



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Tecnología de la Construcción

Trabajo de Monografía

**MEJORAMIENTO DE LA RED DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN
EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE SANTO DOMINGO, DEPARTA-
MENTO DE CHONTALES.**

Para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por

Br. Clara Maribel Cheng Ardila

Br. Andrés Antonio Guzmán Pineda

Br. Javier Joaquín Saravia Leiva

Tutor

Ing. Byron Antonio Silva Rocha

Managua, Noviembre 2022

ÍNDICE

CAPÍTULO I: GENERALIDADES	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Antecedentes	3
1.2 Justificación.....	4
1.4 Objetivos	5
1.5 Descripción del área de estudio	6
1.5.2 Información socioeconómica	7
1.5.3 Descripción del sistema de agua potable existente.....	8
CAPÍTULO II: MARCO TEORICO.....	16
2.1 Origen, manifestación y movimiento del agua subterránea	16
2.2 Componentes del sistema de abastecimiento	17
2.2.1 Almacenamiento de agua bruta.....	17
2.2.2 Captación.....	18
2.2.3 Estación de bombeo.....	18
2.2.4 Tratamiento.....	18
2.2.5 Almacenamiento de agua tratada.....	19
2.2.6 Línea de conducción	19
2.2.7 Red de distribución.....	19
2.3 Distribución sub-superficial del agua	19
2.4 Fundamentos de hidrología.....	21
2.4.1 Condiciones de la superficie freática	21

2.4.2 Condiciones de artesianismo	22
2.4.3 Factores de infiltración	22
2.4.4 Los procesos geológicos originan acuíferos.....	23
2.4.4.1 Las funciones de un acuífero	23
2.4.4.2 Acuíferos	24
2.4.4.3 Acuíferos libres	25
2.4.4.4 Acuíferos confinados.....	25
2.4.4.5 Acuíferos semiconfinados	26
2.5 Zona de captación.....	27
2.5.1 Longitud de las rejillas.....	28
2.5.2 Abertura de las ranuras de las rejillas	29
2.5.3 Diámetro de la rejilla.....	29
2.5.4 Filtro de grava	30
2.5.5 Limpieza y desarrollo	31
2.6 Prueba de bombeo.....	31
2.6.1 Estación de bombeo.....	32
2.7 Carga Estática.....	32
2.8 Carga Dinámica (fricción).....	32
2.8.1 Tablas de fricción	33
2.9 Criterios de aplicación	34
2.9.1 Demanda de la población.....	34
2.9.2 Cálculo de población.....	35

2.9.3 Dotación	35
2.9.4 Variaciones de consumo	36
2.9.5 Presiones máximas y mínimas	37
2.9.6 Pérdidas de agua en el sistema (hp)	37
2.10 Estaciones de bombeo	37
2.10.1 Diseño de columna de bombeo	39
2.10.2 Diseño de Sarta	40
2.10.3 Golpe de Ariete	41
2.11 Almacenamiento	43
2.11.1 Capacidad	44
2.11.2 Volumen del compensador	44
2.11.3 Volumen de reserva	44
2.11.4 Localización	45
2.11.5 Clases y tipo de tanques	45
2.11.5.1 Clases de tanques	45
2.11.5.1.1 Mampostería	45
2.11.5.1.2 Concreto reforzado	45
2.11.5.1.3 Acero	45
2.11.5.2 Tipos de tanques	45
2.11.5.2.1 Tanques sobre el suelo	45
2.11.5.2.2 Tanques elevados	46
2.11.5.2.3 Tipo cisterna	47

2.11.5 Red de distribución.....	47
2.11.5.1 Sistema convencional	47
2.11.5.2 Sistema simplificado.....	48
2.11.6 Conexiones domiciliarias.....	48
2.11.7 Estructuras complementarias	48
2.11.8 Válvulas de seccionamiento	48
2.11.9 Válvulas de purga de lodos	49
2.11.10 Válvulas reductoras de presión	49
2.11.11 Cámara de válvula de aire.....	49
2.11.12 Cámara de válvula de purga	49
2.11.13 Cámara rompe presión.....	49
2.11.14 Combinación de tuberías.....	49
2.12 Normas CAPRE para la calidad del agua.....	50
2.12.1 Parámetros bacteriológicos y organolépticos	50
2.12.2 Parámetros físicos y químicos.....	50
2.12.3 Criterios a considerar en la toma de las muestras bacteriológicas y físico-químico.	51
2.12.3.1 Selección de los puntos de muestreos en la red de distribución	
51	
2.12.3.2 Criterios para la selección del número de tomas de muestras en la red distribución	51
2.14 Estudios topográficos	51
2.15.1 Levantamientos topográficos de baja precisión.....	51

2.15.2 Levantamientos topográficos definitivos	51
2.15.2.1 Recopilación de información	52
2.15.3. Poligonales.....	52
2.15.3.1 Trazo de apoyo	52
2.16 Método de desinfección	52
2.17 Costo y presupuesto	53
CAPÍTULO III: DISEÑO METODOLÓGICO	55
3.1 Información recopilada	55
3.1.1 Reconocimiento de terreno y levantamiento topográfico	56
3.1.2 Elaboración de planos	56
3.1.3 Trabajo de gabinete	56
3.1.4 Programas utilizados.....	57
3.1.5 Criterios técnicos de diseño	57
3.1.6 Período de diseño	57
3.1.7 Cobertura	57
3.1.8 Análisis de calidad de agua de la fuente de abastecimiento.....	57
3.1.9 Censo y encuesta socioeconómica	58
3.1.10 Estudio hidrológico	58
3.1.10.1 Síntesis local	58
3.2 Caracterización hidrológica de la formación acuífera en la zona de estudio. 59	
3.2.1 Determinación de la litología de la zona de estudio.....	59

3.2.2 Determinación del acuífero encontrado en la zona.....	60
3.3 Determinación del equipo para la prueba de bombeo	60
3.3.1 Prueba de bombeo.....	62
3.4 Diseñar y seleccionar el equipo de bombeo según demanda y rendimiento	63
3.4.1 Determinación del diámetro de la tubería de impulsión	63
3.4.2 Determinación de la Carga Dinámica Total	64
3.4.2.1 Carga Estática Total.....	64
3.4.2.2 Carga Dinámica Total.....	65
3.4.2.2.1 Pérdidas de fricción.....	65
3.4.2.2.2 Pérdidas singulares.....	65
3.4.3 Determinación del equipo de bombeo	66
3.4.4 Potencia del equipo de bombeo	66
3.4.4.1 Potencia del motor	67
3.4.4.2 Golpe de ariete.....	67
3.4.5 Diseño de la estación de bombeo	68
3.4.6 Demanda de la población.....	69
3.4.6.1 Cálculo de población.....	69
3.4.6.2 Dotación.....	70
3.4.6.2.1 Nivel de servicio y dotación de agua	70
3.4.6.2.2 Tipos de consumo considerado	71
3.4.6.3 Variaciones de consumo	71

