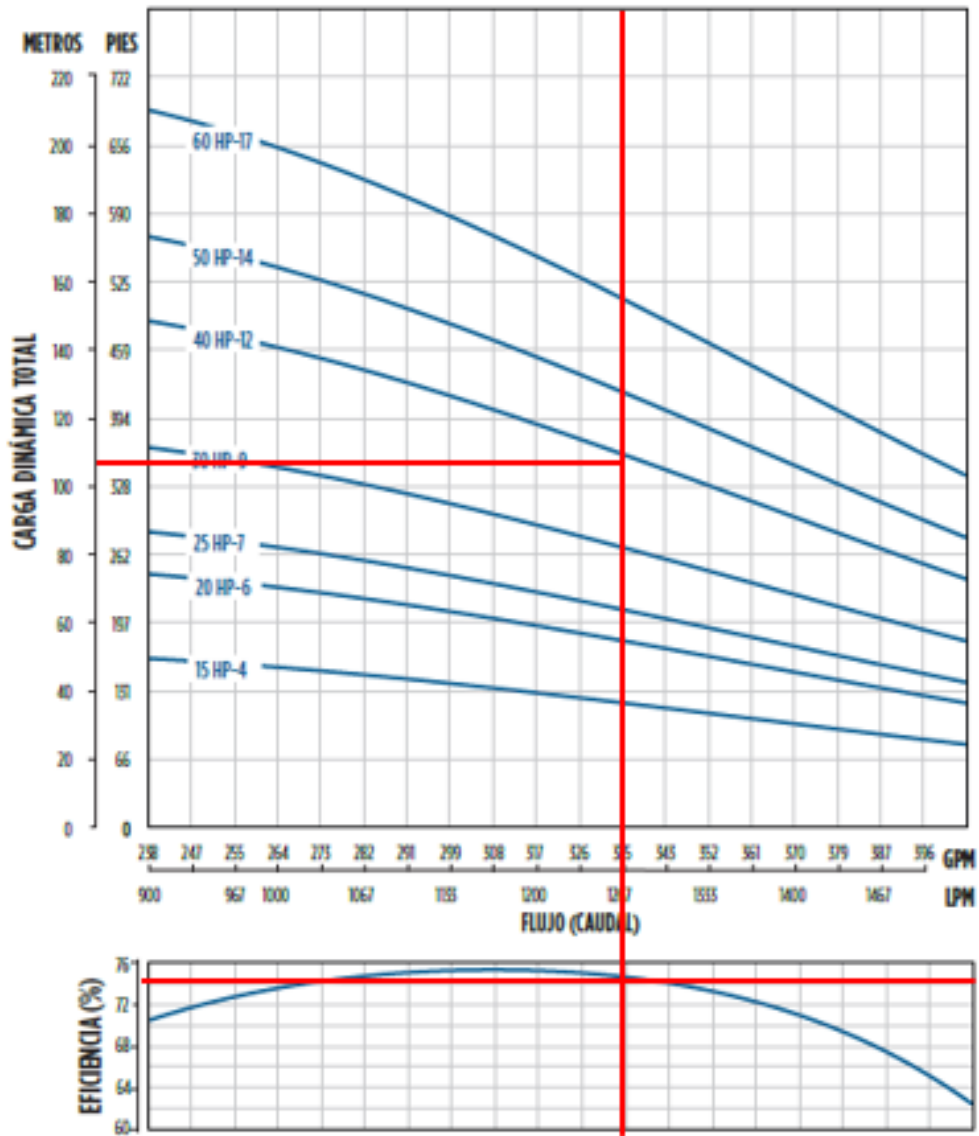
η : Eficiencia del sistema de bombeo, $\eta = \eta_{\text{motor}} \eta_{\text{bomba}}$.

$$Pb = \frac{(0.021)(100.54)(9777)}{0.75 (745.7)} = 37 \text{ Hp}$$

Se requiere un caudal de 20.95 L/s equivalente a 333.33 GPM, con una carga dinámica total 100.54 m, para alcanzar las condiciones hidráulicas mencionadas se optó por utilizar una bomba que aportaran el caudal para último día de diseño en 20 años. Teniendo en cuenta la condición anterior se seleccionó la siguiente bomba:

FPS serie SSI modelo 300SSI40F66-1264, con las siguientes características: flujo nominal 300 GPM, Potencia 40 Hp, acero inoxidable, diámetro de descarga 4 pulg, Diámetro de motor 6 pulg, 66 Hz, 12 etapas, y eficiencia de 75.5%, (ilustración 2).

Ilustración 2: Selección de la bomba a utilizar en la propuesta de rediseño



Fuente: Elaboración propia

2. Línea de conducción por gravedad tanque principal a tanque Cruz Laguna

El dimensionamiento de la línea de conducción hacia la comunidad de Cruz Laguna se hizo con la ecuación 18, resultando con un diámetro teórico de 82.95 mm, no obstante, como la presión estática era significativa se optó por seleccionar un diámetro comercial ligeramente inferior al diámetro sugerido por la ecuación de Bresse, optándose por una tubería con diámetro de 3 pulg correspondiente a 78.4 mm de diámetro interno de tubería PVC SDR 17, NORMA ASTM 2241.

$$D = 0.9(0.01)^{0.45} = 0.08 \text{ m} * (1000) = 82.95 \text{ mm}$$

La pérdida de carga por fricción en la línea de conducción de 220 m fue de 2.93 m, la velocidad de flujo fue de 1.03 m/s las pérdidas de carga se desestimaron por ser poco significativas. A continuación, se presentan los resultados.

$$h_{f-Cruz\ Laguna} = 10.549 \frac{0.01^{1.85}}{150^{1.85} * 78.4^{4.87}} (220) = 2.93 \text{ m}$$

$$v = \frac{0.01}{\pi * 78.4^2 / 4} = 1.03 \text{ m/s}$$

Además, se dibujó el perfil del terreno del tramo tanque Wiwilí-tanque Cruz Laguna, como se indica en el anexo plano Numero 7.

Basado en el perfil antes mencionado y las pérdidas de carga por fricción a lo largo de la línea se creó el perfil de la línea piezométrica. El análisis del perfil piezométrico permitió evaluar las presiones con relación a los criterios establecidos en la norma (INAA, 2009, pág. 52), encontrándose que estos están en el rango óptimo.

3. Línea de conducción por gravedad del tanque principal hasta el tanque de la comunidad Palos Más

El dimensionamiento de la línea de conducción hacia la comunidad de Palos Mas se hizo con la ecuación de Bresse (ecuación 18), resultando con un diámetro teórico de 82.95 mm, por lo que se seleccionó un diámetro comercial de 4 pulg correspondiente a 105.5 mm de diámetro interno de tubería PVC SDR 17, NORMA ASTM 2241.

$$D = 0.9(0.01)^{0.45} = 0.08 \text{ m} * (1000) = 82.95 \text{ mm}$$

La pérdida de carga por fricción en una línea de conducción con longitud de 2,275.7 m fue de 2.93 m, la velocidad de flujo fue de 0.63 m/s, las pérdidas de carga se desestimaron por ser poco significativas. A continuación, se presentan los resultados:

$$v = \frac{0.01}{\pi * 100.8^2/4} = 0.63 \text{ m/s}$$

$$h_{f-Palos\ mas} = 10.549 \frac{0.01^{1.85}}{150^{1.85} * 100.8^{4.87}} (2275.7) = 2.93 \text{ m}$$

También se realizó el perfil del terreno del tramo tanque Wiwili-tanque Palos Más, como se indica en el anexo plano número 6

Basado en el perfil antes mencionado y las pérdidas de carga por fricción a lo largo de la línea se creó el perfil de la línea piezométrica.

La comparación del perfil piezométrico con los criterios de diseño permitió evaluar las presiones y la ubicación de las válvulas de aire y limpieza con relación a los parámetros establecidos en la norma (INAA, 2009, pág. 52), encontrándose que estos están en el rango óptimo.

4.3.6. Tanque de almacenamiento

Cumpliendo con los parámetros de la norma con relación al almacenamiento (INAA, 2009, pág. 57), se obtuvo un volumen de 348.75 m³ que corresponde al diseño de último día del período de diseño.

Tomando en cuenta el relieve y la distribución de los usuarios los cuales se localizan en el casco urbano, un barrio periférico del casco urbano y dos comunidades aledañas, se propone la construcción de dos tanques de concreto, un tanque de 238.08 m³ para el casco urbano con una cota 383.77 msnm y se ubicará otro tanque de concreto de 81.40 m³ con una cota de 345.33 msnm en la comunidad de Palos Mas, el cual servirá para el almacenamiento y 3 tanques de polietileno de 22 m³ para el barrio periférico de Martha Quesada y la comunidad de Cruz Laguna ubicados en la cota de 346.02 msnm como se observa en el anexo planos 12 y 13.

4.3.7. Desinfección

Se desinfectará con hipoclorito de sodio en una proporción de 1 kg por cada 8.2 L/s, como lo establece la norma (INAA, 2009, pág. 96). Tomando en consideración el caudal máximo horario de 20.95 L/s, se aplicarán 2.55 kg/día equivalente a una dosis de 2.11 mg/L (Tabla 21).

A continuación, se describe los cálculos para la desinfección:

La capacidad se calculó mediante la ecuación 27, obteniendo los siguientes resultados:

$$C_a = \frac{(Q * C)}{1000} \quad \text{Ecuación 27}$$

Dónde:

C_a: Es la capacidad de diseño de la estación de cloración (Kg/Cloro/día).

Q: Caudal de agua, máximo horario (m³/día).

C: Dosis de cloro a aplicar (mg/L).

$$C_a = \frac{(1206.72 * 2.11)}{1000} = 2.55 \frac{kg}{cloro} / dia$$

A continuación, se presenta en la tabla 21 el detalle de los cálculos.

Tabla 21: Dosis para la desinfección y aplicación

	Cantidades	UDM
Se asume: 3.74 kg/día		
Hipo cloración para capacidades menores	1	Kg/día
Caudales como máximo	8.2	L/s
Para Q	20.95	L/s
Requerimiento	2.55	Kg/día
Concentración hipoclorito comercial	130	gr/L
Volumen necesario de hipoclorito comercial concentrado 130 gr/L	19.62	L/día
Cálculo de la capacidad		
bombeo	16	h por día
Volumen x día	1206720	L
Q	1206.72	m3/día
Concentración hipoclorito	2.11	mg/L
Capacidad	2.55	Kg Cloro/día
Forma de aplicación		
Dilución a en:	1500	L
Concentración de la solución de hipoclorito x 100 litros	1.31%	La norma dice de 1% al 3%
Aplicación de la solución de cloro	93.75	L/h, en 16 horas de bombeo

Fuente: Elaboración Propia

La cloración se hará mediante una bomba dosificadora modelo N.º EZB11D1-VC, serie N.º U101702216, capacidad de 0.038 L/s, precisión máxima de 150 psi, voltaje 115 V y 0.8 A

Para la aplicación del cloro a la red, se hará tomando en consideración la dosis recomendada por la norma, por lo que se hará una mezcla de 2.55 kg de cloro equivalente 19.62 L/día de cloro con una concentración de 130 gr/L, en 1,500 L

de agua, la que será inyectada al sistema a una tasa de 0.026 L/s en un período de 16 horas.

4.3.8. Análisis hidráulico

El análisis hidráulico del acueducto se realizó con simulaciones de Epanet. El mencionado análisis incluyó el sistema de bombeo que incluye la columna de bombeo, la sarta, la línea de conducción por bombeo y líneas entre el tanque principal y tanque para la comunidad de Cruz Laguna y barrio Martha Quezada, tanque principal y tanque para la comunidad de Palos Mas y resto de líneas que conectan tanques y redes como se muestra en anexo plano 3,4,5,6,9,10.

1. Línea de conducción por bombeo

La línea de conducción se sometió a la simulación con el software EPANET, donde se obtuvieron los resultados de presiones, velocidades, caudales, diámetros y longitudes de la tubería de impulsión, los cuales se reflejan en las tablas 22, 23 y 24, de igual manera las velocidades y presiones obtenidas en la simulación se muestran en la ilustración 3 y el perfil longitudinal de presiones generado por EPANET en la ilustración 4.

También se realizó el perfil del terreno de la línea de conducción, basado en este perfil y las pérdidas de carga por fricción a lo largo de la línea se creó el perfil de la línea piezométrica como se muestra en el anexo plano número 3.

Se realizó además la comparación de los resultados obtenidos en la simulación con los cálculos realizados en la sección 4.3.5. Donde se obtuvieron velocidades de 0.75 m/s para EPANET y velocidad de 0.71 m/s para los cálculos realizados previamente. Las pérdidas por fricción fueron de 2.56 m con la simulación y de 2.65 m para los cálculos realizados en la sección descrita anteriormente.

Ilustración 3: Velocidades y presiones de la línea de conducción por bombeo

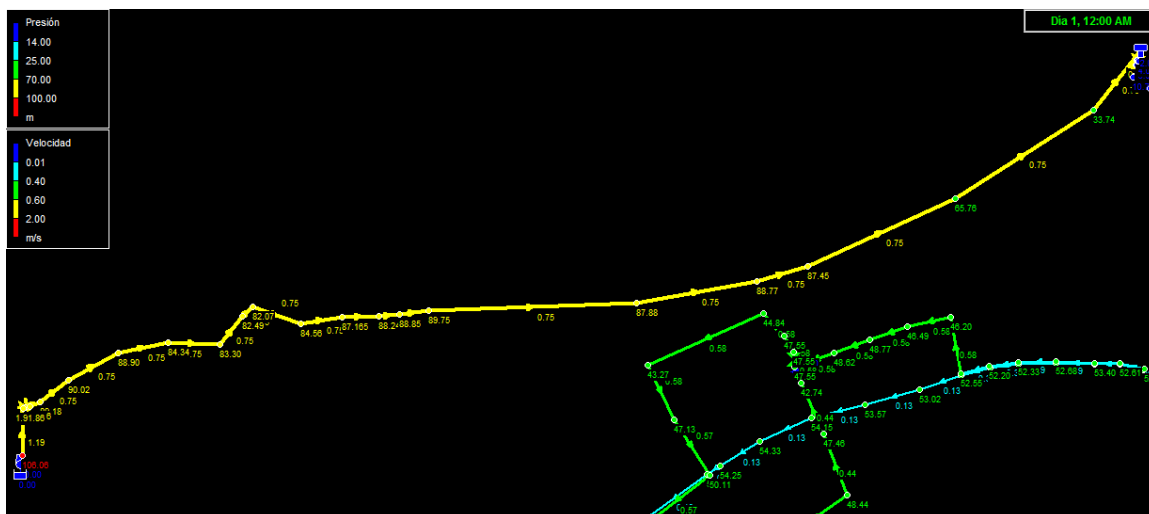


Ilustración 4: Perfil longitudinal de presión en la línea de conducción por bombeo

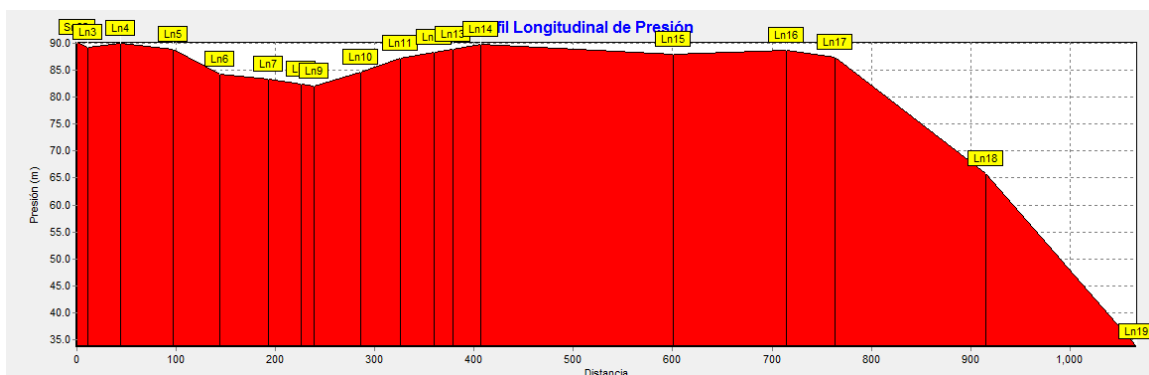


Tabla 22: Elevación y presiones de tubería de la línea de conducción por bombeo

ID Nodo	Cota	Presión
Línea de conducción por bombeo		
Ln3	391.48	90
Ln4	391.31	90.76
Ln5	391.04	89.5
Ln6	390.8	84.82
Ln7	390.55	83.66
Ln8	390.39	82.77
Ln9	390.32	82.32
Ln10	390.08	84.69
Ln11	389.88	87.19
Ln12	389.71	88.19
Ln13	389.61	88.75
Ln14	389.47	89.58
Ln15	388.49	87.22
Ln16	387.92	87.83
Ln17	387.66	86.38
Ln18	386.9	64.32
Ln19	386.13	31.92

Fuente elaboración propia

Tabla 23: Caudal, velocidad y pérdidas de tuberías en la línea de conducción por bombeo

ID	Caudal L/s	Velocidad m/s	Perdidas m/km
Lp2	22.1	0.75	2.56
Lp3	22.1	0.75	2.56
Lp4	22.1	0.75	2.56
Lp5	22.1	0.75	2.56
Lp6	22.1	0.75	2.56
Lp7	22.1	0.75	2.56
Lp8	22.1	0.75	2.56
Lp9	22.1	0.75	2.56
Lp10	22.1	0.75	2.56
Lp11	22.1	0.75	2.56
Lp12	22.1	0.75	2.56
Lp13	22.1	0.75	2.56
Lp14	22.1	0.75	2.56
Lp15	22.1	0.75	2.56
Lp16	22.1	0.75	2.56
Lp17	22.1	0.75	2.56
Lp18	22.1	0.75	2.56
Lp19	22.1	0.75	2.56

Fuente: Elaboración propia

Tabla 24: Longitud y diámetro de tuberías de la línea de conducción por bombeo

ID Línea	NI	NF	Longitud	Diámetro
Lp2	Sn62	Ln3	8.71	193.3
Lp3	Ln3	Ln4	33.1	193.3
Lp4	Ln4	Ln5	53	193.3
Lp5	Ln5	Ln6	47.22	193.3
Lp6	Ln6	Ln7	48.57	193.3
Lp7	Ln7	Ln8	33.5	193.3
Lp8	Ln8	Ln9	13.03	193.3
Lp9	Ln9	Ln10	46.89	193.3
Lp10	Ln10	Ln11	39.5	193.3
Lp11	Ln11	Ln12	34.21	193.3
Lp12	Ln12	Ln13	19.05	193.3
Lp13	Ln13	Ln14	27.51	193.3
Lp14	Ln14	Ln15	194	193.3
Lp15	Ln15	Ln16	113.6	193.3
Lp16	Ln16	Ln17	49.76	193.3
Lp17	Ln17	Ln18	151.1	193.3
Lp18	Ln18	Ln19	152.4	193.3

Fuente: Elaboración propia

2. Línea por gravedad del tanque principal al tanque comunidad Cruz Laguna

Realizando el mismo procedimiento de simulación con PANET se obtuvieron los valores de presiones, diámetros, velocidades, caudales y longitudes de la línea por gravedad del tanque principal hasta el tanque de Cruz Laguna, valores que se reflejan en las tablas 25, 26 y 27, de igual manera las velocidades y presiones obtenidas en la simulación se muestran en la ilustración 5 y el perfil longitudinal de presiones generado por EPANET en la ilustración 6.

También se dibujó el perfil del terreno de la línea de conducción por gravedad del tramo tanque principal hasta tanque Cruz Laguna y con las pérdidas de carga por fricción generadas se creó el perfil de la línea piezométrica, lo que permitió evaluar las presiones y la ubicación de las válvulas de aire y limpieza con relación a los parámetros establecidos en la norma (INAA, 2009, pág. 52), encontrándose que estos están en el rango de la norma (anexo plano 4).

Ilustración 5: Línea por gravedad del tanque principal hasta el tanque Cruz Laguna

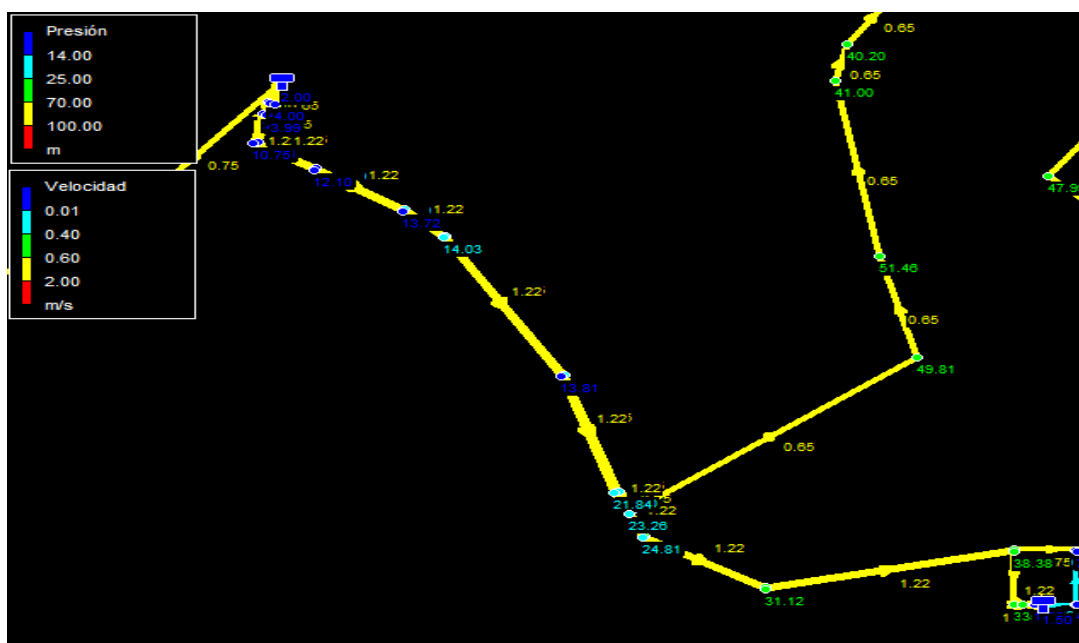


Ilustración 6: Perfil longitudinal de presión del tanque principal hasta el tanque Cruz Laguna

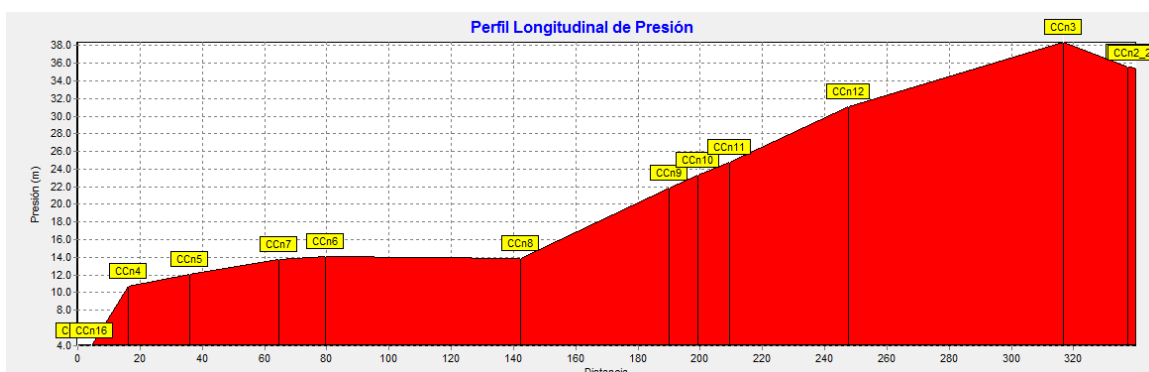


Tabla 25: Cotas y presiones de línea de conducción Cruz Laguna

ID Nodo	Cota	Presión
CCn22	379.87	33.85
CCn24	347.51	4.51
CCn25	347.48	7.47
CCn26	347.45	8.51
CCn27	347.39	15
CCn2_28	347.3	20.26
CCn29	347.29	20.72
CCn30	347.23	30.79
CCn32	347.12	45.29
CCn33	347.09	48.76
CCn34	347.07	49.98
CCn35	347	51.69
CCn36	346.94	52.3
CCn37	346.91	52.89
CCn38	346.88	53.7
CCn39	346.83	53
CCn40	346.78	52.68
CCn41	346.74	52.56
CCn42	346.71	52.94
CCn43	346.65	52.32
CCn44	346.58	52.81
CCn45	346.51	53.34
CCn46	346.43	53.45
CCn47	346.37	53.32
CCn48	346.35	53.16
CCn49	346.25	52.67
CCn50	346.21	52.09
CCn51	346.15	53.11
CCn52	346.14	52.12
CCn53	346.13	52.1
CCn54	346.12	52.1
CCn55	346.11	52.02
CCn56	346.02	51.94
CCn57	346.02	51.95
CCn58	346.01	52.04
CCn59	346	52.02
CCn60	345.95	47.99
CCn61	345.81	44.44
CCn62	345.71	41.15
CCn63	345.68	41.75

CCn64	345.6	42.92
CCn65	345.29	42.69
CCn66	345.19	42.15
CCn67	345.08	40.07
CCn68	344.02	37.27
CCn69	343.31	45.97
CCn70	343.23	45.82
CCn71	343.17	45.64
CCn72	343.08	46.18
CCn73	342.96	46.22
CCn74	342.79	46.38
CCn75	342.55	46.55
CCn76	342.03	45.96
CCn77	341.88	46.45
CCn78	341.7	46.63
CCn79	341.6	46.22
CCn80	341.22	47.64
CCn81	341.02	45.85
CCn82	340.85	46.73
CCn83	340.81	45.98
CCn84	340.76	45.42
CCn85	340.71	44.23
CCn3	380.23	36.65
CCn4	385.53	8.76
CCn5	385.2	10.13
CCn6	384.47	12.1
CCn7	384.72	11.77
CCn8	383.4	11.92
CCn9	382.59	20
CCn10	382.42	21.42
CCn11	382.09	22.99
CCn12	381.42	29.34
CCn16	385.74	1.97
CCn19	385.75	1.98
CCn2_27	379.74	33.72
CCn28	347.57	1.55

Fuente: Elaboración propia

Tabla 26: Longitud y diámetro de las tuberías en la línea de conducción por gravedad del tanque principal hasta el tanque de Cruz Laguna

ID Línea	NI	NF	Longitud m	Diámetro cm
CCp21	CCn22	CCn2_27	7.483	78.4
CCp22	CCT14	CCn24	9.3	82
CCp2_23	CCn24	CCn25	20.8	82
CCp24	CCn25	CCn26	6.596	67.4
CCp2_25	CCn26	CCn27	43.76	82
CCp26	CCn27	CCn2_28	67.86	82
CCp27	CCn2_28	CCn29	6.96	82
CCp28	CCn29	CCn30	46.44	82
CCp29	CCn30	CMn2_31	29.38	82
CCp30	CMn2_31	CCn32	47.64	82
CCp31	CCn32	CCn33	25.34	82
CCp32	CCn33	CCn34	11.12	82
CCp33	CCn34	CCn35	53.89	82
CCp34	CCn35	CCn36	37.65	82
CCp35	CCn36	CCn37	22.48	82
CCp36	CCn37	CCn38	24.14	82
CCp37	CCn38	CCn39	35.72	82
CCp38	CCn39	CCn40	35.69	82
CCp39	CCn40	CCn41	26.31	82
CCp40	CCn41	CCn42	27.24	82
CCp41	CCn42	CCn43	40.87	82
CCp42	CCn43	CCn44	52.87	82
CCp43	CCn44	CCn45	51.42	82
CCp44	CCn45	CCn46	52.83	82
CCp45	CCn46	CCn47	43.77	82
CCp46	CCn47	CCn48	14.23	82
CCp47	CCn48	CCn49	77.65	82
CCp48	CCn49	CCn50	23.85	82
CCp49	CCn50	CCn51	42.81	82
CCp50	CCn51	CCn52	13	82
CCp51	CCn52	CCn53	8.657	82
CCp53	CCn54	CCn55	5.195	82
CCp54	CCn55	CCn56	61.9	82
CCp55	CCn56	CCn57	5.126	82
CCp56	CCn57	CCn58	5.653	82
CCp57	CCn58	CCn59	7.729	82
CCp58	CCn59	CCn60	37.6	82
CCp59	CCn60	CCn61	98.39	82

CCp60	CCn61	CCn62	72.12	82
CCp61	CCn62	CCn63	24.72	82
CCp62	CCn63	CCn64	56.08	82
CCp63	CCn64	CCn65	226.9	82
CCp64	CCn65	CCn66	69.26	82
CCp65	CCn66	CCn67	76.88	82
CCp66	CCn67	CCn68	295.6	67.4
CCp67	CCn68	CCn69	200.3	67.4
CCp68	CCn69	CCn70	22.58	67.4
CCp69	CCn70	CCn71	16.45	67.4
CCp70	CCn71	CCn72	23.29	67.4
CCp71	CCn72	CCn73	33.09	67.4
CCp72	CCn73	CCn74	49.5	67.4
CCp73	CCn74	CCn75	65.78	67.4
CCp74	CCn75	CCn76	144.6	67.4
CCp75	CCn76	CCn77	42.01	67.4
CCp76	CCn77	CCn78	49.37	67.4
CCp77	CCn78	CCn79	27.89	67.4
CCp78	CCn79	CCn80	108.2	67.4
CCp79	CCn80	CCn81	54.98	67.4
CCp80	CCn81	CCn82	46.86	67.4
CCp81	CCn82	CCn83	10.92	67.4
CCp82	CCn83	CCn84	15.71	67.4
CCp83	CCn84	CCn85	12.77	67.4
CCp84	CCn85	RCn86	58.57	78.4
CCp2	CCn16	CCn4	12.3	78.4
CCp3	CCn4	CCn5	19.48	78.4
CCp4	CCn5	CCn7	28	78.4
CCp5	CCn7	CCn6	15	78.4
CCp6	CCn6	CCn8	62.5	78.4
CCp7	CCn8	CCn9	47.9	78.4
CCp8	CCn9	CCn10	10	78.4
CCp9	CCn10	CCn11	19.5	78.4
CCp10	CCn11	CCn12	39.5	78.4
CCp11	CCn12	CCn3	69.7	78.4
CCp12	CCn3	CCn22	21.55	78.4
CCp16	TP13	CCn19	1	78.4
CCp23	CCn19	CCn16	1	78.4
CCp25	CCn28	CCT14	3	78.4

Fuente: Elaboración propia

Tabla 27: Velocidades y presiones en la línea a Cruz Laguna

ID Línea	Caudal L/s	Velocidad m/s	Perdida m/km
CCp21	5.72	1.18	16.99
CCp22	1.66	0.31	1.38
CCp2_23	1.66	0.31	1.38
CCp24	1.66	0.46	3.59
CCp2_25	1.66	0.31	1.38
CCp26	1.66	0.31	1.38
CCp27	1.66	0.31	1.38
CCp28	1.66	0.31	1.38
CCp29	1.66	0.31	1.38
CCp30	1.66	0.31	1.38
CCp31	1.66	0.31	1.38
CCp32	1.66	0.31	1.38
CCp33	1.66	0.31	1.38
CCp34	1.66	0.31	1.38
CCp35	1.66	0.31	1.38
CCp36	1.66	0.31	1.38
CCp37	1.66	0.31	1.38
CCp38	1.66	0.31	1.38
CCp39	1.66	0.31	1.38
CCp40	1.66	0.31	1.38
CCp41	1.66	0.31	1.38
CCp42	1.66	0.31	1.38
CCp43	1.66	0.31	1.38
CCp44	1.66	0.31	1.38
CCp45	1.66	0.31	1.38
CCp46	1.66	0.31	1.38
CCp47	1.66	0.31	1.38
CCp48	1.66	0.31	1.38
CCp49	1.66	0.31	1.38
CCp50	1.66	0.31	1.38
CCp51	1.66	0.31	1.38
CCp52	1.66	0.31	1.38
CCp53	1.66	0.31	1.38
CCp54	1.66	0.31	1.38
CCp55	1.66	0.31	1.38
CCp56	1.66	0.31	1.38
CCp57	1.66	0.31	1.38
CCp58	1.66	0.31	1.38
CCp59	1.66	0.31	1.38

CCp60	1.66	0.31	1.38
CCp61	1.66	0.31	1.38
CCp62	1.66	0.31	1.38
CCp63	1.66	0.31	1.38
CCp64	1.66	0.31	1.38
CCp65	1.66	0.31	1.38
CCp66	1.66	0.46	3.59
CCp67	1.66	0.46	3.59
CCp68	1.66	0.46	3.59
CCp69	1.66	0.46	3.59
CCp70	1.66	0.46	3.59
CCp71	1.66	0.46	3.59
CCp72	1.66	0.46	3.59
CCp73	1.66	0.46	3.59
CCp74	1.66	0.46	3.59
CCp75	1.66	0.46	3.59
CCp76	1.66	0.46	3.59
CCp77	1.66	0.46	3.59
CCp78	1.66	0.46	3.59
CCp79	1.66	0.46	3.59
CCp80	1.66	0.46	3.59
CCp81	1.66	0.46	3.59
CCp82	1.66	0.46	3.59
CCp83	1.66	0.46	3.59
CCp84	1.66	0.34	1.72
CCp2	5.72	1.18	16.99
CCp3	5.72	1.18	16.99
CCp4	5.72	1.18	16.99
CCp5	5.72	1.18	16.99
CCp6	5.72	1.18	16.99
CCp7	5.72	1.18	16.99
CCp8	5.72	1.18	16.99
CCp9	5.72	1.18	16.99
CCp10	5.72	1.18	16.99
CCp11	5.72	1.18	16.99
CCp12	5.72	1.18	16.99
CCp16	5.72	1.18	17
CCp23	5.72	1.18	17
CCp25	5.72	1.18	16.99

Fuente: Elaboración propia

3. Línea de conducción por gravedad del tanque principal hasta el tanque de Palos Más

Se realizó la simulación con el software EPANET donde se obtuvieron las presiones, diámetros, velocidades, caudales y longitudes. Valores que se encuentran reflejados en las tablas 28, 29 y 30. También muestra el perfil longitudinal de la línea en la ilustración 7 del mismo modo en la ilustración 8 se muestran las velocidades y presiones obtenidas en la simulación. También se creó el perfil del terreno con el software AutoCAD contenido en el anexo plano número 6.