3.4.7 Presiones máximas y mínimas	72
3.4.8 Coeficiente de rugosidad (C).....	72
3.4.9 Velocidades permisibles en tuberías	73
3.4.10 Cobertura y localización de tubería	73
3.4.11 Línea de conducción	73
3.4.12 Red de distribución.....	73
3.4.13 Concentración de caudales	73
3.4.14 Análisis hidráulico de la línea de conducción y red de distribución 74	
3.4.15 Tanque de almacenamiento	74
CAPÍTULO IV: CÁLCULOS Y RESULTADOS	75
4.1 Precipitación	75
4.2 Condiciones extremas.....	75
4.2.1 Años secos.....	75
4.2.2 Años húmedos	75
4.2.3 Recarga y descarga del acuífero.....	76
4.2.4 Estimación de caudales	77
4.3 Obtención de información del servicio actual de agua potable y catastro de redes	77
4.3.1 Procedimiento y metodología de trabajo en catastro de redes	78
4.3.2 Revisión de plano general del acueducto	78
4.3.3 Identificación de las intersecciones o cruces de esquinas	79
4.3.4 Reparación de calles intervenidas durante el sondeo de tuberías	79

4.3.5 Ubicación y georreferenciación de calicatas e intersecciones	79
4.3.6 Actualización de plano en campo	80
4.4 ANALISIS Y PRESENTACION DE RESULTADOS	80
CONCLUSIONES	119
RECOMENDACIONES	121
BIBLIOGRAFÍA Y ANEXOS	122
Webgrafia.....	122
RESULTADOS DEL ANALISIS HIDRAULICO DE LA RED PARA EL 2042	124

DEDICATORIA

Primeramente, dedicamos a Dios quien nos brindó la fortaleza, la sabiduría y el conocimiento para culminar esta monografía conforme a los preceptos establecidos en esta Universidad, también dedico y agradezco a mis padres quienes me han dirigido en el camino correcto para completar con éxito este proyecto.

AGRADECIMIENTOS

Damos gracias en primer lugar a Dios por habernos iluminado el camino y guiado por las sendas correctas para cumplir con el objetivo de finalizar esta monografía, agradecemos además a nuestras familias por el acompañamiento recibido y habernos provisto de las bases necesarias, y a nuestro tutor quien nos colaboró en guiarnos para completar con éxito este proyecto, además agradecemos su valiosa guía y motivación durante el transcurso de las actividades para finalizar esta monografía.

Br. Clara Maribel Cheng Ardila

DEDICATORIA

Dedicamos este trabajo a Dios primeramente, por hacer su obra en nosotros, darnos las fuerzas para continuar y seguir adelante sin desfallecer en los momentos difíciles de nuestra vida universitaria y vida cotidiana.

A nuestros padres por ser gestores de nuestras vidas, que con amor nos enseñaron verdaderos valores y que con sus sabios consejos hicieron de nosotros personas de bien para lograr culminar una etapa importante de nuestras vidas.

A nuestros familiares y amigos por siempre impulsarnos a seguir adelante y confiar en nosotros.

A nuestro tutor por el apoyo brindado durante la ejecución de este trabajo monográfico.

Br. Andrés Antonio Guzmán Pineda y Br. Javier Joaquín Saravia Leiva

Resumen ejecutivo

El presente documento, es el resultado de un proceso que pretende dar mejoramiento en una solución factible a una problemática de índole social relacionada con el abastecimiento de agua potable para los habitantes del casco urbano del municipio de Santo Domingo, ubicado en el Departamento de Chontales. Se pretende brindar las directrices para llevar a cabo la continuidad y entrega del servicio en buena calidad con una proyección para los próximos 20 años.

El proyecto surge como respuesta a la necesidad de mejorar las condiciones del servicio actualmente deficiente sistema de abastecimiento de agua potable de la de la zona mencionada. Cabe destacar que la población del sitio de estudio está de acuerdo con las propuestas del presente trabajo y se plantea la posibilidad de invertir en las mismas en un futuro y también se logre la autosostenibilidad.

El estudio logró identificar los problemas y necesidades más críticas a evaluar y presenta un análisis multidisciplinario detallado, etapa por etapa para abordar el problema global de manera integral. En el primer capítulo se describe las condiciones del sitio de estudio, así como sus características más relevantes. En el segundo capítulo se aborda los conceptos indispensables a considerar para el diseño a implementar.

En el tercer capítulo, se comienza a profundizar en los procedimientos y formas de trabajo a utilizar, así como en la determinación de los parámetros fundamentales que rigen el diseño, para utilizarlos como base para realizar los cálculos y obtener los resultados. Los cálculos y resultados se aprecian en el cuarto capítulo; y, las recomendaciones y conclusiones, en el quinto capítulo.

En los últimos capítulos se aprecia planos, imágenes y otra serie de documentos que sirve de complemento al ya en su mayoría abarcado trabajo. El objetivo del presente material, es el de brindar una respuesta efectiva y detallada a la problemática que aqueja a la población de la comunidad.

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1 Introducción

El agua (del latín aqua) es una sustancia cuya molécula está formada por dos átomos de hidrógeno y uno de oxígeno (H₂O). Es esencial para la supervivencia de todas las formas conocidas de vida, incluida la humana, por ende, se hace necesario contar con sistemas de distribución que permitan a la población tener un fácil acceso a dicho recurso. El crecimiento y desarrollo natural de las ciudades genera necesidades que deben ser previstas y atendidas a tiempo, de lo contrario representan un gran riesgo a la salud y bienestar de los habitantes que podrían manifestarse en forma de epidemias.

En Nicaragua, a pesar de que los niveles de inversión son relativamente altos en comparación con otros sectores, el acceso a los servicios de abastecimiento de agua potable apenas ha podido mantener el ritmo del crecimiento poblacional. Como parte del desarrollo de las sociedades está el acceso a lo que se conoce como bienes y servicios de consumo básico, entre los cuales, se destaca el acceso al servicio de agua potable; es en este sentido, el presente estudio comprende un diagnóstico técnico del sistema de distribución de agua potable en el municipio Santo Domingo en el Departamento de Chontales, en vista que este municipio en la actualidad no cuenta con un servicio de agua potable de calidad, en buen estado y continuo.

Muy frecuentemente se encontró la siguiente situación: carencia de mapas básicos confiables de los sistemas existentes, información incompleta acerca de los consumidores y conexiones domiciliarias, falta de estadísticas de producción de agua y consumo, capacidad insuficiente de almacenaje, insuficiencia en la producción de agua, falta de estadísticas operacionales, datos incompletos del nivel del agua de los pozos, falta de equipos de cloración y limitada información técnica acerca del funcionamiento hidráulico.