Ilustración 7: Perfil longitudinal de la línea de conducción por gravedad del tanque principal hasta la comunidad de Palos Mas

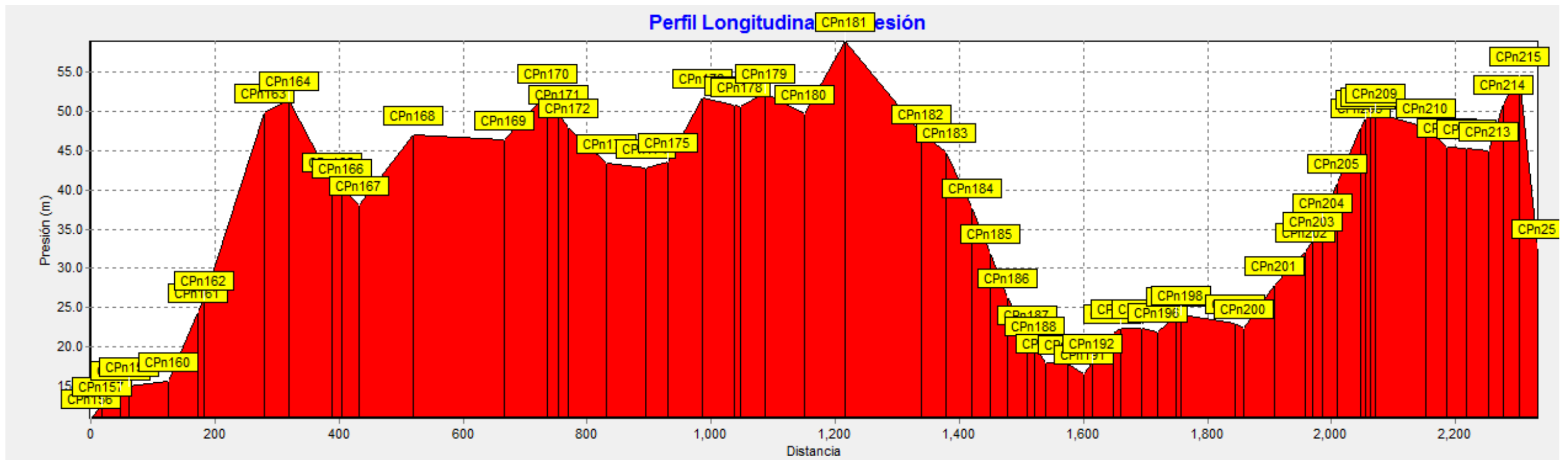


Tabla 28: Elevaciones y presiones de la línea de conducción por gravedad del tanque principal hasta el tanque de la comunidad de Palos Mas

ID nodos	Cota	Presiones
Línea de conducción tanque principal hasta Palos Mas		
CPn156	385.71	8.94
CPn157	385.64	10.57
CPn158	385.53	12.58
CPn159	385.47	13.1
CPn160	385.22	13.74
CPn161	385.03	22.44
CPn162	384.99	23.99
CPn163	384.6	47.86
CPn164	384.44	49.52
CPn165	384.17	39.08
CPn166	384.11	38.28
CPn167	384	36.11
CPn168	383.65	45.05
CPn169	383.07	44.48
CPn170	382.79	50.44
CPn171	382.72	47.76
CPn172	382.66	46.07
CPn173	382.41	41.6
CPn174	382.16	41.03
CPn175	382.02	41.75
CPn176	381.8	49.85
CPn177	381.6	48.97
CPn178	381.55	48.86
CPn179	381.4	50.5
CPn180	381.14	47.96
CPn181	380.88	57.16
CPn182	380.4	45.45
CPn183	380.24	43.11
CPn184	380.08	35.98
CPn185	379.95	30.16
CPn186	379.85	24.57
CPn187	379.72	19.93
CPn188	379.68	18.42
CPn189	379.61	16.37
CPn190	379.47	16.1
CPn191	379.37	14.84
CPn192	379.3	16.27
CPn193	379.17	20.08

CPn194	379.12	20.78
CPn195	378.99	20.74
CPn196	378.89	20.3
CPn197	378.77	22.29
CPn198	378.74	22.38
CPn199	378.39	21.41
CPn200	378.34	20.77
CPn201	378.14	26.24
CPn202	377.94	30.47
CPn203	377.89	31.94
CPn204	377.83	34.33
CPn205	377.73	39.3
CPn206	377.59	46.37
CPn207	377.55	47.49
CPn208	377.52	47.8
CPn209	377.5	48.29
CPn210	377.17	46.31
CPn211	377.04	43.8
CPn212	376.91	43.64
CPn213	376.77	43.46
CPn214	376.67	49.29
CPn215	376.57	52.91
CPn218	346.3	25.55
CPn219	346.15	23.4
CPn220	345.93	17.1
CPn221	345.72	15.24
CPn222	345.14	13.52
CPn223	344.9	18.41
CPn224	344.81	20.05
CPn18	385.76	1.99
CPn21	385.77	2
CPn25	376.33	31.1
CPn26	346.74	1.51

Fuente: Elaboración propia

Tabla 29: Caudal, velocidades y pérdidas en la línea de conducción por gravedad del tanque principal hasta la comunidad de Palos Mas

ID línea	Caudal L/s	Velocidad m/s	Perdida m/Km
Línea de conducción por gravedad del tanque principal hasta la comunidad de Palos Mas			
CPp158	5.05	0.63	3.97
CPp159	5.05	0.63	3.97
CPp160	5.05	0.63	3.97
CPp161	5.05	0.63	3.97
CPp162	5.05	0.63	3.97
CPp163	5.05	0.63	3.97
CPp164	5.05	0.63	3.97
CPp165	5.05	0.63	3.97
CPp166	5.05	0.63	3.97
CPp167	5.05	0.63	3.97
CPp168	5.05	0.63	3.97
CPp169	5.05	0.63	3.97
CPp170	5.05	0.63	3.97
CPp171	5.05	0.63	3.97
CPp172	5.05	0.63	3.97
CPp173	5.05	0.63	3.97
CPp174	5.05	0.63	3.97
CPp175	5.05	0.63	3.97
CPp176	5.05	0.63	3.97
CPp177	5.05	0.63	3.97
CPp178	5.05	0.63	3.97
CPp179	5.05	0.63	3.97
Cpp180	5.05	0.63	3.97
CPp181	5.05	0.63	3.97
CPp182	5.05	0.63	3.97
CPp183	5.05	0.63	3.97
CPp184	5.05	0.63	3.97
CPp185	5.05	0.63	3.97
CPp186	5.05	0.63	3.97
CPp187	5.05	0.63	3.97
CPp188	5.05	0.63	3.97
CPp189	5.05	0.63	3.97
CPp190	5.05	0.63	3.97
CPp191	5.05	0.63	3.97
CPp192	5.05	0.63	3.97
CPp193	5.05	0.63	3.97
CPp194	5.05	0.63	3.97

CPp195	5.05	0.63	3.97
CPp196	5.05	0.63	3.97
CPp197	5.05	0.63	3.97
CPp198	5.05	0.63	3.97
CPp199	5.05	0.63	3.97
CPp200	5.05	0.63	3.97
CPp201	5.05	0.63	3.97
CPp202	5.05	0.63	3.97
CPp203	5.05	0.63	3.97
CPp204	5.05	0.63	3.97
CPp205	5.05	0.63	3.97
CPp206	5.05	0.63	3.97
CPp207	5.05	0.63	3.97
CPp208	5.05	0.63	3.97
CPp209	5.05	0.63	3.97
CPp210	5.05	0.63	3.97
CPp211	5.05	0.63	3.97
CPp212	5.05	0.63	3.97
CPp213	5.05	0.63	3.97
CPp214	5.05	0.63	3.97
CPp215	5.05	0.63	3.97
CPp216	5.05	0.63	3.97
CPp217	5.05	0.63	3.97
CPp218	5.05	0.63	3.97
CPp219	6.51	0.82	6.35
CPp220	6.51	0.82	6.35
CPp221	6.51	0.82	6.35
CPp222	6.51	0.82	6.35
CPp223	6.51	0.82	6.35
CPp224	6.51	0.82	6.35
CPp225	6.51	0.82	6.35
CPp226	6.51	0.82	6.35
CPp18	5.05	0.63	3.98
CPp15	5.05	0.63	3.98
CPp22	5.05	0.63	3.97
Cp60	31.92	1.71	19.96
Cp63	31.92	1.71	19.98

Fuente: Elaboración propia

Tabla 30: Longitud y diámetro de las tuberías en la línea de conducción por gravedad del tanque principal hasta el tanque de la comunidad de Palos Mas

ID línea	NI	NF	Longitud	Diámetro
CPp158	CPn18	CPn156	12.2	100.8
CPp159	CPn156	CPn157	18.48	100.8
CPp160	CPn157	CPn158	28.85	100.8
CPp161	CPn158	CPn159	15.12	100.8
CPp162	CPn159	CPn160	62.94	100.8
CPp163	CPn160	CPn161	47.96	100.8
CPp164	CPn161	CPn162	8.437	100.8
CPp165	CPn162	CPn163	97.65	100.8
CPp166	CPn163	CPn164	40.71	100.8
CPp167	CPn164	CPn165	69.46	100.8
CPp168	CPn165	CPn166	14.52	100.8
CPp169	CPn166	CPn167	27.58	100.8
CPp170	CPn167	CPn168	87.29	100.8
CPp171	CPn168	CPn169	147.5	100.8
CPp172	CPn169	CPn170	69.12	100.8
CPp173	CPn170	CPn171	18.59	100.8
CPp174	CPn171	CPn172	15.87	100.8
CPp175	CPn172	CPn173	61.34	100.8
CPp176	CPn173	CPn174	64.68	100.8
CPp177	CPn174	CPn175	35.17	100.8
CPp178	CPn175	CPn176	55.22	100.8
CPp179	CPn176	CPn177	51.05	100.8
CPp180	CPn177	CPn178	11.28	100.8
CPp181	CPn178	CPn179	38.48	100.8
CPp182	CPn179	CPn180	64.1	100.8
CPp183	CPn180	CPn181	65.32	100.8
CPp184	CPn181	CPn182	122.1	100.8
CPp185	CPn182	CPn183	40.02	100.8
CPp186	CPn183	CPn184	41.66	100.8
CPp187	CPn184	CPn185	30.51	100.8
CPp188	CPn185	CPn186	27.31	100.8
CPp189	CPn186	CPn187	31.78	100.8
CPp190	CPn187	CPn188	11.02	100.8
CPp191	CPn188	CPn189	17.32	100.8
CPp192	CPn189	CPn190	35.66	100.8
CPp193	CPn190	CPn191	25.13	100.8
CPp194	CPn191	CPn192	16.36	100.8
CPp195	CPn192	CPn193	33.48	100.8

CPp196	CPn193	CPn194	11	100.8
CPp197	CPn194	CPn195	34.1	100.8
CPp198	CPn195	CPn196	25.74	100.8
CPp199	CPn196	CPn197	29.56	100.8
CPp200	CPn197	CPn198	7.876	100.8
CPp201	CPn198	CPn199	87.75	100.8
CPp202	CPn199	CPn200	13.28	100.8
CPp203	CPn200	CPn201	50.98	100.8
CPp204	CPn201	CPn202	48.13	100.8
CPp205	CPn202	CPn203	13.54	100.8
CPp206	CPn203	CPn204	14.76	100.8
CPp207	CPn204	CPn205	24.63	100.8
CPp208	CPn205	CPn206	37.41	100.8
CPp209	CPn206	CPn207	8.24	100.8
CPp210	CPn207	CPn208	7.272	100.8
CPp211	CPn208	CPn209	7.213	100.8
CPp212	CPn209	CPn210	81.4	100.8
CPp213	CPn210	CPn211	34.29	100.8
CPp214	CPn211	CPn212	32.69	100.8
CPp215	CPn212	CPn213	35.29	100.8
CPp216	CPn213	CPn214	23.71	100.8
CPp217	CPn214	CPn215	25.1	100.8
CPp218	CPn215	CPn25	61.37	100.8
CPp219	T3_1	CPn218	68.11	100.8
CPp220	CPn218	CPn219	23.9	100.8
CPp221	CPn219	CPn220	33.4	100.8
CPp222	CPn220	CPn221	33.88	100.8
CPp223	CPn221	CPn222	90.42	100.8
CPp224	CPn222	CPn223	37.83	100.8
CPp225	CPn223	CPn224	14.06	100.8
CPp226	CPn224	RPn225	55.11	100.8
CPp18	TP13	CPn21	1	100.8
CPp15	CPn21	CPn18	1	100.8
CPp22	CPn26	T3_1	3	100.8
Cp60	Cn1	Cn63	20	154
Cp63	Cn63	Sn2	1	154

Fuente: Elaboración propia

4. Análisis de la red de distribución

Para el análisis de la red de distribución se realizaron dos simulaciones en Epanet una para la demanda máxima y la otra para la demanda cero; la red de distribución se dividió en cuatro subredes atendiendo a la distribución espacial de la población

Las cuatro subredes atendiendo a la distribución espacial de la población, fueron las siguientes: subred casco urbano, la de mayor capacidad de 3.06 km, la subred barrio periférico de Marta Quezada con 0.84 km, la subred de comunidad Palos Mas con 1.048 km y la subred de la comunidad Cruz Laguna con 0.39 km (plano número 2).

El análisis tomó en consideración los criterios de diseño establecidos en la norma la cual establece velocidades de flujo entre 0.6 y 2 m/s, así como presiones de 14 hasta 50 m y en excepciones según las características del terreno hasta de 70 m.

El diseño de la red se basó en el caudal de 33.28 L/s, que corresponde al caudal máximo horario según lo establecido en la norma. El mencionado caudal se asignó a cuatro sectores basado en el método del área tributaria que recomienda INAA para redes de malla cerrada y 9 L/s de caudal contra incendio en un nodo crítico. A continuación, se presenta la tabla 31, con los nodos concentrados que se utilizaron para la simulación con Epanet.

Tabla 31: Distribución de caudales en nodos concentrado

ID Nudo	Demanda (l/s)	Cota (m)	Presión (m)
Nodos concentrados red Cruz Laguna			
RCn91	0.69	344.28	27.95
Nodos concentrados red Martha Quezada			
RMn51	0.69	343.85	47.13
RMn54	0.69	341.92	48.69
RMn2	0.69	340.23	42.74
Nodos concentrados red Palos Mas			
RPn227	1.6	344.02	41.3
RPn231	1.6	339.76	41.63
RPn234	1.6	343.37	36.4
Nodos concentrados red Casco Urbano			
RUn120	1.8	333.02	37.34
RUn123	1.8	383.40	40.51
RUn70	1.8	323.55	21.32
RUn141	2.42	328.26	56.77
RUn145	2.42	384.53	53.07
RUn147	2.42	383.01	53.19
RUn131	2.97	381.82	52.3
RUn136	2.97	377.82	48.87
RUn72	2.97	336.71	45.22
RUn153	3.43	382.14	37.44
RUn128	9	371.75	56.15
Demanda total=	41.56		L/s

Fuente: Elaboración Propia

A continuación, se describen las características hidráulicas de las 4 subredes simuladas con EPANET:

- **Red de distribución barrio Martha Quezada**

Tiene una longitud de 0.84 km con diámetro de 2 ½ pulg para tubería principal y 1 ½” para tubería secundarias, tubería SDR-160 PSI ASTM 2411. En la demanda con caudal máximo se obtuvieron velocidades de flujo mínimas y máximas de 0.44 m/s y de 0.58 m/s respectivamente con presiones mínimas de 42.74 m/s y presiones máxima de 50.18 m/s, dichos resultados fueron evaluados en base a lo establecido en la norma (INAA, 2009). Todos los resultados detallados se presentan en la ilustración 9 y 10 y en las tablas 32, 33, 34.

Ilustración 9: Presiones y velocidades en la red del barrio Martha Quezada

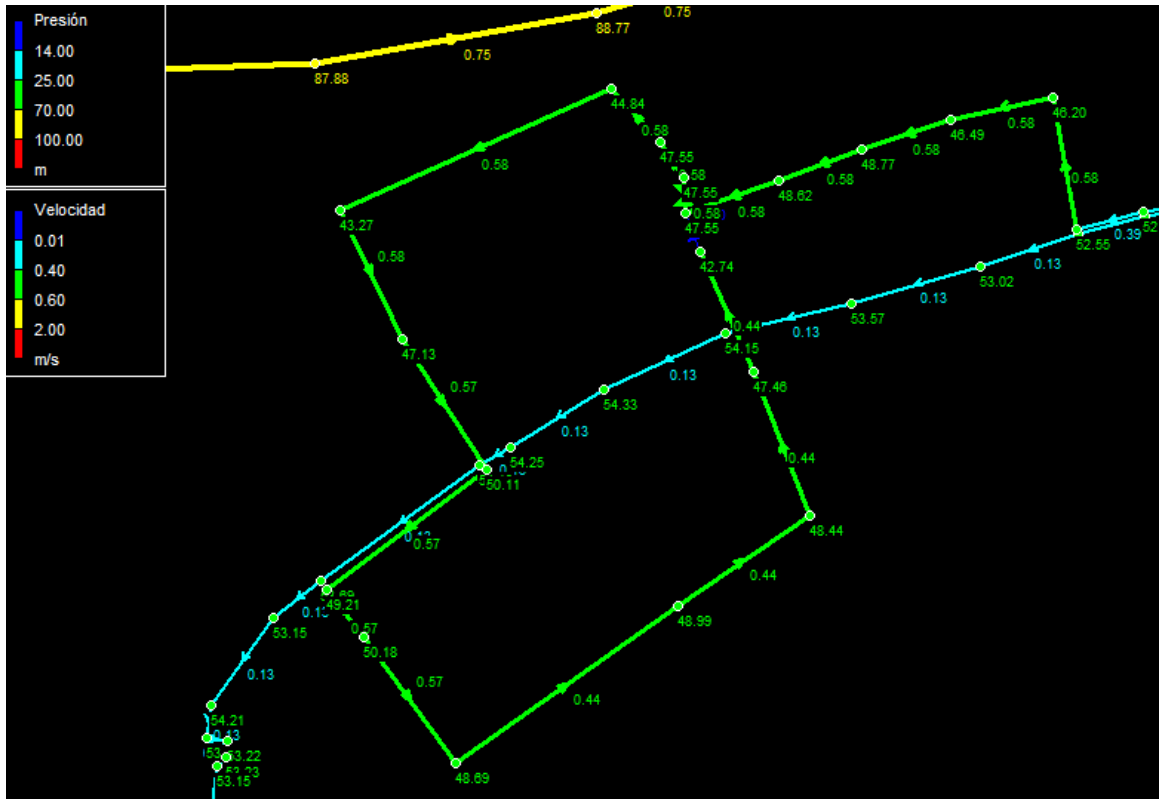


Ilustración 10: Perfil longitudinal de la red del barrio Martha Quezada

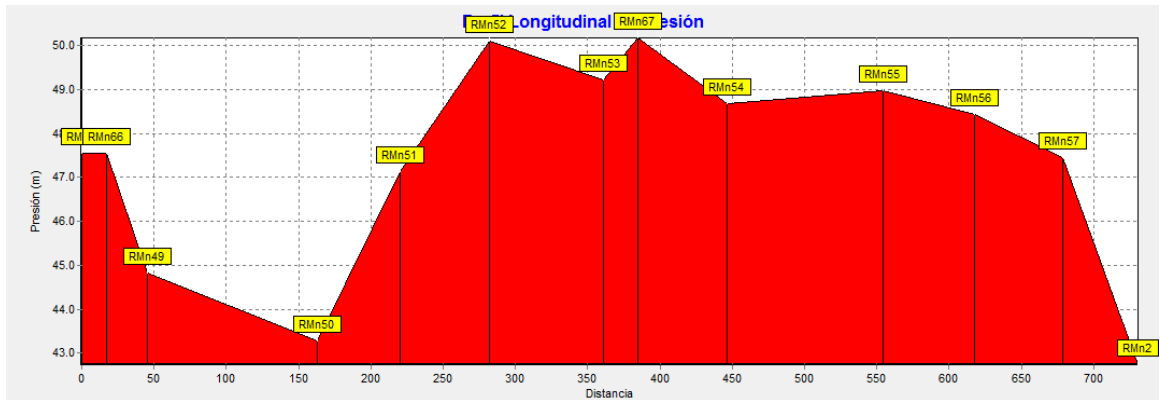


Tabla 32: Elevaciones y presiones de la red del barrio Martha Quezada

ID nodos	Cotas	Presión
Red de distribución Martha Quezada		
RMn48	342.28	47.55
RMn49	336.75	44.84
RMn50	333.61	43.27
RMn51	331.13	47.13
RMn52	329.97	50.11
RMn53	328.92	49.21
RMn54	324.55	48.69
RMn55	323.56	48.99
RMn56	322.76	48.44
RMn57	321.85	47.46
RMn66	337.46	47.55
RMn67	328.37	50.18
RMn2	321.56	47.55
RMn3	337.49	42.74

Fuente: Elaboración propia

Tabla 33: Caudal, velocidad y pérdidas generadas en la red del barrio Martha Quezada

ID línea	Caudal L/s	Velocidad m/s	Perdida m/Km
Red de distribución Martha Quezada			
RMp50	2.07	0.58	5.4
RMp51	2.07	0.58	5.4
RMp52	2.07	0.58	5.4
RMp53	1.38	0.57	6.46
RMp54	1.38	0.57	6.46
RMp55	1.38	0.57	6.46
RMp56	0.69	0.44	5.28
RMp57	0.69	0.44	5.28
RMp58	0.69	0.44	5.28
RMp59	0.69	0.44	5.28

Fuente: Elaboración propia

Tabla 34: Longitud y diámetro de la tubería en la red del barrio de Martha Quezada

Nudo Inicial	Nodo Final	Longitud	Diámetro
Red de distribución barrio Martha Quezada			
RMn66	RMn49	24.64	55.7
RMn49	RMn50	109.53	55.7
RMn50	RMn51	86.4	55.7
RMn51	RMn52	85.36	55.7
RMn52	RMn53	77.65	55.7
RMn67	RMn54	95.425	44.6
RMn54	RMn55	90.039	44.6
RMn55	RMn56	72.11	44.6
RMn56	RMn57	82.021	44.6
RMn57	RMn2	76.52	55.7
RMn3	RMn66	1	55.7
RMn67	RMn53	40	55.7

Fuente: Elaboración propia

- **Red de distribución comunidad Cruz Laguna**

Tiene una longitud de 0.39 km con diámetro de 1 ½ pulg, tubería SDR-26 160 PSI ASTM 2411. En la demanda con caudal máximo se obtuvieron velocidades de flujo mínimas y máximas de 0.47 m/s y de 0.48 m/s respectivamente con presiones mínimas de 27.95 m y presiones máxima de 39.36 m, dichos resultados fueron evaluados en base a lo establecido en la norma (INAA, 2009). Todos los resultados detallados se presentan en la ilustración 11 y 12 y en las tablas 35, 36 y 37.

Ilustración 11: Velocidades y presiones en la red de la comunidad de Cruz Laguna

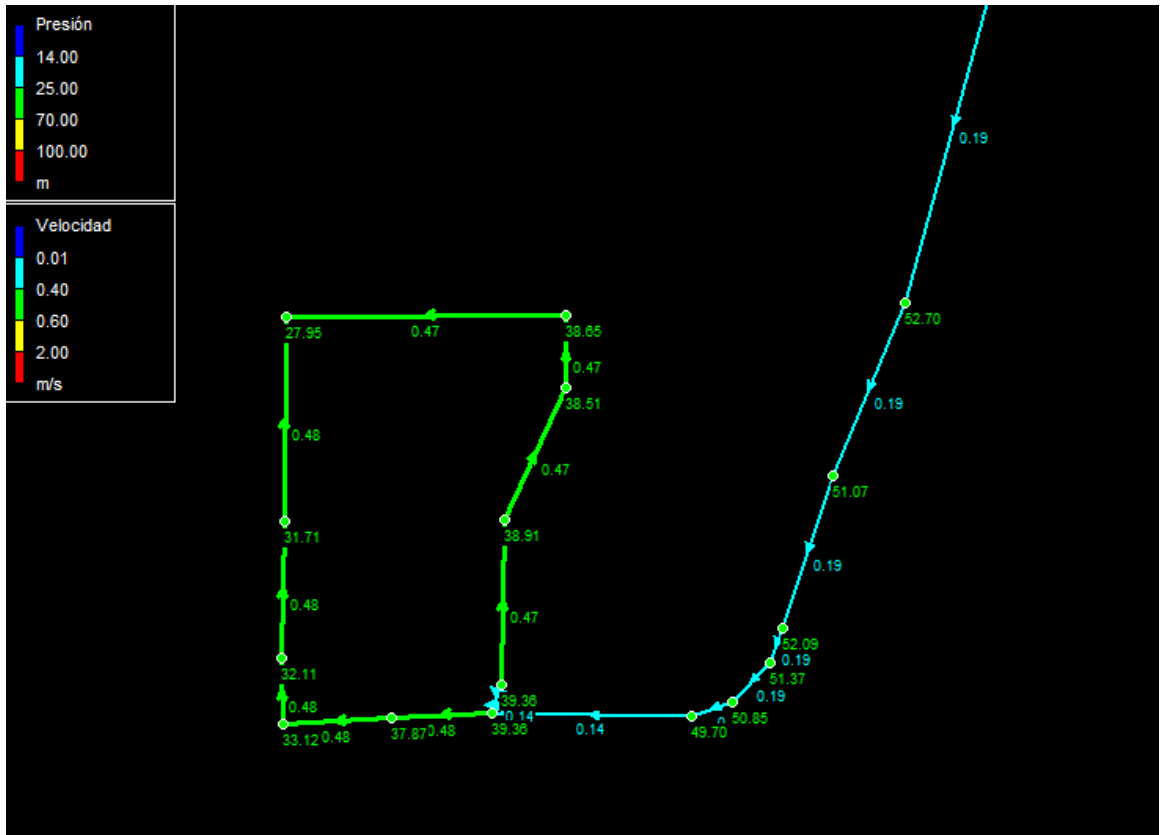


Ilustración 12: Perfil longitudinal de presión en la comunidad de Cruz Laguna

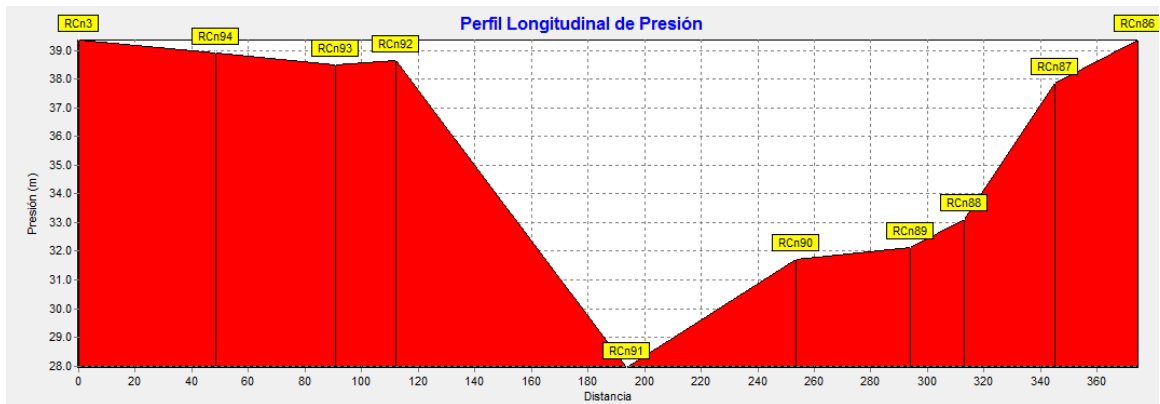


Tabla 35: Elevaciones y presiones en las tuberías de la red de distribución de la comunidad de Cruz Laguna

ID nodos	Cotas	Presión
Red de distribución Comunidad Cruz Laguna		
RCn86	340.61	39.36
RCn87	327.84	37.87
RCn88	328.22	33.12
RCn89	328.42	32.11
RCn90	329.31	31.71
RCn91	330.67	27.95
RCn92	337.38	38.65
RCn93	337.95	38.51
RCn94	339.09	38.91
RCn3	340.61	39.36

Fuente: Elaboración propia

Tabla 36: Caudal, velocidad y pérdidas generadas en las tuberías en la red de la comunidad de Cruz Laguna

ID línea	Caudal L/s	Velocidad m/s	Perdida m/Km
Red de distribución Cruz Laguna			
RCp85	0.35	0.48	9.61
RCp87	0.35	0.48	9.61
RCp88	0.35	0.48	9.61
RCp89	0.35	0.48	9.61
RCp90	0.34	0.47	9.31
RCp91	0.34	0.47	9.31
RCp92	0.34	0.47	9.31
RCp93	0.34	0.47	9.31

Fuente: Elaboración propia

Tabla 37: Longitud y diámetro de la tubería en red de la comunidad de Cruz Laguna

NI	NF	Longitud m	diámetro mm
Red comunidad Cruz Laguna			
RCn1	RCn87	12.49	30.04
RCn88	RCn89	28.2	30.04
RCn89	RCn90	39.49	30.04
RCn90	RCn91	59.87	30.04
RCn91	RCn92	82.09	30.04
RCn92	RCn93	21.04	30.04
RCn93	RCn94	42.44	30.04
RCn94	RCn3	56.85	30.04
Longitud de la red en Km		0.39	

Fuente: Elaboración propia

- **Red de distribución comunidad Palos Mas**

Tiene una longitud de 1.048 km con diámetro de 2 pulg para tubería principal y 1 ½ pulg para tubería secundarias, tubería SDR-26 160 PSI ASTM 2411. En la demanda con caudal máximo se obtuvieron velocidades de flujo mínimas y máximas de 0.55 m/s y de 0.99 m/s respectivamente con presiones mínimas de 25.18 m y presiones máxima de 41.81 m, dichos resultados fueron evaluados en base a lo establecido en la norma (INAA, 2009). Todos los resultados detallados se presentan en la ilustración 13 y 14 y en las tablas 38, 39 y 40.