La problemática antes descrita se traduce en una baja calidad de los servicios, caracterizada por severos racionamientos de agua, presiones bajas, baja calidad de agua, altas pérdidas de agua, alto grado de ineficiencia comercial, técnica y operacional, lo cual en

cierto grado también restringe las expansiones futuras debido a la necesidad en primera instancia de reconstruir los sistemas existentes.

En el casco urbano de Santo Domingo, ya sea por alguno o varios de los factores antes mencionados, el sistema actual de abastecimiento de agua potable presenta deficiencias, por lo que no es posible abastecer del vital líquido en forma satisfactoria y regular a toda la población. Para efectuar este diagnóstico se deberá de evaluar las condiciones del sistema de sistema de abastecimiento existente (fuente de captación, línea de conducción, tanque de almacenamiento, planta de tratamiento de agua potable y red de distribución), para identificar anomalías físicas en el sistema, mediante visualización directa del entorno.

Basándonos en una observación general se ha podido detectar que los factores principales que generan problemas en esta ciudad son: económicos, sociales, ambientales, y la carencia de este servicio generalizado a toda la población. Ante esta situación, se pretende suministrar alternativas de solución a través de propuestas que beneficien al sector en estudio.

Al respecto se pretende realizar estudios socioeconómicos tomando en consideración las necesidades de los habitantes; estudios hidrológicos a través de aforos para comprobar la cantidad de agua que genera la principal fuente y se evaluará la calidad del agua mediante análisis de laboratorio; estudios topográficos con esta información se determinarán los niveles del terreno para el diseño hidráulico; un costo estimado del proyecto, y planos que detallen las principales especificaciones técnicas, todo este diseño estará basado en las Normas Técnicas de Abastecimiento NTON 09003-99 publicadas por INAA (ahora Autoridad Nacional de Agua **A.N.A**), que proporciona parámetros a cumplir para cada componente del sistema. Los resultados que se alcanzarán será la implementación de un sistema de abastecimiento que dará respuesta y cumplirá con las normas CAPRE 2000 que rige la calidad de agua.

1.2 Antecedentes

En Santo Domingo – Chontales, la actividad minera llegó a ser una de las principales actividades económicas, por lo cual se llegó a la necesidad de un sistema de agua, del cual no se sabe con exactitud la fecha en que se instaló el primer sistema para suministrar agua a la comunidad. Para ese tiempo el agua no tenía la suficiente y necesaria calidad, el servicio era muy ineficiente y son pocas las viviendas que cuentan con este servicio básico.

Debido a esto, ENACAL en conjunto con B2GOLD se han interesado en tomar acción en realizar mejoras de vida para la población como una forma de construir responsabilidad social se ha querido integrar en lo que se refiere a las mejoras del sistema de agua potable del municipio, dado que B2GOLD ha sido uno de los principales causantes de contaminación de los recursos hídricos en la zona. Actualmente se cuenta con un equipo de bombeo eléctrico de 100 HP el cual se encuentra en buen estado, pero por las pérdidas que se presentan en la línea de conducción, redes domiciliarias, redes de distribución etc, no se presta un buen servicio para el municipio.

La Empresa Minera B2GOLD con el objetivo de mejorar las condiciones de vida de la población de Santo Domingo y como una forma de contribuir con su responsabilidad social, ha querido aportar algunos recursos financieros para mejorar el sistema de abastecimiento de agua potable.

Debido a la antigüedad de la infraestructura del sistema de agua potable este presenta múltiples fallas que hacían que el agua llegara a los hogares solamente por algunas horas y que incluso se ausentara por varios días. El agua se abastecía sin ningún tipo de tratamiento y las familias se quejaban de que el líquido que salía por las llaves era en ocasiones turbio y con mucho sedimento.

1.2 Justificación

Desde las instalaciones de las primeras tuberías, el suministro de agua potable en municipios de Nicaragua ha tenido deficiencias, y en el municipio de Santo Domingo no es la excepción. Los pobladores del municipio minero consumen agua proveniente de la fuente superficial El Jabalí o Túnel Azul, el cual no tiene la capacidad para abastecer todas las necesidades de consumo de los habitantes de la zona, agravándose esta situación en épocas de verano cuando el nivel de la fuente disminuye.

Actualmente existe un interés de evaluar las condiciones del sistema de agua potable y proponer mejoras a la red de abastecimiento del municipio, siempre tomando en cuenta la importancia que tiene el vital líquido para los habitantes de Santo Domingo. En este sentido y teniendo en cuenta el interés demostrado por la empresa minera B2GOLD de cofinanciar conjuntamente con ENACAL un proyecto de mejoramiento y adecuación sostenible del sistema de abastecimiento de agua potable del área urbana de Santo Domingo, se pretende realizar la formulación y diseño final del proyecto para completar el acceso sostenible de la población.

Nicaragua por su gran posición geográfica y disponibilidad del recurso, el servicio de agua potable se está extendiendo mucho más; por lo que los gobiernos municipales en conjunto las comunidades han aunado esfuerzos y fondos para mejorar el abastecimiento de agua potable, dando así mejores condiciones de vida para sus habitantes y un mejor aprovechamiento y administración del vital líquido. Los principales objetivos de la política de abastecimiento de agua y saneamiento contenido en el Plan Nacional de Desarrollo Humano del Gobierno de Reconciliación y Unidad Nacional (GRUN), relacionados a los proyectos de agua entre los principales son:

- 1) *Aumentar la cobertura efectiva, mejorar la calidad del servicio, promover el uso racional de este recurso, y asegurar el mantenimiento de los sistemas y redes existentes.*
- 2) *Administración eficiente de los recursos hídricos y promoción de una conducta más solidaria de la población¹.*

¹ Plan Nacional de Desarrollo Humano (PNDH)

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Realizar la propuesta de mejoramiento de la red de abastecimiento de agua potable en el casco urbano en el municipio de Santo Domingo, departamento de Chontales, para un periodo de 20 años (2022 - 2042).

1.4.2 Objetivos específicos

1. Obtener información del servicio de agua potable de Santo Domingo – Chontales mediante el levantamiento de catastro de redes el cual permitirá conocer el estado actual del servicio.
2. Conocer el terreno realizando el levantamiento topográfico del área de estudio.
3. Evaluar el sistema actual para conocer las condiciones en que se encuentra y realizar una propuesta de diseño del sistema de agua potable con el fin de cumplir con la demanda para el abastecimiento de la población proyectada.
4. Modelar el diseño del sistema de agua potable en el software EPANET para verificación y comprobación de presiones y velocidades del sistema.
5. Elaborar presupuesto de costos estimados para la ejecución de la propuesta realizada
6. Elaboración de planos constructivos y especificaciones técnicas correspondientes.

1.5 Descripción del área de estudio

1.5.1 Características del sitio

Santo Domingo es un municipio del departamento de Chontales en la República de Nicaragua que se ubica en la parte noreste de este departamento, entre la cordillera de Amerrisque y los llanos descendientes hacia la Costa Caribe de Nicaragua. Su posición geográfica está entre las coordenadas 12°15 latitud Norte y 85°04 longitud Oeste, como se aprecia en la imagen 1 que se presenta a continuación.

El municipio de Santo Domingo, está ubicado en la parte noreste del departamento de Chontales, entre la cordillera de Amerrisque y los llanos descendientes hacia la Costa Caribe, y limita con las siguientes posiciones:

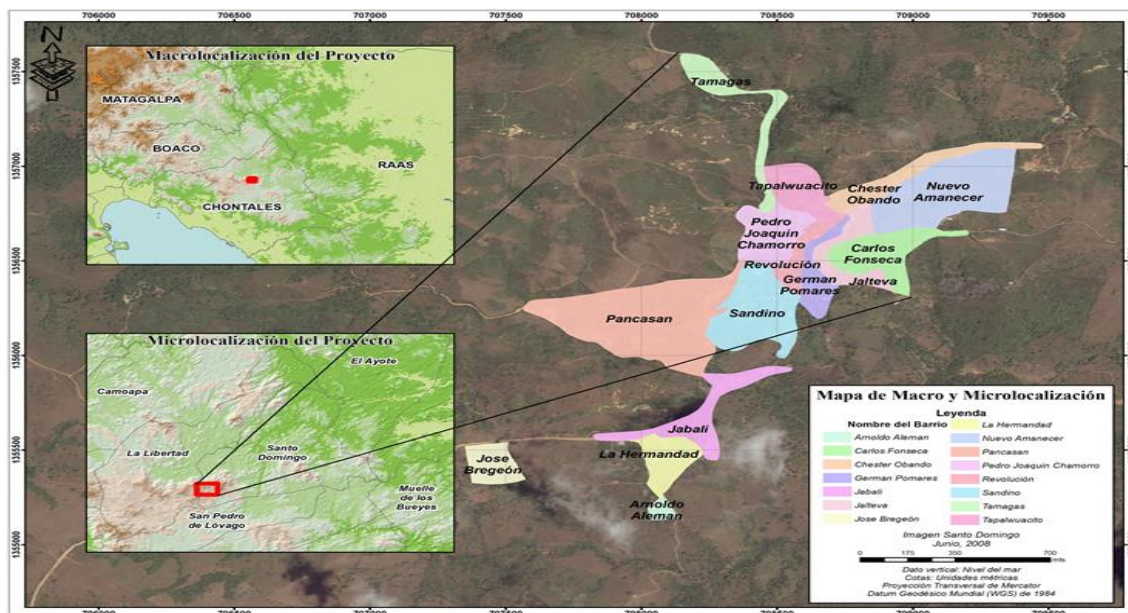
Al Norte: Con el municipio de La Libertad.

Al Sur: Con los municipios de Santo Tomás y San Pedro de Lóvago.

Al Este: Con el municipio de El Ayote.

Al Oeste: Con el municipio de La Libertad.

Imagen 1: Microlocalización de Santo Domingo - Chontales



Fuente: INETER

Cuenta con una extensión territorial de 717 km² y dista a 190 km de la capital Managua y a 53 km de la cabecera departamental Juigalpa. El municipio se encuentra enmarcado en un clima de sabana tropical, con una temperatura media de 25 a 27 °C. La precipitación anual está entre los 620 a 1,650 mm, con una humedad relativa del 71 al 80 %, con vientos predominantes del Noreste, a una velocidad de 2.2 a 3.6 m/s.

Su figura urbana es alargada; con dos avenidas principales y 22 calles que trazan la ciudad en donde reside el 35 % de su población. El 65 % restante se distribuye en la zona rural. Santo Domingo tiene una población actual de 14 343 habitantes. De la población total, el 49.7% son hombres y el 50.3% son mujeres. El municipio esta subdividido en 14 barrios en su casco urbano, 17 comarcas y 2 comunidades en la zona rural.

1.5.2 Información socioeconómica

La problemática socioeconómica se deriva de las características y condiciones en que vive la población en cuanto a la ausencia o limitada disponibilidad de servicios básicos como el agua potable y la energía eléctrica en la mayoría de las viviendas, así como los servicios insuficientes y la dependencia económica que ubican a la población en la categoría de población que vive en condiciones de pobreza baja.

Las condiciones socioeconómicas que predominan en el territorio justifican claramente la necesidad de promover acciones para mejorar las condiciones socioeconómicas de la población, centrando la atención en la provisión de servicios básicos a la población de estas comunidades, pero también promoviendo acciones que compatibilicen la producción agropecuaria y forestal con el abastecimiento de agua potable y con miras a disminuir la migración de la población. Para la obtención de las principales características socioeconómicas de la población, se utilizó una encuesta para el censo en cada vivienda.

Se requiere de parámetros sociológicos para tener una mejor comprensión de las características sociales del sitio en estudio, para este objetivo se tiene como fuente de información a INIDE², debido a que el último censo fue efectuado en el año 2005, se asume

² Instituto Nacional de Información de Desarrollo

que las tasas de crecimiento se mantienen constantes y es posible aproximar los datos de manera proporcional.

Actualmente, el sistema de producción y abastecimiento tiene un grado de deterioro muy avanzado y notorio, debido a dos principales razones:

- 1) La mayoría de elementos del sistema de producción de AP ya cumplieron con la vida útil y su período de diseño.
- 2) Los bajos ingresos que históricamente ha logrado obtener la administración de este sistema, no permiten realizar las actividades de mantenimiento necesarias para que el acueducto opere en óptimas condiciones.