Ilustración 13: Perfil longitudinal de presiones en la red de la comunidad de Palos Mas

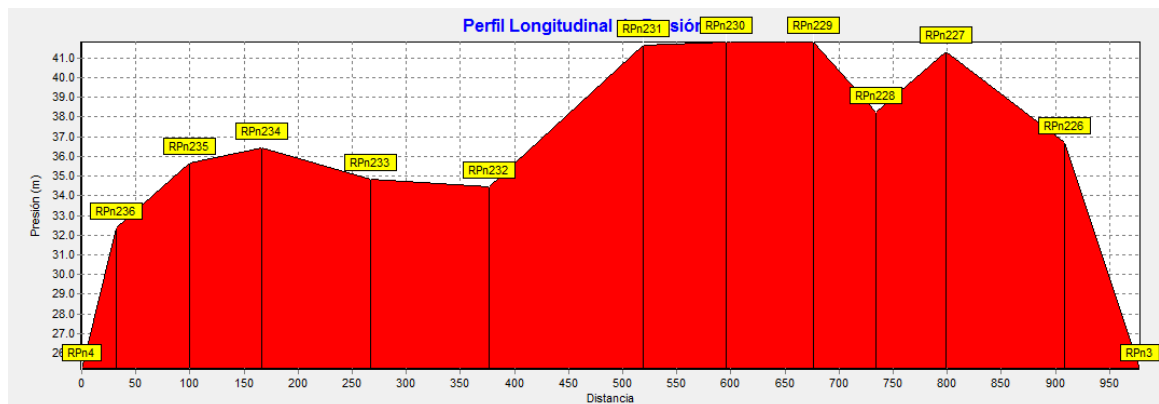


Ilustración 14: Presiones y velocidades en las tuberías de la red de distribución en la comunidad de Palos Mas

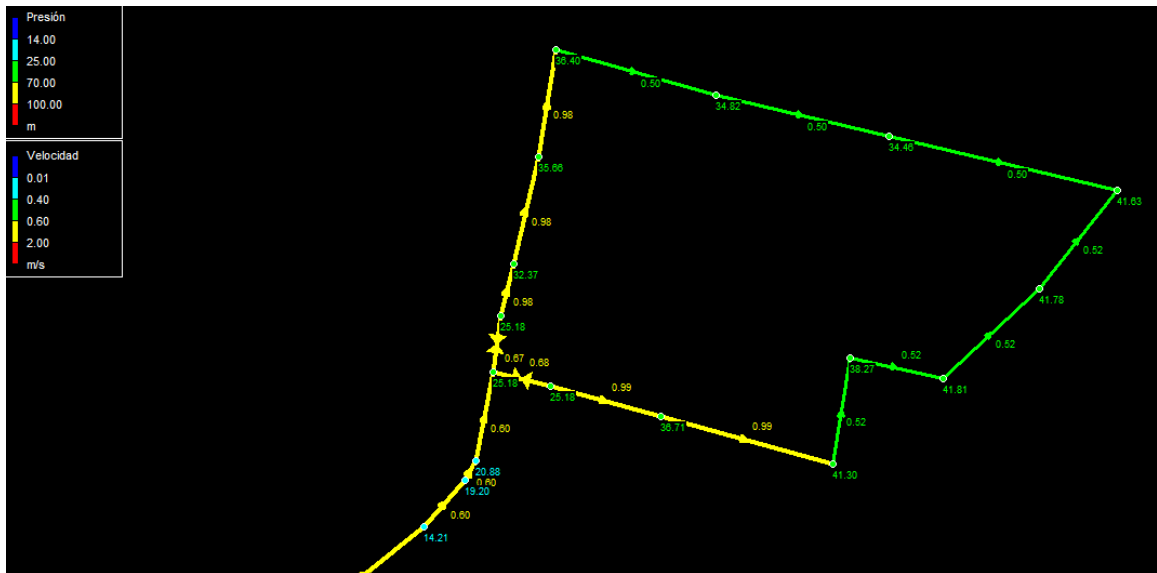


Tabla 38: Cotas y presiones en la subred comunidad de Palos Más

ID nodos	Cota	Presiones
Red de distribución comunidad Palos Mas		
RPn225	344.46	25.18
RPn226	344.02	36.71
RPn227	343.14	41.3
RPn228	342.6	38.27
RPn229	342.16	41.81
RPn230	341.52	41.78
RPn231	340.9	41.63
RPn232	339.76	34.46
RPn233	341.63	34.82
RPn234	343.37	36.4
RPn235	343.74	35.66
RPn236	344.1	32.37
RPn3	344.46	25.18
RPn4	344.46	25.18

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 39: Caudales y Velocidades en la red de Palos Más

ID línea	Caudal L/s	Velocidad m/s	Perdida m/Km
Red de distribución Palos Mas			
RPp227	2.42	0.99	18.2
RPp228	2.42	0.99	18.2
RPp229	0.82	0.52	7.19
RPp230	0.82	0.52	7.19
RPp231	0.82	0.52	7.19
RPp232	0.82	0.52	7.19
RPp233	0.78	0.5	6.7
RPp234	0.78	0.5	6.7
RPp235	0.78	0.5	6.7
RPp236	2.38	0.98	17.78
RPp237	2.38	0.98	17.78

Fuente: Elaboración propia

Tabla 40: Longitud y diámetros de tuberías de la red Palos Más

NI	NF	Longitud m	Diámetro mm
RPn3	RPn226	105.9	55.7
RPn226	RPn227	105.9	55.7
RPn227	RPn228	67.37	44.6
RPn228	RPn229	55.41	44.6
RPn229	RPn230	80.26	44.6
RPn230	RPn231	76.7	44.6
RPn231	RPn232	143	44.6
RPn232	RPn233	108.8	44.6
RPn233	RPn234	101.2	44.6
RPn234	RPn235	67.64	55.7
RPn235	RPn236	66.3	55.7
RPn4	RPn237	66.79	55.7
Longitud de la red en km		1.049	

Fuente: Elaboración propia

- **Red de distribución casco urbano**

Tiene una longitud de 3.06 km con diámetro de 8 pulg para tubería principal y 1 ½ pulg para tubería secundarias, tubería SDR-26 160 PSI ASTM 2411. En la demanda con caudal máximo se obtuvieron velocidades de flujo mínimas y máximas de 0.56 m/s y de 1.54 m/s respectivamente con presiones mínimas de 15.39 m y presiones máxima de 68.38 m, dichos resultados fueron evaluados en base a lo establecido en la norma (INAA, 2009). Todos los resultados detallados se presentan en las tablas 41, 42 y 43.

Tabla 41: Cotas y presiones de la red del Casco Urbano

ID línea	Caudal L/s	Velocidad m/s	Perdidas m/km
RUp119	6.69	0.77	5.35
RUp120	6.69	0.77	5.35
RUp121	6.69	0.77	5.35
RUp122	4.89	0.93	10.21
RUp123	4.89	0.93	10.21
RUp124	4.89	0.93	10.21
RUp125	5.28	1.48	30.59
RUp127	3.48	0.98	14.13
RUp128	3.48	0.98	14.13
RUp129	20.98	1.11	6.76
RUp130	11.98	0.63	2.39
RUp131	11.98	0.63	2.39
RUp132	11.1	1.27	13.67
RUp133	8.13	1.54	26.2
RUp134	8.13	1.54	26.2
RUp135	8.13	1.54	26.2
RUp136	5.16	0.98	11.29
RUp137	5.16	0.98	11.29
RUp138	2.19	0.9	15.19
RUp139	2.19	0.9	15.19
RUp140	2.19	0.9	15.19
RUp141	21.69	0.68	1.99
RUp142	21.69	0.68	1.99
RUp143	3.21	1.32	30.75
RUp144	3.21	1.32	30.75
RUp145	3.21	1.32	30.75
RUp146	3.21	1.32	30.75
RUp147	4.97	1.39	27.39
RUp148	2.42	0.99	18.27
RUp150	0.88	0.56	8.24
CUp151	0.88	0.56	8.24
RUp152	2.55	1.05	20.16
RUp153	2.55	1.05	20.16
RUp154	2.55	1.05	20.16
RUp155	0.88	0.56	8.24
RUp156	0.88	0.56	8.24
RUp157	0.88	0.56	8.24

Fuente: Elaboración propia

Tabla 42: Caudal, velocidad y pérdidas en red del Casco Urbano

ID nodo	Cota	Presiones
RUn1	344.61	28.58
RUn1_2	334.12	22.65
RUn1_22	340.98	22.55
RUn117	386.34	56.53
RUn118	340.98	22.55
RUn119	340.42	37.23
RUn120	340.31	37.34
RUn121	339.64	42.71
RUn122	339.08	41.66
RUn123	337.98	40.51
RUn124	336.18	34.41
RUn126	332.72	19.95
RUn127	386.38	68.27
RUn128	371.75	56.15
RUn129	371.51	53.64
RUn130	371.35	54.33
RUn131	370.43	52.3
RUn132	368	49.8
RUn133	366.47	47.92
RUn135	343.5	41.13
RUn136	342.42	48.87
RUn137	340.09	44.23
RUn138	338.58	43.01
RUn139	386.81	56.42
RUn140	386.55	61
RUn141	386.65	56.77
RUn142	383.54	52.32
RUn143	381.74	47.99
RUn144	378.97	50.27
RUn145	375.93	53.07
RUn146	373.23	54.7
RUn147	370.21	53.19
RUn148	369.65	53.52
RUn149	370.63	53.66
RUn151	371.23	45.95
RUn152	369.86	37.51
RUn153	367.55	37.44
RUn154	368.06	36.93

RUn155	368.64	46.96
RUn2	372.38	56.78
RUn65	381.39	63.89
RUn68	369.65	53.52
RUn70	334.09	21.32
RUn72	364.07	45.52
RUn73	340.99	22.56
RUn74	385.82	56.01
RUn76	385.71	55.9

Fuente: Elaboración propia

Tabla 43: Longitudes y diámetros de tubería en la red del casco urbano

NI	NF	Longitud m	Diámetro m
Red Casco Urbano			
RUn117	RUn74	98.7	105.5
RUn1_22	RUn119	103.7	82.0
RUn119	RUn120	20.03	82.0
RUn120	RUn121	66.09	44.6
RUn121	RUn122	54.5	44.6
RUn122	RUn123	108.2	44.6
RUn123	RUn124	58.89	67.4
RUn124	RUn1_2	94.2	67.4
RUn70	RUn126	97.07	67.4
RUn126	RUn2_2	94.64	67.4
RUn127	RUn128	93.7	155.3
RUn128	RUn129	96.85	155.3
RUn129	RUn130	97.97	155.3
RUn130	RUn131	67.39	155.3
RUn131	RUn132	92.71	105.5
RUn132	RUn133	58.35	105.5
RUn133	RUn72	91.58	105.5
RUn1	RUn135	99.05	55.7
RUn135	RUn136	85.54	55.7
RUn136	RUn137	153.5	44.6
RUn137	RUn138	99.14	44.6
RUn138	RUn123	39.53	83.0
RUn139	RUn140	53.3	202.2
RUn140	RUn127	84.68	202.2
RUn141	RUn142	101.1	105.5
RUn142	RUn143	58.68	105.5
RUn143	RUn144	90.21	105.5
RUn144	RUn145	98.84	82.0
RUn145	RUn146	98.37	105.5
RUn146	RUn147	165.25	82.0
RUn68	RUn149	118.9	67.4
RUn146	RUn151	99.2	55.7
RUn151	RUn152	68.09	55.7
RUn152	RUn153	114.3	55.7
RUn153	RUn154	61.36	55.7
RUn154	RUn155	70.23	55.7
RUn155	RUn148	123.1	55.7
RUn139	RUn117	88.52	105.5
RUn139	RU141	53.3	202.2
RUn127	RUn65	99.026	105.5
RUn65	RUn145	108.313	105.5
RUn118	RUn125	191.12	67.4
RUn125	RUn134	258.52	44.6

Fuente: Elaboración propia

- **Simulación de máxima presión hidrostática**

En la simulación realizada con consumo cero, en toda la red (4 sub redes) la presión máxima fue de 69.76 m en el casco urbano, mientras que la mínima fue de 20.03 m también en el casco urbano.

En la tabla 44 se observan las variaciones de las presiones hidrostáticas las cual están en el rango de presiones de 14 m y 50 m con un máximo de 70 m. que establece la norma (Anexo tablas 50-55).

De acuerdo a las presiones resultantes cuyo máximo resultado fue 70 m equivalente a 99.4 PSI, se concluye que la tubería PVC con la cédula SDR 26 utilizada en las redes es adecuada para el diseño de las mismas.

Tabla 44: Presiones hidrostáticas en las redes

Red barrio	Presiones (m)	
	máxima	mínima
Comunidad palos mas	48.85	26.47
Martha Quezada	55.06	46.48
Cruz Laguna	40.79	31.19
Casco Urbano	69.76	20.03

Fuente: Elaboración propia

- **Accesorios de la red**

La red estará dotada de 8 válvulas de aire que se ubicaran en los columpios y 4 válvulas de limpieza en los puntos más bajos de la red, así mismo en la red, en la zona del casco urbano se ubicaran 5 válvulas de las cuales 3 son de regulación y 2 válvula de rotura de carga, las primeras para controlar el flujo y las otras para disminuir las presiones en los puntos bajos de la red (anexo plano 14).

Los accesorios en las redes de Cruz Laguna, Palos más y Barrio Martha Quezada, únicamente fueron válvulas de aire, válvulas de limpieza y válvulas de regulación, las cuales se muestran en el anexo plano 15.

4.4. Presupuesto

El Rediseño del sistema de agua potable el cual incluye 4 sectores de distribución, las zonas del casco urbano con el barrio periférico de Martha Quezada y dos comunidades aledañas la comunidad de Cruz Laguna y la comunidad de Palos Mas, incluye el presupuesto, el cual se realizó basado en el costo unitario del catálogo del NUEVO FISE, mediante etapas y sub etapas obteniendo un total de inversión de C\$ 74,297,503.89 de córdobas como se muestra en el anexo tabla 56.

V. Conclusiones y recomendaciones

5.1. Conclusiones

- Según el estudio socio económico puede concluirse que toda la población recibe el servicio de agua potable, pero más de la mitad de la población afirma que el servicio es malo y sólo el 30% de los usuarios recibe servicios cada 5 días, el resto los recibe en intervalos de tiempo que van de 10 días a hasta 20 días. Sobre la calidad el 60% de los usuarios ha tenido enfermedades relacionadas con la calidad del agua. De acuerdo a las encuestas también puede inferirse que el pago por el servicio es complemente posible debido a que sólo un 1% de los usuarios no cuenta con ingreso por trabajo remunerado.
- El casco urbano, el barrio Martha Quezada y dos comunidades objeto del presente diseño, presenta una superficie topográfica irregular que debe tenerse en cuenta en el diseño de las líneas de conducción y redes, para evitar sobrepresiones. No obstante, la variación de alturas es favorable para el emplazamiento de tanques de almacenamiento y hace posible que las redes funcionen por gravedad.
- Las rocas metamórficas de 250 millones de años no presentan condiciones para almacenar agua subterránea, por tal razón los recursos hídricos disponibles para un sistema de abastecimiento de agua potable son los de origen sub-superficial y superficial. Los resultados de las pruebas de infiltración fueron de $K= 0.72$ m/día lo que corresponde a rena de grano medio, por tanto, la construcción de galerías de filtración es viable, aunque en período llovisoso los sedimentos pueden afectar la calidad del agua.
- Sobre el diagnóstico del sistema actual agua potable pudo concluirse que hay problemas de diseño hidráulico en el sistema de bombeo hasta la descarga o sarta, que por vejes de tuberías hay fugas en las redes y la capacidad de almacenamiento es insuficiente, estando por debajo de la norma.
- Sobre la propuesta de diseño, se concluye que el acueducto debe diseñarse en su totalidad, únicamente puede usarse la línea de conducción por bombeo.

También debido al relieve el diseño consideró ubicar 3 tanques de almacenamiento que destituyen el volumen según el tamaño de la demanda y ayudan a mantener las presiones en el rango de la norma.

- Para un nuevo sistema de agua potable el cual es muy necesario, según lo indican las encuestas, la municipalidad debe gestionar unos 75 millones de córdobas para implementar la obra.

5.2. Recomendaciones

- Definición de un sistema de tarifa para implementar el cobro por el servicio basado en el consumo, el cual deberá ser calculado a través de micro medidores instalados en cada acometida.
- El sistema de galería de filtración debe recibir más mantenimiento para mantener una oferta estable en época lloviosa.
- Asegurar que las válvulas reguladoras de presión y tanques de almacenamiento y regulación propuestos en el diseño, sean correctamente instalados, sin omisión, para que la red opere en condiciones óptimas en terreno con relieve accidentado.
- En el rediseño considerar que la línea de conducción y galería de filtración pueden ser reutilizados, debido a que están en buenas condiciones, al igual que la caseta de la estación de bombeo. Se recomienda que todo lo demás sea reemplazado según el diseño propuesto.
- Iniciar proceso de sensibilización con la población, para que colaboren en la búsqueda de recursos financieros para iniciar una nueva obra de agua potable, haciendo énfasis en que el servicio es de beneficio para todos.

VI. Bibliografía

- AMANCO. (2016). *Manual técnico de tubo sistemas*. San José: Amanco.
- CACH. (2016). *ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD DEL PROYECTO DE AGUA. ESTEILÍ*.
- CAPRE. (1994). *Normas de Calidad del Agua para el Consumo Humano*. San José Costa Rica : CAPRE.
- CENAGRO. (05 de 2013). *Departamento de Nueva Segovia y sus Municipios* .
Obtenido de <https://www.mag.gob.ni/documents/Publicaciones/CENAGRO/Nueva-Segovia.pdf>
- Franklin Electric. (2016). *Bombas sumergibles serie SSI de acero inoxidable*. Moterrey: Franklin Electric.
- INAA. (2004). *Guía técnica para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales*. Managua: INAA.
- INAA. (2009). *Normas Técnicas Para el Diseo de Abastecimiento y Potabilización del Agua*. Managua: Instituto Nicaraguense de Acueductos y Alcantarillados .
- INIDE. (2011). *Encuesta de hogares sobre medición del nivel de vida 2009*. Managua: INIDE.
- INIFOM . (2006). *Manual de Presupuesto de Obras Municipales*. Managua: INIFOM.
- Mijailov, L. (1989). *Hidrogeología*. Moscu: MIR Moscu.
- NUEVO FISE. (2019). *Sistema de Información de Agua y Saneamiento Rural*. Managua: NUEVO FISE. Obtenido de <http://siasar.fise.gob.ni/dashApp/>
- OPS. (2005). *Boletín Informativo el Agua* . Managua: OMS.
- OPS-COSUDE. (2005). *Guías para el diseño de estaciones de bombeo de agua potable*. Lima: OPS.

Republica de Nicaragua. (2005). *Plan Nacional de Desarrollo* . Managua:
CONEDI.

Universidad de Castilla-de L Mancha. (2011). *Tema 11. El golpe de ariete*. Ciudad
Real: Ingeniería Rural. Obtenido de
https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_hidr/Tema10.PDF

Universidad de Ingenieria Tecnica . (s.f.). *El Golpe de Ariete* . Ciudad Real.

VII. Anexos

Tabla 45: Formato de encuestas

**FORMATO DE ENCUESTA REALIZADA AL MUNICIPIO DE WIWILI NUEVA
SEGOVIA.**

Fecha: ___/___/___

N° Encuesta: _____

Hora: _____

Datos generales

Sexo: ___ Masculino ___ Femenino.

Nombre del jefe/a de hogar: _____

¿En qué trabaja actualmente?

¿Cuántos trabajan en casa?

¿Cantidad de personas en el hogar? ___ (numero)

¿Goza usted del servicio de agua potable? ___ Si ___ NO.

¿Horas que recibe el servicio de agua potable?

2-4 ___ 4-6 ___ 6-8 ___ 8-10 ___ 10-12 ___

¿Cuántos días al mes recibe el servicio de agua potable?

5 ___ 10 ___ 15 ___ 20 ___ Todo el mes ___

¿Motivos de la suspensión del servicio de red de abastecimiento?

Tandeo ___ Falta de pago ___ fugas ___ reparación en la red ___

Calificación del servicio de agua potable

Muy mala ___ Mala ___ Regular ___ Buena ___

¿Considera que ha sufrido alguna enfermedad por consumo del agua?

Si ___ No ___

¿Tipo de enfermedades?

Tabla 46: Formato de entrevista

FORMATO DE ENTREVISTA REALIZADA AL MUNICIPIO DE WIWILI DE NUEVA SEGOVIA.

Fecha: ____/____/____

N° ENTREVISTA: _____

Hora: _____

El presente cuestionario tiene como propósito principal conocer lo que la población sabe sobre las problemáticas existentes en el sistema de abastecimiento de agua potable en el municipio de Wiwilí Nueva Segovia.

Datos generales

Sexo: ____ Masculino____ Femenino.

Nombre del jefe/a de hogar: _____

¿En qué trabaja actualmente?

¿Cree que el Sistema de agua potable está en óptimas condiciones?

¿cómo valoras la calidad del agua (sabor, olor, color, potabilidad) que consumes?

¿cree que el agua potable del municipio de Wiwilí Nueva Segovia le es apropiada para el consumo?

¿el agua potable del municipio le ha producido alguna enfermedad?

¿qué opciones daría para solucionar el problema de agua potable?

¿conoces tu consume de agua potable mensual? ¿Cuánto es?

¿Cree que la tarifa está de acuerdo con el servicio de agua potable en el municipio?

Gracias

Nombre del Encuestador(a)

Firma del Encuestador (a)

Ilustración 15: Selección del lugar para aplicar método de Porchet



Ilustración 16: Dimensionamiento del área a utilizar



Ilustración 17: Nivelar el punto de altura que servirá como base para medir la infiltración de suelo



Ilustración 18: Medición del diámetro del área destinada a perforar



Ilustración 19: Llenado del líquido en el área excavada



Ilustración 20: Medición de cuánta agua se infiltro en el lapso de tiempo estipulado para cada repetición



Ilustración 21: Tubería superficial en ciertos sectores del casco urbano



Tabla 47: Población y demanda proyectada a 20 años

N°	Año	Población	CD	INTTITUCIONA L	COMERCIAL	PERDIDAS EN EL SISTEMA	CPD	INCENDIO S	CMD	CMH	Compensa r	Reserva	Incendio	Almacenamie nto	Diámetro
				0.07	0.07	0.2			1.5	2.5	0.25	0.15	2.00	2.40	1.18
0	2019	6000	6.60	0.46	0.46	1.50	7.52	9.00	12.79	20.31	108.30	64.98	64.80	238.08	11.74
1	2020	6150	6.76	0.47	0.47	1.54	7.71	9.00	13.11	20.81	111.01	66.60	64.80	242.41	11.84
2	2021	6304	6.93	0.49	0.49	1.58	7.90	9.00	13.43	21.34	113.79	68.27	64.80	246.86	11.95
3	2022	6461	7.10	0.50	0.50	1.62	8.10	9.00	13.77	21.87	116.62	69.97	64.80	251.39	12.06
4	2023	6623	7.28	0.51	0.51	1.66	8.30	9.00	14.11	22.41	119.55	71.73	64.80	256.07	12.17
5	2024	6788	7.46	0.52	0.52	1.70	8.51	9.00	14.46	22.97	122.52	73.51	64.80	260.84	12.29
6	2025	6958	7.65	0.54	0.54	1.74	8.72	9.00	14.83	23.55	125.59	75.36	64.80	265.75	12.40
7	2026	7132	7.84	0.55	0.55	1.79	8.94	9.00	15.20	24.14	128.73	77.24	64.80	270.77	12.52
8	2027	7310	8.04	0.56	0.56	1.83	9.16	9.00	15.58	24.74	131.95	79.17	64.80	275.91	12.64
9	2028	7493	8.24	0.58	0.58	1.88	9.39	9.00	15.97	25.36	135.25	81.15	64.80	281.20	12.76
10	2029	7681	8.45	0.59	0.59	1.93	9.63	9.00	16.37	26.00	138.64	83.19	64.80	286.63	12.88
11	2030	7873	8.66	0.61	0.61	1.97	9.87	9.00	16.78	26.65	142.11	85.26	64.80	292.17	13.00
12	2031	8069	8.87	0.62	0.62	2.02	10.11	9.00	17.19	27.31	145.65	87.39	64.80	297.83	13.13
13	2032	8271	9.09	0.64	0.64	2.07	10.37	9.00	17.62	27.99	149.29	89.57	64.80	303.67	13.26
14	2033	8478	9.32	0.65	0.65	2.13	10.63	9.00	18.07	28.69	153.03	91.82	64.80	309.64	13.39
15	2034	8690	9.55	0.67	0.67	2.18	10.89	9.00	18.52	29.41	156.85	94.11	64.80	315.77	13.52
16	2035	8907	9.79	0.69	0.69	2.23	11.16	9.00	18.98	30.14	160.77	96.46	64.80	322.03	13.65
17	2036	9130	10.04	0.70	0.70	2.29	11.44	9.00	19.46	30.90	164.80	98.88	64.80	328.47	13.79
18	2037	9358	10.29	0.72	0.72	2.35	11.73	9.00	19.94	31.67	168.91	101.35	64.80	335.06	13.93
19	2038	9592	10.55	0.74	0.74	2.40	12.02	9.00	20.44	32.46	173.14	103.88	64.80	341.82	14.07
20	2039	9832	10.81	0.76	0.76	2.46	12.32	9.00	20.95	33.28	177.47	106.48	64.80	348.75	14.21

Fuente: Elaboración propia

Tabla 48: Cotas y presiones en la línea de conducción por gravedad del Casco Urbano

ID nodo	cota	presión
Línea de conducción por gravedad tanque principal hasta red casco urbano		
CUn21	385.13	41.55
CUn96	385.74	8.97
CUn97	385.7	10.63
CUn98	385.65	12.7
CUn99	385.62	13.25
CUn100	385.51	14.03
CUn101	385.4	22.81
CUn112	385.36	26.26
CUn113	385.28	33.2
CUn114	385.08	46.14
CUn115	384.98	52.59

Fuente: Elaboración propia

Tabla 49: Caudal y velocidad en la línea de conducción por gravedad del Casco Urbano

ID línea	Caudal L/s	Velocidad m/s	Pérdida m/Km
Línea de conducción del tanque principal hasta el casco urbano			
CUp95	36.16	0.79	2.18
CUp96	32.84	0.72	1.82
CUp97	32.84	0.72	1.83
CUp98	32.84	0.72	1.83
CUp106	36.16	0.79	2.18
CUp108	3.32	0.42	1.82
CUp109	3.32	0.42	1.83
CUp110	3.32	0.42	1.83
CUp111	36.16	0.79	2.18
CUp112	36.16	0.79	2.18
CUp113	36.16	0.79	2.18
CUp114	36.16	0.79	2.18
CUp115	36.16	0.79	2.18
CUp116	36.16	0.79	2.18
CUp151	-2.33	0.65	6.71
CUp17	36.16	0.79	2.2
CUp19	36.16	1.13	5.12

Fuente: Elaboración propia

Tabla 50: Nodos con presiones hidrostáticas en la línea de conducción por gravedad de la comunidad de Cruz Laguna

ID línea	Cota	Presión
Línea de conducción por gravedad comunidad Cruz Laguna		
CCn22	379.87	33.85
CCn27	347.52	15.13
CCn2_28	347.52	20.48
CCn29	347.52	20.95
CCn30	347.52	31.08
CCn32	347.52	45.69
CCn33	347.52	49.19
CCn34	347.52	50.43
CCn35	347.52	52.21
CCn36	347.52	52.88
CCn37	347.52	53.5
CCn38	347.52	54.34
CCn39	347.52	53.69
CCn40	347.52	53.42
CCn41	347.52	53.34
CCn42	347.52	53.75
CCn43	347.52	53.19
CCn44	347.52	53.75
CCn45	347.52	54.35
CCn46	347.52	54.54
CCn47	347.52	54.47
CCn48	347.52	54.33
CCn49	347.52	53.94
CCn50	347.52	53.4
CCn51	347.52	54.48
CCn52	347.52	53.5
CCn53	347.52	53.49
CCn54	347.52	53.5
CCn55	347.52	53.43
CCn56	347.52	53.44
CCn57	347.52	53.45
CCn58	347.52	53.55
CCn59	347.52	53.54
CCn60	347.52	49.56
CCn61	347.52	46.15

CCn62	347.52	42.96
CCn63	347.52	43.59
CCn64	347.52	44.84
CCn65	347.52	44.92
CCn66	347.52	44.48
CCn67	347.52	42.51
CCn68	347.52	40.77
CCn69	347.52	50.18
CCn70	347.52	50.11
CCn71	347.52	49.99
CCn72	347.52	50.62
CCn73	347.52	50.78
CCn74	347.52	51.11
CCn75	347.52	51.52
CCn76	347.52	51.45
CCn77	347.52	52.09
CCn78	347.52	52.45
CCn79	347.52	52.14
CCn80	347.52	53.94
CCn81	347.52	52.35
CCn82	347.52	53.4
CCn83	347.52	52.69
CCn84	347.52	52.18
CCn85	347.52	51.04
CCn3	380.23	36.65
CCn4	385.53	8.76
CCn5	385.2	10.13
CCn9	382.59	20
CCn10	382.42	21.42
CCn11	382.09	22.99
CCn12	381.42	29.34
CCn16	385.74	1.97
CCn19	385.75	1.98
CCn2_27	379.74	33.72

Fuente: Elaboración propia

Tabla 51: Nodos con presiones hidrostáticas en la línea de conducción por gravedad de la comunidad de Palos Mas

ID línea	Cota	Presión
Línea de conducción por gravedad comunidad Palos Mas		
CPn156	385.71	8.94
CPn157	385.64	10.57
CPn158	385.53	12.58
CPn159	385.47	13.1
CPn160	385.22	13.74
CPn161	385.03	22.44
CPn162	384.99	23.99
CPn163	384.6	47.86
CPn164	384.44	49.52
CPn165	384.17	39.08
CPn166	384.11	38.28
CPn167	384	36.11
CPn168	383.65	45.05
CPn169	383.07	44.48
CPn170	382.79	50.44
CPn171	382.72	47.76
CPn172	382.66	46.07
CPn173	382.41	41.6
CPn174	382.16	41.03
CPn175	382.02	41.75
CPn176	381.8	49.85
CPn177	381.6	48.97
CPn178	381.55	48.86
CPn179	381.4	50.5
CPn180	381.14	47.96
CPn181	380.88	57.16
CPn182	380.4	45.45
CPn183	380.24	43.11
CPn184	380.08	35.98
CPn185	379.95	30.16
CPn186	379.85	24.57
CPn187	379.72	19.93
CPn188	379.68	18.42
CPn189	379.61	16.37
CPn190	379.47	16.1

CPn191	379.37	14.84
CPn192	379.3	16.27
CPn193	379.17	20.08
CPn194	379.12	20.78
CPn195	378.99	20.74
CPn196	378.89	20.3
CPn197	378.77	22.29
CPn198	378.74	22.38
CPn199	378.39	21.41
CPn200	378.34	20.77
CPn201	378.14	26.24
CPn202	377.94	30.47
CPn203	377.89	31.94
CPn204	377.83	34.33
CPn205	377.73	39.3
CPn206	377.59	46.37
CPn207	377.55	47.49
CPn208	377.52	47.8
CPn209	377.5	48.29
CPn210	377.17	46.31
CPn211	377.04	43.8
CPn212	376.91	43.64
CPn213	376.77	43.46
CPn214	376.67	49.29
CPn215	376.57	52.91
CPn218	346.73	25.98
CPn219	346.73	23.98
CPn220	346.73	17.9
CPn221	346.73	16.25
CPn222	346.73	15.11
CPn223	346.73	20.24
CPn224	346.73	21.97
CPn25	376.33	31.1

Fuente: Elaboración propia

Tabla 52:: Nodos con presiones hidrostáticas en la línea de conducción por gravedad de la comunidad de Martha Quezada

ID línea	Cota	Presión
Línea de conducción por gravedad comunidad Martha Quezada		
CMn2_31	347.52	37.66
CMn23	347.52	8.58
CMn24	347.52	15.13
CMn29	347.52	20.48
CMn30	347.52	20.95
CMn31	347.52	31.08
CMn32	347.52	37.66
CMn33	347.52	45.69
CMn34	347.52	49.19
CMn35	347.52	50.43
CMn36	347.52	52.21
CMn37	347.52	52.88
CMn38	347.52	53.5
CMn39	347.52	54.34
CMn40	347.52	53.69
CMn41	347.52	53.42
CMn42	347.52	53.34
CMn43	347.52	53.75
CMn44	347.52	47.77
CMn45	347.52	48.29
CMn46	347.52	50.79
CMn47	347.52	50.86