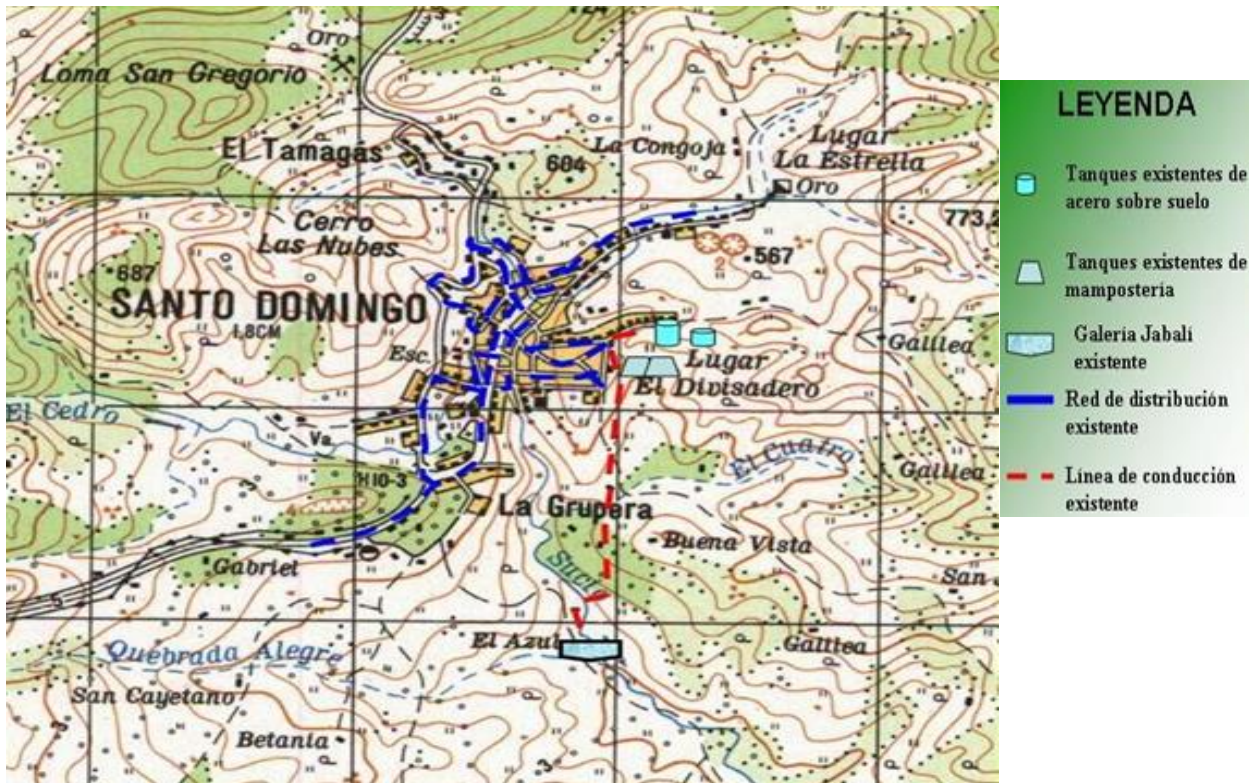
1.5.3 Descripción del sistema de agua potable existente.

El servicio en la localidad es deficiente en algunos sectores, tanto en cantidad como en continuidad; se produce el volumen de agua requerida para satisfacer la demanda actual, pero debido a problemas de las altas pérdidas que se presenta tanto en las líneas de conducción, redes de distribución y conexiones domiciliarias, no se presta un buen servicio. Las redes de la localidad fueron construidas con válvulas para sectorizar el servicio, y en la actualidad están siendo usadas para tal fin. En las redes de la ciudad no existen sistemas de protección contra los incendios.

Actualmente, el sistema de agua potable de Santo Domingo opera bajo el esquema Fuente – Tanque – Red (ver imagen 2: Esquema de funcionamiento del sistema) y está constituido por los siguientes componentes:

- a) Obra de Captación que capta y deriva el agua superficial hacia la estación de bombeo;
- b) Una estación de bombeo provista de un equipo turbina de eje vertical de 100 HP en buen estado;
- c) Una (1) Línea de Conducción de 6 pulgadas PVC;
- d) Cuatro (4) Tanques de Almacenamiento, 2 para la zona I y dos para la zona II;
- e) Dos (2) Líneas de Aducción de 6 pulgadas PVC; y
- f) Una Red de Distribución que se encuentra seccionada en dos zonas hidráulicas.

Imagen 2: Configuración general del sistema de agua potable existente en Santo Domingo



Fuente: Propia

El sistema de agua de Santo Domingo es abastecido por medio de una fuente superficial, denominada El Jabalí o Túnel Azul dotada con sus respectivas estructuras de captación, estación de bombeo y línea de conducción. La fuente en uso es la siguiente:

Está constituido por un canal de piedra bolón con un vertedero rectangular de 1.4 m de ancho y 20 cm de altura. El agua es captada mediante un tubo de 10 pulgadas HF apenas sumergido que luego de tomarla, la depositan en un pozo húmedo ubicado paralelo del muro de retención; esta estructura está provista de una maraca para retener los sólidos grueso, pero no tiene válvula de limpieza. La línea de conducción es de 6 pulgadas PVC SDR-17 y C-900 con una longitud de 1.5 km. Las redes de la localidad fueron construidas con válvulas para sectorizar el servicio, y en la actualidad están siendo usadas para tal fin. En las redes de la ciudad no existen sistemas de protección contra los incendios.

El sistema de agua de Santo Domingo se abastece mediante una fuente una superficial denominada El Jabalí o Túnel Azul, (con coordenadas WGS 84 E=708845 N=1355222)

a una distancia de 1500 m de Santo Domingo. La información levantada indica que los caudales de esta fuente varían de acuerdo a la estación del año, presentando caudales de 90 y 42 LPS, para invierno y verano, respectivamente.

La toma de El Jabalí es a través de un canal de mampostería con una longitud de 30 m, en el cual se encuentra un vertedero rectangular, distante del fondo del canal unos 0.60 m, el agua se capta a través de un tubo de 10 pulgadas HF con un pascón o maraca que sirve para retener los sólidos de mayor tamaño, el conduce el agua hacia un pozo húmedo de concreto de 4.80 x 4.80 x 6.8 m de profundidad, esta estructura está en regular estado, de allí se bombea el agua hacia los 4 tanques de almacenamiento. La demanda actual de máximo día es de 24 LPS con un alto índice de pérdidas superior al 55.8%, no se puede brindar un buen servicio.

El agua captada a través del tubo de 10 pulgadas sobre el canal es llevada al pozo húmedo de concreto de 4.80 m por 4.80 m x 6.8 m de profundidad, de aquí a través de un equipo de bombeo de 100 HP, turbina eléctrica de eje vertical, es transportada a los 4 tanques que sirven de almacenamiento a la ciudad, dos para la zona I de mampostería y dos para la zona II, de acero sobre suelo. Este equipo de bombeo se encuentra en buen estado, contando con su respectivo arrancador eléctrico con sus protecciones mínimas. La sarta de bombeo de 6 pulgadas se encuentra mala condiciones, no cuenta con un sistema de protección contra el golpe de ariete, y dada la diferencia de carga entre los tanques y la misma, provocando una sobrepresión grande. No cuenta con un macro medidor. Si cuenta con válvula de descarga y limpieza, así como un manómetro.

Se realizó análisis de los principales parámetros de calidad de agua a la fuente de El Jabalí, esto nos lleva a concluir que las aguas superficiales de la zona cumplen los parámetros de las Normas CAPRE y consecuentemente pueden considerarse aptas para consumo humano, a excepción de la turbidez (según pruebas realizadas en el mes de Diciembre) y aumentan entre tanto en los meses de invierno. Los análisis de metales realizados muestran que la fuente, el contenido de Hierro y Arsénico no supera los límites establecidos en la Norma.

El sistema está equipado con 4 tanques de almacenamiento; 2 de mampostería y 2 de acero, con una capacidad total de almacenamiento de 735 m³ (aproximadamente 195,000 Gln), 2 de ellos (mampostería) son usados para brindar el servicio de agua potable a la Zona I o zona baja y los 2 de acero son usados para la zona II o zona alta, los mismos están ubicados en la periferia del casco urbano de la ciudad.

Las características básicas de las estructuras de almacenamiento se resumen a continuación:

Tabla # 1: Descripción del estado de los componentes del sistema existente

Tanque	Material / Tipo/estado	Espesor de muro	Dimensiones o Diámetros	Altura Útil	Volumen (Gln)	Ubicación
Tanque N°1 S/Suelo	Mampostería (mal estado)	0.30m	9.10m x 9.10m	1.90m	73,000	Predio de tanque #1
Tanque N°2 S/Suelo	Mampostería (mal estado)	0.30m	8.30m x 8.30m	2.00m	40,000	Predio de tanque #1
Tanque N°3 S/Suelo	Acero (mal estado)		7.42m	7.50m	80,000	Predio de tanque #2
Tanque N°4 S/Suelo	Acero (mal estado)		4.30m	4.20m	15,000	Predio de tanque #2
Total					208,000	

De la evaluación realizada, se concluye que los tanques ubicados tanto en el predio #1 como en el #2, están en mal estado, con las siguientes deficiencias:

- a) No poseen sistema de indicador de niveles;
- b) No existe pintura en el interior y el exterior del tanque;
- c) Solo uno de los tanques posee escalera externa, presenta corrosión en los peldaños;
- d) Las tuberías de rebose y de descarga, se encuentra en estado físico regular;
- e) Tres de los tanques posee válvula de altitud,
- f) El tanque de 15,000 galones se encuentra en mal estado funcional,

La línea de conducción existente consta de 1,678.88 ml de tubería de 6 pulgadas SDR-17, esta línea llena los primeros 2 tanques de la zona I (baja) y posteriormente en una derivación de 6 pulgadas llega a los otros 2 tanques de acero sobre suelo que abastece a la zona II (Alta). La primera línea tiene una longitud de 1,433.29 m y la segunda de 245.59 m. La línea presenta algunos problemas de funcionamiento, dado la diferencia de

elevación entre la fuente y la estación de bombeo, y a falta de accesorios que hagan disminuir las presiones se rompe con mucha frecuencia.

En algunos tramos de su recorrido se encuentra superficial. La línea de aducción es básicamente también de distribución dado su longitud entre los tanques y la red de distribución propiamente dicha. La red de distribución está conformada por unos 12 km de tuberías en diámetros de 25 mm a 150 mm en PVC. Al respecto y según los datos del catastro técnico realizado, las tuberías existentes por diámetro, material y longitud, son las mostradas en la tabla N°2.

Tabla # 2: Longitud de tuberías de distribución existente

Zona I (Baja)		
Diámetro (mm)	Material	Longitud (m)
50 (2 pulgadas)	PVC	2,330
75 (3 pulgadas)	PVC	1,368
100 (4 pulgadas)	PVC	426
150 (6 pulgadas)	PVC	1,069
Total		5,195
Zona II (Alta)		
Diámetro (mm)	Material	Longitud (m)
50 (2 pulgadas)	PVC	4,500
75 (3 pulgadas)	PVC	386
100 (4 pulgadas)	PVC	2,009
Total		6,896

Fuente: Propia

Los resultados del catastro técnico del sistema no revelan daños o situaciones especiales en las tuberías que sirven para la conducción- aducción y distribución del agua, a excepción de la línea de conducción que frecuentemente está presentando daños por las altas presiones y la calidad de cedula instalada. Se encontraron válvulas de control de los sistemas, estas permiten hacer la sectorización o racionalización del servicio por días.

Tabla # 3: Resultados de análisis de calidad de agua – Fuente El Jabalí

Descripción	U/M	El Jabalí (FUENTE)	Norma CAPRE
Propiedades			
Color	(UC)	2.20	15
Olor		-	-
Aspecto		-	-
Turbidez	(UNT)	36.31	5
Sólidos Disueltos	mg/l	1560.05	1000
Sólidos Suspendido	mg/l	-	-
Sólidos Totales	mg/l	-	500-1000
Temperatura	°C	18.9	18-32
pH		7.9	6,5-8,8
Conductividad Eléctrica	us/em.	210.7	400
Cationes			
Sodio (Na +)	mg/l	7.92	200
Potasio	mg/l	1.44	10
Calcio (Ca + + +)	mg/l	23.29	100
Magnesio (Mg)	mg/l	6.08	50
Hierro (Fe-tot)	mg/l	<0.06	0,1-0,5
Aniones			
Cloruros	mg/l	5.78	250
NH3 (Amonio)	mg/l	-	-
NO2 (Nitritos)	mg/l	<0.003	0.1 - 3.0
NO3 (Nitratos)	mg/l	3.07	25
Metales Pesados			
Arsénico (As)	mg/l	<0.001	0.01
Cianuro Total	mg/l	0.03	
Bacteriológico			
Coliformes Totales	UCF/100ml	105	0
Coliformes Fecales	UCF/100ml	2500	10–10000
<ld = menor límite detectable			
<lir = menor límite inferior del rango			
Nd = No detectado			
Ne = No establecido			

La información indica que el número de usuarios de la ciudad para el mes de Diciembre 2020 ascendía a 1,100 conexiones registradas, de las cuales 320 (29.1%) cuenta con medidor en buen estado y 780 (70.9%) no tiene medición, ya sea porque el mismo está en mal estado o por estar conectado de forma directa.

Actualmente el agua recibe únicamente desinfección a través de cloro líquido que se descarga sobre el volumen de agua en cada uno de los tanques, ya que el sistema de cloración no está funcionando desde hace mucho tiempo.