Fuente: Elaboración propia

Tabla 53: Nodos y presiones hidrostáticas en la línea de conducción por gravedad del casco urbano

ID línea	Cota	Presión
Línea de conducción casco urbano		
CUn21	385.7	42.12
CUn100	385.74	14.26
CUn101	385.73	23.14
CUn112	385.72	26.62
CUn113	385.71	33.63
CUn114	385.69	46.75
CUn115	385.68	53.29

Fuente: Elaboración propia

Tabla 1: Nodos y presiones hidrostáticas en la subred de Cruz Laguna

ID línea	Cota	Presión
Red de distribución Cruz Laguna		
RCn86	347.52	40.72
RCn87	346.8	38.63
RCn88	346.8	34.42
RCn89	346.8	33.68
RCn90	346.8	33.66
RCn91	346.8	30.47
RCn92	346.8	40.41
RCn93	346.8	40.07
RCn94	346.8	40.08
RCn1	346.8	40
RCn3	346.8	40

Fuente: Elaboración propia

Tabla 54: Nodos y presiones hidrostáticas en la subred de la comunidad de Martha Quezada

ID línea	Cota	Presión
Red de distribución comunidad Martha Quezada		
RMn48	347.52	50.03
RMn49	337.49	37.42
RMn50	337.49	36.45
RMn51	337.49	40.77
RMn52	337.49	44.3
RMn53	337.49	43.91
RMn54	337.49	44.26

RMn55	337.49		45.03
RMn56	337.49		44.87
RMn57	337.49		44.32
RMn66	337.49		40
RMn67	337.49		45.13
RMn2	337.49		40
RMn3	337.49		40

Fuente: Elaboración propia

Tabla 2: Nodos y presiones hidrostáticas en la subred de la comunidad de Palos Mas

ID línea	Cota	Presión
Red de distribución comunidad Palos Mas		
RPn225	346.73	26.47
RPn226	346.73	39.93
RPn227	346.73	46.51
RPn228	346.73	43.96
RPn229	346.73	47.9
RPn230	346.73	48.45
RPn231	346.73	48.85
RPn232	346.73	40.72
RPn233	346.73	40.35
RPn234	346.73	41.26
RPn235	346.73	39.31
RPn236	346.73	34.85
RPn3	346.73	26.47
RPn4	346.73	26.47

Fuente: Elaboración propia

Tabla 55: Nodos y presiones hidrostáticas en la subred del Casco Urbano

ID línea	Cota	Presión
Red de distribución Casco Urbano		
RUn117	384.88	55.07
RUn118	333.9	15.47
RUn119	335.65	32.46
RUn120	335.65	32.68
RUn121	335.65	38.72
RUn122	335.65	38.23
RUn123	335.65	38.18
RUn124	335.57	33.8

RUn125	335.33	23.86
RUn126	360.49	47.72
RUn127	385.64	67.53
RUn128	385.63	70.03
RUn129	385.62	67.75
RUn130	385.61	68.59
RUn131	385.6	67.47
RUn132	385.53	67.33
RUn133	385.48	66.93
RUn134	340.96	24.93
RUn135	336.88	34.51
RUn136	336.55	43
RUn137	336.02	40.16
RUn138	335.67	40.1
RUn139	385.65	55.26
RUn140	385.65	60.1
RUn141	385.65	55.77
RUn142	385.65	54.43
RUn143	385.65	51.9
RUn144	385.64	56.94
RUn145	385.64	62.78
RUn146	385.64	67.11
RUn147	385.64	68.62
RUn148	385.62	69.49
RUn149	385.61	68.64
RUn151	385.64	60.36
RUn152	385.63	53.28
RUn153	385.63	55.52
RUn154	385.63	54.5
RUn155	385.62	63.94
RUn65	385.64	68.14
RUn68	385.62	69.49
RUn70	360.49	47.72
RUn72	385.4	66.85
RUn73	333.9	4.09
RUn74	384.04	54.23
RUn76	383.87	54.06
RUn1	337.22	21.19
RUn1_2	335.45	23.98

RUn1_22	335.65	17.22
RUn1_1	333.9	4.09
RUn2_2	360.49	42.38

Fuente: Elaboración propia

Tabla 56:: Presupuesto del proyecto de rediseño del sistema de agua potable de Wiwili Nueva Segovia

SUB ETAPA	CODIGO	DESCRIPCIÓN DE LA ETAPA Y SUBETAPA	U/M	F-Venta 1.2599		F-Transporte 1.2458	
				CANTIDADES	COSTO/GUIA	COSTO/UNIT	COSTO/TOTAL
					C\$	C\$	C\$
		PRELIMINARES					1,186,051.60
31001		LIMPIEZA INICIAL					671980.6014
	92224	LIMPIEZA MANUAL INICIAL	M2	23891	17.92	28.1269	671980.6014
31002		TRAZO Y NIVELACION					487669.672
	93599	TRAZO DE EJE DE TUBERIA DE AGUA POTABLE (INCL. ESTACAS DE MADERA) (NO INCL.EQUIPO DE TOPOGRAFIA)	ML	23891	13.0049	20.4123	487669.672
31005		ROTULO					26401.33032
	04277	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	26401.33032
		LINEA DE CONDUCCIÓN					5,988,411.57
32001		EXCAVACION PARA TUBERIA					205138.6467
	92227	EXCAVACION MANUAL EN TERRENO NATURAL	M3	1381.31	94.6176	148.5102	205138.6467
32011		RELLENO Y COMPACTACION					184065.3304
	92226	RELLENO Y COMPACTACION MANUAL	M3	1381.31	84.8978	133.2542	184065.3304
32023		PRUEBAS HIDROSTATICAS					37803.70171
	93282	PRUEBA HIDROSTATICA (CON BOMBA MANUAL) EN TUBERIA Diám.=HASTA 12", L= HASTA300 m PARA PROY. A. P.	C/U	4	6,021.30	9450.9254	37803.70171
32022		TUBERIA DE 12" DE DIAMETRO					5378378.891
	96311	TUBERIA DE PVC Diám.=12" (SDR-26) CON EMPAQUE ELASTOMERICA (NO INCL.EXCAVACION	ML	1151.09	2,976.86	4672.4226	5378378.891

32025		VÁLVULAS Y ACCESORIOS					183025.0009	
	96325	VALVULA DE PASE DE HIERRO FUNDIDO Diám.=12" (CON FLANGE INTEGRADO) PARA LIMPIEZA	C/U	2	48,573.36	76239.9405	152479.881	
	95098	VALVULA DE AIRE Y VACIO DE HIERRO FUNDIDO Diám.=2" CON SUS ACCESORIOS	C/U	1	16,530.04	25945.2767	25945.27672	
	93598	BLOQUE DE REACCION DE CONCRETO C/ANCLAJE P/ACCESORIOS DE TUBOS (USANDO MADERA DE PINO)	C/U	10	293.0614	459.9843	4599.843145	
		LINEA DE ADUCCIÓN-TRAMO B° PALOS MAS					2,402,145.82	
32101		EXCAVACION PARA TUBERIA					406972.9412	
	92227	EXCAVACION MANUAL EN TERRENO NATURAL	M3	2740.37	94.6176	148.5102	406972.9412	
32102		RELLENO Y COMPACTACION					365165.7553	
	92226	RELLENO Y COMPACTACION MANUAL	M3	2740.37	84.8978	133.2542	365165.7553	
32103		INSTALACIÓN DE TUBERÍA					394302.9229	
	93613	INSTALACION DE TUBERIA DE PVC Diám.=4" (SDR-26) (SOLO MANO DE OBRA)	M3	2283.64	110.0064	172.6642	394302.9229	
32104		PRUEBAS HIDROSTATICAS					16348.30249	
	93282	PRUEBA HIDROSTATICA (CON BOMBA MANUAL) EN TUBERIA DE PVC Diám.=4" L HASTA=300 m PARA PROYECTOS DE AGUA POTABLE	C/U	8	1,301.96	2043.5378	16348.30249	
32106		TUBERIA					1164534.963	
	96282	TUBERIA DE PVC Diám.=4" (SDR-26) CON EMPAQUE ELASTOMERICA (NO INCL.EXCAVACION)	ML	2283.64	324.89	509.9468	1164534.963	
32025		VÁLVULAS Y ACCESORIOS					54820.93585	

	95115	VALVULA (ó LLAVE) DE PASE DE BRONCE Diám.=4"	C/U	6	2,491.85	3911.1664	23466.99867
	94311	VALVULA DE AIRE Y VACIO DE HIERRO FUNDIDO Diám.=½"+ ABRAZADERA DE HIERRO GALVANIZADO+UNION DE BRONCE	C/U	5	3,116.01	4890.8345	24454.17247
	93598	BLOQUE DE REACCION DE CONCRETO C/ANCLAJE P/ACCESORIOS DE TUBOS (USANDO MADERA DE PINO)	C/U	15	293.0614	459.9843	6899.764717
		LINEA DE ADUCCIÓN-TRAMO B° CRUZ LAGUNA					2,944,423.58
32101		EXCAVACION PARA TUBERIA					583242.687
	92227	EXCAVACION MANUAL EN TERRENO NATURAL	M3	3927.29	94.6176	148.5102	583242.687
32102		RELLENO Y COMPACTACION					523327.8057
	92226	RELLENO Y COMPACTACION MANUAL	M3	3927.29	84.8978	133.2542	523327.8057
32103		INSTALACIÓN DE TUBERÍA					565085.1044
	93613	INSTALACION DE TUBERIA DE PVC Diám.=3" (SDR-26) (SOLO MANO DE OBRA)	M3	3272.74	110.0064	172.6642	565085.1044
32104		PRUEBAS HIDROSTATICAS					178282.5553
	93282	PRUEBA HIDROSTATICA (CON BOMBA MANUAL) EN TUBERIA DE PVC Diám.=4" L HASTA=300 m PARA PROYECTOS DE AGUA POTABLE	C/U	11	1,301.96	2043.5378	22478.91593
	04732	CRUCE DE PUENTE CON TUBERIA DE HIERRO GALVANIZADO Diám.=3" (NO INCL. EXC)	ML	100.4	988.69	1551.8291	155803.6393
32106		TUBERIA					1041960.419

	96164	TUBERIA DE PVC Diám.=3" (SDR-26) (NO INCL. EXCAVACION) (JUNTA CEMENTADA)	ML	3272.74	202.84	318.3756	1041960.419
32025		VÁLVULAS Y ACCESORIOS					52,525.01
	96198	VALVULA DE LIMPIEZA DE HIERRO FUNDIDO Diám.=3"	C/U	4	5,416.03	8500.9103	34003.64105
	94311	VALVULA DE AIRE Y VACIO DE HIERRO FUNDIDO Diám.=½"+ ABRAZADERA DE HIERRO GALVANIZADO+UNION DE BRONCE	C/U	2	3,116.01	4890.8345	9781.668987
	93598	BLOQUE DE REACCION DE CONCRETO C/ANCLAJE P/ACCESORIOS DE TUBOS (USANDO MADERA DE PINO)	C/U	19	293.0614	459.9843	8739.701975
		LINEA DE DISTRIBUCION					13,626,176.75
33001		EXCAVACION PARA TUBERIA					3111603.871
	92227	EXCAVACION MANUAL EN TERRENO NATURAL	M3	20952.12	94.6176	148.5102	3111603.871
33004		RELLENO Y COMPACTACION					2791957.555
	92226	RELLENO Y COMPACTACION MANUAL	M3	20952.12	84.8978	133.2542	2791957.555
33007		PRUEBAS HIDROSTATICAS					128018.4696
	93282	PRUEBA HIDROSTATICA (CON BOMBA MANUAL) EN TUBERIA Diám.=HASTA 4", L= HASTA 300 m PARA PROY. A. P.	C/U	60	1359.3678	2133.6412	128018.4696
33013		TUBERÍA DE 1 1/4" DE DIÁMETRO					105253.0536
	95170	TUBERIA DE PVC Diám.=1¼" (SDR-26) (NO INCL. EXCAVACION) (JUNTA CEMENTADA)	ML	675.7	99.2422	155.7689	105253.0536
33014		TUBERÍA DE 1 1/2" DE DIÁMETRO					287945.064

	96166	TUBERIA DE PVC Diám.=1½" (SDR-26) (NO INCL. EXCAVACION) (JUNTA CEMENTADA)	ML	1848.54	99.2422	155.7689	287945.064
33015		TUBERIA DE 2" DE DIAMETRO					907853.9288
	96165	TUBERIA DE PVC Diám.=2" (SDR-26) (NO INCL. EXCAVACION)	ML	5828.21	99.2422	155.7689	907853.9288
33016		TUBERIA DE 2 1/2" DE DIAMETRO					904408.2246
	93112	TUBERIA DE PVC Diám.=2½" (SDR-26) (NO INCL. EXCAVACION) (JUNTA CEMENTADA)	ML	4307.59	133.766	209.9569	904408.2246
33017		TUBERIA DE 3" DE DIAMETRO					498260.9298
	96164	TUBERIA DE PVC Diám.=3" (SDR-26) (NO INCL. EXCAVACION) (JUNTA CEMENTADA)	ML	1565.01	202.8408	318.3756	498260.9298
33018		TUBERIA DE 4" DE DIAMETRO					1397897.873
	96282	TUBERIA DE PVC Diám.=4" (SDR-26) CON EMPAQUE ELASTOMERICA (NO INCL.EXCAVACION)	ML	2367.91	376.1195	590.3509	1397897.873
33019		TUBERIA DE 6" DE DIAMETRO					401613.9738
	96283	TUBERIA DE PVC Diám.=6" (SDR-26) CON EMPAQUE ELASTOMERICA (NO INCL.EXCAVACION)	ML	325.94	785.0309	1232.1715	401613.9738
33020		TUBERIA DE 8" DE DIAMETRO					315143.8079
	96533	TUBERIA DE PVC Diám.=8" (SDR-26) CON EMPAQUE ELASTOMERICA (NO INCL.EXCAVACION)	ML	161.42	1,243.85	1952.3219	315143.8079
33030		TUBERIA DE 10" DE DIAMETRO					1429805.209

	96565	TUBERIA DE PVC Diám.=10" (SDR-26) CON EMPAQUE ELASTOMERICA (NO INCL.EXCAVACION)	ML	379.78	2,398.61	3764.8249	1429805.209
33025		CRUCES BAJO LECHO DE CAUCES					51137.34739
	04042	ENTRADA Y SALIDA DE CRUCE DE CAUCE CON TUBO DE Ho. Go. Diám. = 2"	C/U	1	5,176.23	8124.5298	8124.529809
	04043	CRUCE (BAJO LECHO) DE CAUCE CON TUBERIA DE HIERRO GALVANIZADO Diám.=2" CONCONCRETO 3000 PSI	ML	12	2,283.66	3584.4015	43012.81758
33023		VALVULAS Y ACCESORIOS					1295277.438
	02099	BLOQUE DE REACCION DE CONCRETO DE 3000 PSI REF. PARA VALVULAS (NO INCL.EXCAVACION, NI ACARREO)	C/U	3	122.465	192.2190	576.6571006
	03145	VALVULA DE COMPUERTA DE HIERRO FUNDIDO Diám. = 2" (INCL. BLOQUE DE REACCION)	C/U	20	8,496.56	13336.0577	266721.1533
	94153	VALVULA DE COMPUERTA DE HIERRO GALVANIZADO Diám.=2½" +ADAPTADOR HEMBRA DE HIERRO GALVANIZADO	C/U	16	4,798.21	7531.1971	120499.1542
	03114	VALVULA DE COMPUERTA DE HIERRO FUNDIDO Diám. = 3" (INCL. BLOQUE DE REACCION)	C/U	4	11,091.31	17408.7342	69634.93697
	96076	VALVULA DE COMPUERTA DE HIERRO FUNDIDO Diám.=4" CON FLANGE DE PVC (2 C/U) +PERNOS + TUERCAS	C/U	3	10,992.39	17253.4756	51760.4268
	96241	VALVULA DE COMPUERTA DE HIERRO FUNDIDO Diám. = 6" EXTREMOS BRIDADOS(SIN EXCAVACION)	C/U	2	17,875.80	28057.5593	56115.1186
	03217	VALVULA DE COMPUERTA DE HIERRO FUNDIDO Diám.=8"+1 BLOQUE DE REACCION DE CONCRETO(NO INCL. EXC	C/U	1	46,958.45	73705.2025	73705.20251
	95146	VALVULA DE COMPUERTA DE HIERRO FUNDIDO Diám.=10" EXTREMOS BRIDADOS	C/U	1	57,615.18	90431.8313	90431.83127
	92170	BLOQUE DE REACCION DE CONCRETO PARA ACCESORIOS MENORES A 6"	C/U	400	114.6787	179.9978	71999.11446
	93996	PROTECTOR DE TUBO DE HIERRO FUNDIDO Diám.=8" PARA VALVULA	C/U	23	13,679.45	21471.0367	493833.8432