Los resultados del diagnóstico de la infraestructura instalada y la evaluación hidráulica realizados, revelan que los sistemas de Santo Domingo tiene una cobertura conjunta, en términos de conexiones domiciliarias instaladas, suficientes para prestar servicio al 90% de la población actual estimada en 6,794 habitantes, sin embargo las condiciones de operación del sistema no permiten un abastecimiento regular y eficiente del agua, por la concurrencia de diferentes factores, entre los cuales destacan los siguientes:

- Alto niveles de pérdidas: Debido al alto grado de pérdidas producto el bajo índice de micro medición, no se puede prestar un buen servicio a toda la población, ya que las fuentes actuales tienen las capacidades para cubrir la demanda actual de la población. Existe un superávit 21.2 LPS, si tomamos en cuenta el caudal en verano y de 45 LPS si tomamos en cuenta el caudal en invierno.
- Calidad del Agua: *La fuente actual que abastece los acueductos de Santo Domingo no se encuentran contaminadas, de acuerdo con los análisis físicos químicos y de metales pesados, cumplen con las normas de calidad de agua de CA-PRE, esto de acuerdo al análisis realizado en la fuente.*
- Déficit en el sistema de almacenamiento: La capacidad instalada en el almacenamiento es de 735 m³ (194,000 Glns) y la demanda actual es de 653 m³ (172,492 Glns), sin embargo, los tanques actuales por su estado físico serán abandonados, por lo que el déficit de almacenamiento, es la demanda del periodo de diseño. (Ver Tabla # 4).
- Restricciones hidráulicas: La existencia de diámetros de tubería inferior a la norma 2 pulgadas, hace que se creen grandes pérdidas por fricción en las tuberías generando presiones negativas en algunos puntos de la red. Si bien al acueducto contiene para el control del mismo, no existe una herramienta técnica que les permita al operador tener un control más exacto del sistema.

Tabla # 4: Resumen de componentes de los sistemas actuales

Concepto	Demanda Actual		Capacidad Instalada		Déficit Existente
	Fuente	23.71LPS	376 GPM	45 LPS	713 GPM
Almacenamiento	364.20m ³	96,220 gl	0.00 m ³	0.00gl	(-) 364.20m ³
Red de Distribución	39.52LPS	626 GPM	-	-	-

Si bien es cierto se cuenta con un superávit en la producción, muy baja, por las otras razones (tanque y red), se requiere urgentemente asegurar un reforzamiento a la infraestructura existente y mantener el esquema de funcionamiento operativo del acueducto Fuente–Tanque–Red, con un solo esquema hidráulico, haciendo micro sectores para un mejor control de las pérdidas. Debemos aclarar que esta situación es actual, por lo que se requerirá reforzar las fuentes en el futuro inmediato, si el caudal de El Jabalí por razones desciende el caudal aportado y considerado en el diseño, se tiene contemplado reforzar la fuente actual con el agua de Quebrada Alegre.

CAPÍTULO II: MARCO TEORICO

2.1 Origen, manifestación y movimiento del agua subterránea

El ciclo hídrico de la Tierra consiste en la continua circulación de humedad y de agua sobre nuestro planeta. El ciclo no tiene principio ni fin, pero el concepto de ciclo hidrológico se origina en el agua de los océanos, los cuales cubren las tres cuartas partes de la superficie terráquea. La radiación solar lleva el agua de los océanos hasta la atmósfera por evaporación, el vapor de agua se eleva y luego se aglomera dando lugar a la formación de nubes. Bajo ciertas condiciones, la humedad contenida en las nubes se condensa y se precipita en forma de lluvias o variadas formas de precipitación, la verdadera fuente de casi todas las reservas de agua dulce la constituye la precipitación que cae sobre el área terrestre.

Imagen 3: Ciclo hidrológico



Fuente: byethost9.com/Ciclo.htm

El agua que puede ser consumida por personas y animales sin riesgo de contraer enfermedades, se han establecidos valores máximos y mínimos para el contenido en minerales, diferentes iones como cloruros, nitratos, nitritos, amonio, calcio, magnesio, fosfato, arsénico etc. además de los gérmenes patógenos. El pH del agua potable debe estar entre 6,5 y 8,5.

En la actualidad, se denomina agua potable a la tratada para su consumo humano según unos estándares de calidad determinados por las autoridades locales e internacionales. Las causas de la no potabilidad del agua son: Bacterias, virus, minerales (en formas de partículas o disueltos), productos tóxicos, depósitos o partículas en suspensión.

2.2 Componentes del sistema de abastecimiento

La red de abastecimiento de agua potable es un sistema de obras de ingeniería, concatenadas que permiten llevar hasta la vivienda de los habitantes de una ciudad, pueblo o área rural relativamente densa, el agua potable. El sistema de abastecimiento de agua potable más complejo, que es el que utiliza aguas superficiales, consta de cinco partes principales, a saber:

1. Almacenamiento de agua bruta
2. Captación
3. Bombeo
4. Tratamiento
5. Almacenamiento de agua tratada
6. Red de distribución

Se analiza a continuación cada uno de los componentes:

2.2.1 Almacenamiento de agua bruta

El almacenamiento de agua bruta se hace necesario cuando la fuente de agua no tiene un caudal suficiente durante todo el año para suplir la cantidad de agua necesaria. Para almacenar el agua de los ríos o arroyos que no garantizan en todo momento el caudal necesario se construyen embalses.

En los sistemas que utilizan agua subterránea, el acuífero funciona como un verdadero tanque de almacenamiento, la mayoría de las veces con recarga natural, sin embargo, hay casos en que la recarga de los acuíferos se hace por medio de obras hidráulicas especiales.

2.2.2 Captación

La captación de un manantial debe hacerse con todo cuidado, protegiendo el lugar de afloramiento de posibles contaminaciones, delimitando un área de protección cerrada. La captación de las aguas superficiales se hace a través de las bocatomas, en algunos casos se utilizan galerías filtrantes paralelas al curso de agua para captar las aguas que resultan así con un filtrado preliminar. La captación de las aguas subterráneas se hace a través de pozos o galerías filtrantes.

2.2.3 Estación de bombeo

La estación de bombeo es el conjunto de estructuras civiles, equipos, tuberías y accesorios, que toman el agua directa o indirectamente de la fuente de abastecimiento y la impulsarán al reservorio de almacenamiento.

La ubicación de la estación de bombeo deberá ser seleccionada de tal manera que permita un funcionamiento seguro y continuo, para lo cual se tendrá en cuenta los siguientes factores:

- Fácil acceso en la etapa de construcción, operación y mantenimiento.
- Protección de la calidad del agua de fuentes contaminantes.
- Protección de inundaciones y deslizamientos.
- Eficiencia hidráulica del sistema de impulsión o distribución.
- Disponibilidad de energía eléctrica, de combustión u otro tipo.
- Topografía del terreno.
- Características del suelo.

2.2.4 Tratamiento

El tratamiento del agua para hacerla potable es la parte más delicada del sistema. El tipo de tratamiento es muy variado en función de la calidad del agua bruta. Una planta de tratamiento de agua potable completa generalmente consta de los siguientes componentes:

- **Reja:** para la retención de material grueso, tanto flotante como de arrastre de fondo;

- **Desarenador:** para retener el material en suspensión de tamaño fino;
- **Coagulación:** donde se adicionan químicos que facilitan la decantación de sustancias en suspensión coloidal y materiales muy finos en general.
- **Floculación:** es la aglomeración de partículas desestabilizadas en microfloculos y después en los floculos más grandes que tienden a depositarse en el fondo de los recipientes construidos para este fin, denominados sedimentadores.
- **Decantadores o sedimentadores:** que separan una parte importante del material fino;
- **Filtros:** que terminan de retirar el material en suspensión; Dispositivo de desinfección.