		TANQUES DE ALMACENAMIENTO					4,065,994.31
33501		MOVIMIENTO DE TIERRA PARA TANQUE DE ALMACENAMIENTO					186813.2415
	93398	EXPLOTACION O CORTE (MANUAL) EN BANCO DE PRESTAMO	M3	70	120.9242	189.8006	13286.04336
	92227	EXCAVACION MANUAL EN TERRENO NATURAL	M3	82	94.6176	148.5102	12177.83773
	92226	RELLENO Y COMPACTACION MANUAL	M3	104	84.8978	133.2542	13858.43464
	92278	ACARREO MANUAL DE TIERRA SUELTA CON CARRETILLA A Dist.=De 0 a 20 m	M3	63	76.7764	120.5070	7591.938763
	95256	MEZCLA MANUAL DE SUELO CEMENTO PROPORCION 1:7 (C:S) (1 DE CEMENTO Y 7 DESUELO)	M3	63	1,414.78	2220.6188	139898.987
33502		TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE MAMPOSTERÍA					2097357.803
	02066	HIERRO (EN VARILLAS) CORRUGADO (GRADO 40) MENOR O IGUAL #4 (INCLUYE TACOSSEPARADORES H= 0.075 m)	LBS	15633.06	23.9519	37.5945	587717.1542
	02272	VALVULA DE HIERRO FUNDIDO Diám. = 4" (INCL. EXCAVACION Y BLOQUE DE REACCION)	C/U	2	12,289.29	19289.0730	38578.1461
	2271	VALVULA DE HIERRO FUNDIDO Diám. = 3" (INCL. EXCAVACION Y BLOQUE DE REACCION)	C/U	3	7,425.53	11654.9903	34964.97103
	2418	TUBERIA DE HIERRO GALVANIZADO Diám.=3" (NO INCL. EXCAVACION) (INCL. BLOQUE DE REACCION)	C/U	8	1,007.73	1581.7141	12653.71282
	03028	TUBERIA DE HIERRO GALVANIZADO Diám.=4" (NO INCL. EXCAVACION) (INCL.BLOQUE DEREACCION)	ML	25	1,376.19	2160.0518	54001.2939
	03830	PELDAÑO DE VARILLA DE HIERRO CORRUGADO GRADO 40,Diám.=5/8", Ancho depeldaño=0.30m, Desarrollo=0.90m	C/U	24	94.4946	148.3172	3559.611779

92009	CONCRETO DE 3,000 PSI (MEZCLADO A MANO)	M3	46	3,609.55	5665.4949	260612.7634	
	92282	FUNDIR CONCRETO EN CUALQUIER ELEMENTO	M3	46	290.304	455.6563	20960.19188
	92140	REPELLO CORRIENTE	M2	280.5	111.3832	174.8252	49038.47533
	92141	FINO CORRIENTE	M2	155.8	102.5596	160.9758	25080.03708
	92160	PIQUETEEO TOTAL EN CONCRETO FRESCO	M2	280.5	28.672	45.0031	12623.36838
	92371	FORMALETA PARA MUROS	M2	300	199.7996	313.6021	94080.64184
	95518	FORMALETA PARA LOSA AEREA @ Alt.=2.40m (INCL. BARULES DE 4" x 4")	M2	105	458.7057	719.9769	75597.57044
	92388	FORMALETA PARA FUNDACIONES	M2	25	294.9391	462.9315	11573.28803
	92424	APUNTALAMIENTO CON MADERA PINO HASTA 3 M	ML	603	337.2798	529.3888	319221.4355
	93070	ANDEN DE CONCRETO (CON MEZCLADORA) SIN REF. Espesor=0.10m	M2	64.6	451.2642	708.2968	45755.97369
	93218	ZAMPEADO DE PIEDRA BOLON CLASIFICADA Diám.=MAYOR DE 0.05m + CONCRETO (CONS.COMPRÁ DE PIEDRA)	M3	3	3,674.59	5767.5749	17302.72473
	02050	CANAL RECT. DE CONCRETO DE 2500 PSI REF. A= 0.30 m, H= 0.30 m CON REJILLA DEVARILLAS DE HIERRO	ML	79	1,444.52	2267.2984	179116.5743
	93873	RESPIRADERO DE TUBO DE Ho. Go. Diám. = 3"	C/U	2	1,021.20	1602.8534	3205.706818
	95256	MEZCLA MANUAL DE SUELO CEMENTO PROPORCION 1:7 (C:S) (1 DE CEMENTO Y 7 DESUELO)	M3	35	1,414.78	2220.6188	77721.65943
	95548	IMPERMEABILIZACION DE PAREDES DE TANQUE DE CONCRETO CON SIKADUR-32T	M2	154	487.84	765.7056	117918.6586
	92147	PINTURA DE ACEITE STANDARD (INCL. 2 MANOS)	M2	290	123.1907	193.3581	56073.84326
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	44294.49797
	93056	PUERTA DE MARCO DE MADERA BLANCA Y FORRO DE ALAMBRE DE PUAS CAL. # 13½	C/U	2	816.8287	1282.0808	2564.161569
33503		TANQUE DE ALMACENAMIENTO METÁLICO					1711535.278

	92007	CONCRETO DE 3,500 PSI (CON MEZCLADORA) (NO INCL. FUNDIDA)	M3	7.368	4164.1039	6535.9084	48156.57339
	92388	FORMALETA DE MADERA PINO PARA FUNDACIONES	M2	43.08	294.9391	462.9315	19943.08994
	94356	HIERRO (EN VARILLAS) CORRUGADO (GRADO 60) Diám. > AL No. 4	LBS	6034.66758 2	28.0617	44.0452	265798.0142
	95309	HIERRO (EN VARILLAS) CORRUGADO (GRADO 60) Diám. <= AL No. 4	LBS	371.353275	25.2017	39.5562	14689.31345
	92121	ESTRUCTURAS DE ACERO (A-36) (NO INCL. PINTURA ANTICORROSIVA)	LBS	14817.1521 9	39.871	62.5809	927270.1347
	92236	PINTURA ANTICORROSIVA (INCL. 2 MANOS: 1 DE TALLER y 1 INSTALADO)	M2	208.363328 8	85.6719	134.4692	28018.44884
	94558	TANQUE DE PLASTICO Cap.=15,000 LITROS PARA ALMACENAMIENTO DE AGUA CON UN CONECTOR CON ROSCA DE POLIPROPILENO	C/U	2	100959.94	158465.047 9	316930.0958
	92119	CUBIERTA DE TECHO DE LAMINA ONDULADA DE ZINC CAL.26 SOBRE ESTRUCTURA METALICA	M2	34	288.6024	452.9855	15401.50843
	03145	VALVULA DE COMPUERTA DE HIERRO FUNDIDO Diam = 2" (INCL UN BLOQUE DE REACCIÓN)	C/U	2	8496.5587	13336.0577	26672.11533
	02146	TUBERIA DE HIERRO GALVANIZADO Diám.=2" (NO INCL. EXCAVACION) (INCL. BLOQUE DE REACCION)	ML	20	508.5502	798.2120	15964.23924
	93558	MEDIDOR MAESTRO DE HIERRO FUNDIDO Diám. = 3"	C/U	1	13,679.6000	21471.2734	21471.27335
	04758	CAJA DE REGISTRO DE CONCRETO DE 2500 PSI REF. +CONCRETO DE 3000 PSI+PAREDLADR CUARTO.80x0.80,H=0.60	C/U	2	2470.1206	3877.0603	7754.120678
	93873	RESPIRADERO DE TUBO DE Ho. Go. Diám. = 3"	C/U	1	1021.1967	1602.8534	1602.853409
	93848	CODO DE HIERRO GALVANIZADO DE 2" X 90°	C/U	4	296.814	465.8743	1863.497333
33508		CERCAS PERIMETRALES Y PORTONES					23,429.33
	92066	CERCO (A) DE ALAMBRE DE PUAS CAL. 13, 7 HILADAS C/POSTE DE MADERA RUSTICA ACADA 2.50 m	ML	80	176.3784	276.8406	22147.24898
	93056	PUERTA DE MARCO DE MADERA BLANCA Y FORRO DE ALAMBRE DE PUAS CAL. # 13½	C/U	1	816.8287	1282.0808	1282.080785

		FUENTE Y OBRAS DE TOMA					2,616,873.79
34001		OBRAS DE CAPTACION					2268782.266
	93503	SARTA DE TUBERIA DE HIERRO FUNDIDO Diám.=6"(INCL. 3 VALVULAS DE CHECK DE HIERRO FUNDIDO DE 6")+CODOS DE HIERRO FUNDIDO Diám.=6"+TEE Ho Long.sarta=12m	C/U	1	223,684.38	351091.294 2	351091.2942
	94246	BOMBA C/MOTOR SUMERGIBLE DE 25 HP, Q=155 GPM, CTD=440', 3/60/230 v	C/U	1	239,136.17	375344.167 6	375344.1676
	94907	BANCO DE TRANSFORMADORES DE 3X25 KVA, 14.4/24.9 KV, 240/480 v (INCL. ESTRUCTURA)	C/U	1	172,295.80	270432.627 9	270432.6279
	95819	PANEL DE CONTROL DE BOMBA PARA MOTOR DE ARRANQUE DE 40 HP, 3/60/230/460 v	C/U	1	3,404.88	5344.2432	5344.243195
	94206	ARRANCADOR MAGNETICO P/MOTOR DE 60 HP C/GABINETE METALICO CONINTERRUPTOR Y CUCHILLA 100	C/U	1	93,573.48	146871.382 8	146871.3828
	03762	CASETA DE TUBERIA DE Ho. Go. Diám. = 2" + CUB. TECHO ZINC PARA GENERADORELECTRICO A= 2.00 m x 3M	C/U	1	40,367.56	63360.2570	63360.25696
	03708	PLANTA GENERADOR ELECTRICO DE 100 KVA, 3/60/120/240 V	C/U	1	207,287.25	325354.631 9	325354.6319
	95951	TUBERIA DE PVC Diám.=12" (SDR-41) CON PERFORACIONES Diám.=½"(12.71mm) A CADA0.10m	ML	28	1,809.53	2840.2103	79525.88914
	94491	PARED DE LADRILLO DE BARRO CUARTERON (TRAPEZOIDAL o SAPO) PARA POZO DEVISITA	M2	52	1,506.87	2365.1599	122988.3145
	92009	CONCRETO DE 3,000 PSI (MEZCLADO A MANO)	M3	22	3,609.55	5665.4949	124640.8868
	92282	FUNDIR CONCRETO EN CUALQUIER ELEMENTO	M3	22	290.304	455.6563	10024.43959
	95518	FORMALETA PARA LOSA AEREA @ Alt.=2.40m (INCL. BARULES DE 4" x 4")	M2	10	458.7057	719.9769	7199.768614
	93353	HIERRO (EN VARILLAS) CORRUGADO (GRADO 40) Diám. <= AL No. 4	LBS	700	23.9583	37.6046	26323.18532

	03830	PELDAÑO DE VARILLA DE HIERRO CORRUGADO GRADO 40, Diám.=5/8", Ancho de peldaño=0.30m, Desarrollo=0.90m	C/U	33	94.4946	148.3172	4894.466196
	95159	FILTRO DE PIEDRA BOLON CLASIFICADA Diám.=MAYOR DE 0.05 m a 0.10 m (MANUAL)(CONS.COMPR DE P. BOLON)	M3	53.2	652.629	1024.3557	54495.721
	02348	FILTRO DE GRAVILLA DE RIO (CANTO RODADO MENOR DE 0.05 m)	M3	79.8	2,402.27	3770.5638	300890.9905
	34004	OTRO TIPO DE OBRAS					348091.5287
	95171	EXCAVACION (CON RETRO-EXCAVADORA) EN FORMA DE ZANJA EN T. NATURAL	M3	351	193.392	303.5449	106544.2517
	95725	ACARREO (CON CAMION VOLQUETE) DE ARENA A 10 KMS, CARGA MANUAL (INCL. COSTO DE ARENA)	M3	213	526.1832	825.8884	175914.2349
	95481	ACARREO (CON CAMION VOLQUETE) DE PIEDRA BOLON A 10 KMS, INCL. CARGA MANUAL (NO INCL. COSTO DE P. B)	M3	53.2	201.1184	315.6721	16793.75604
	93360	CONCRETO DE 2,000 PSI (MEZCLADO A MANO)	M3	10.44	2,980.47	4678.0925	48839.286
		CONEXIONES					18422860.17
	35001	CONEXIONES DOMICILIARES					18422860.17
	03931	CONEXION DOMICILIAR DE PATIO CON TUBO DE PVC Diám.= 1/2" (SDR-13.5) (NO INCLUYE MEDIDOR) (INCL. EXC	C/U	1232	2,135.01	3351.0699	4128518.07
	92728	MEDIDOR DE AGUA POTABLE Diám.=1/2" CON 2 ADAPTADORES (NO INCL. CAJA) DOMICILIAR	C/U	1232	1,296.75	2035.3495	2507550.525
	96204	CAJA TRONCO-CONICA DE PLASTICO DE 0.186mx0.36m, Alto=0.136m PARA PROTEGER MEDIDOR DE AGUA POTABLE	C/U	1232	6,095.38	9567.2010	11786791.57
		OBRAS DE REPARACION					9151537.106
	36202	PLANTA DE TRATAMIENTO					9151537.106
	92007	CONCRETO DE 3,500 PSI (CON MEZCLADORA)	M3	1232	4,164.10	6535.9084	8052239.199
	93353	HIERRO (EN VARILLAS) CORRUGADO (GRADO 40) Diám. <= AL No. 4	LBS	3124	23.9583	37.6046	117476.6156
	92140	REPELLO CORRIENTE	M2	845.813	111.3832	174.8252	147869.4472

	92141	FINO CORRIENTE	M2	845.813	102.5596	160.9758	136155.4647
	93517	LIMPIEZA (CON CAMION VOLQUETE) DE VASO DE ALMACENAMIENTO (REMOCION DEGRAVA)	M3	145	194.5865	305.4197	44285.8629
	95548	IMPERMEABILIZACION DE PAREDES DE TANQUE DE CONCRETO CON SIKADUR-32T	M2	516.5598	487.84	765.7056	395532.719
	92147	PINTURA DE ACEITE STANDARD (INCL. 2 MANOS)	M2	329.2532	123.1907	193.3581	63663.76666
	02272	VALVULA DE HIERRO FUNDIDO Diám. = 4" (INCL. EXCAVACION Y BLOQUE DE REACCION)	C/U	6	12,289.29	19289.0730	115734.4383
	02533	VALVULA DE COMPUERTA DE HIERRO FUNDIDO Diám. = 6" (INCL. EXCAVACION)	C/U	1	21,737.84	34119.3470	34119.34697
	92583	REINSTALAR ADOQUINADO (INCL. CAMA DE ARENA Y CONSIDERA LA COMPRA E INST. DE 20% ADOQUINES NUEVO)	M2	220	128.7552	202.0920	44460.24597
SUBTOTAL				C\$	60,404,474.70		
ADMINISTRACIÓN 10%		0.1		C\$	6040447.47		
IMPUESTO ALCALDÍA 1%		0.01		C\$	604044.747		
IMPUESTO RENTA 2%		0.02		C\$	1208089.494		
UTILIDADES 10%		0.1		C\$	6040447.47		
TOTAL				C\$	74,297,503.89		
				\$	2,198,151.00		