2.2.5 Almacenamiento de agua tratada

El almacenamiento del agua tratada tiene la función de compensar las variaciones horarias del consumo, y almacenar un volumen estratégico para situaciones de emergencia, como por ejemplo incendios. Existen dos tipos de tanques para agua tratada, tanques apoyados en el suelo y tanques elevados.

2.2.6 Línea de conducción

La línea de conducción se inicia en la fuente u obra de captación y finaliza en la primera casa de la comunidad.

2.2.7 Red de distribución

La red de distribución inicia en la primera vivienda del usuario del sistema. Consta de, tuberías principales, secundarias, terciarias y domiciliarias.

2.3 Distribución sub-superficial del agua

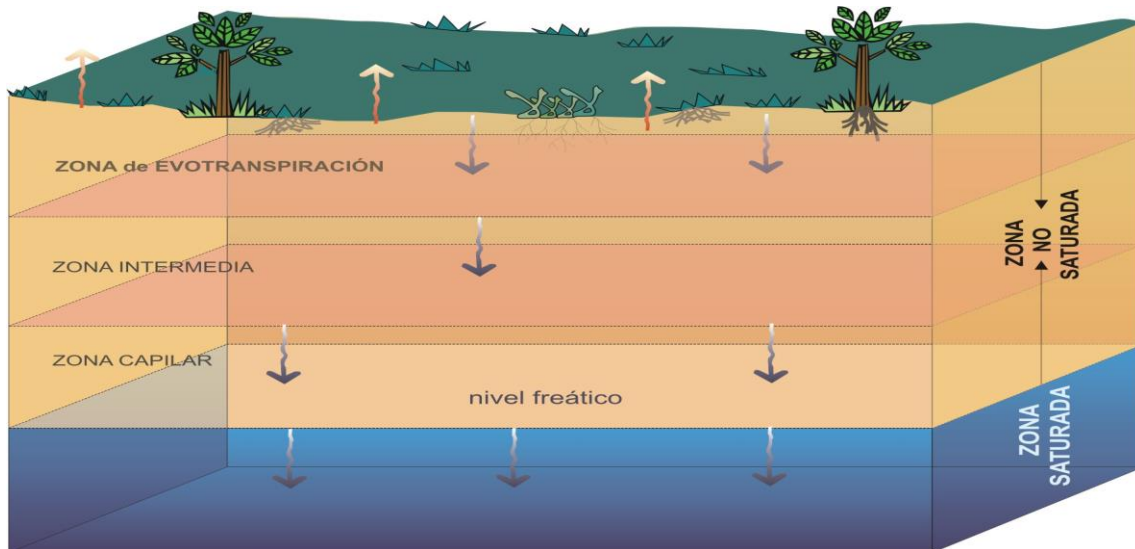
Para comprender las manifestaciones del agua en estas condiciones, se requiere estudiar la distribución vertical de esta dentro de los materiales geológicos sub-superficiales o formaciones. Los geólogos denominan rocas a todos los materiales de la corteza terrestre, ya sean no consolidados como las arenas y las arcillas, o consolidados, como el granito y la caliza. A mayor o menor profundidad, todos los materiales de la corteza te-

restre son normalmente porosos, esta parte se denomina zona de fracturación. El estrato superior en donde las aberturas están solo parcialmente llenas de agua, se denomina zona de aeración, dividiéndose esta en tres franjas: la humedad del suelo, la intermedia, y la franja capilar. Inmediatamente, por debajo de esta y en donde estas aberturas están completamente llenas de agua, está la zona de saturación.

El agua contenida en la zona de saturación es la única parte de toda el agua del subsuelo de la cual se puede hablar con propiedad como agua subterránea. La zona de saturación podría asimilarse a un gran embalse natural o sistemas de embalses cuya capacidad total es equivalente al volumen conjunto de los poros o aberturas de las rocas que se hallan llenas de agua.

El espesor de la zona de saturación varía desde unos pocos metros hasta varios cien, esto depende de la geología local, la presencia de poros o intersticios en las formaciones, la recarga y movimiento o desplazamiento del agua desde las áreas de recarga hasta las de descargas.

Imagen 4: El agua bajo zona de saturación



Fuente: Capa de aguas subterráneas. Johnson SCREMS

2.4 Fundamentos de hidrología

Las aguas provienen de la escorrentía en el terreno de agua de lluvia, lagos y ríos, que después de pasar la franja capilar del suelo, circulan y se almacenan en formaciones geológicas porosas o fracturadas, denominadas acuíferos. Los acuíferos desempeñan un papel fundamental, tanto como conductores de agua, desde sus zonas de recarga hasta lagos, ríos, manantiales, pantanos y captaciones construidas por el hombre, como almacenadores de estos recursos que, posteriormente, pueden ser aprovechados para satisfacer las necesidades de abastecimiento de sus usuarios.

2.4.1 Condiciones de la superficie freática

En ciertos acuíferos, el agua se manifiesta bajo condiciones freáticas. Ello significa que el límite superior del acuífero queda definido por la superficie freática misma; o sea, en el plano superior de la porción saturada de la formación geológica, el agua contenida se encuentra sometida a presión atmosférica tal como si estuviese contenida en un recipiente abierto.

En estas condiciones, el acuífero mismo se denomina acuífero freático. Otros términos que también se utilizan para definir este estado del agua subterránea, son los de acuífero no confinado y agua subterránea libre.

En cualquier nivel dentro de un acuífero freático o libre, la presión hidrostática es equivalente a la profundidad media desde la superficie libre hasta el punto de cuestión y puede expresarse en metros de agua. Así, por ejemplo, una partícula de agua subterránea que se halle a una profundidad de 50 pies por debajo de la superficie freática, está sometida a una presión estática de 50 pies. La zona de saturación incluye tanto estratos permeables como impermeables de materiales terrestres.

Los impermeables constituyen acuífero. Cuando un acuífero yace entre estratos impermeables situado por encima y por debajo, se dice que tanto el acuífero como el agua contenida están confinados. Debido a la presión del estrato confinante superior, el agua del acuífero no se encuentra expuesta a la presión atmosférica. Así pues, el agua se halla dentro de los poros del acuífero a una mayor presión que la atmosférica.

2.4.2 Condiciones de artesianismo

Cuando el agua subterránea está confinada, se dice que se manifiesta en condiciones de artesianismo y el acuífero se denomina acuífero artesiano. Los términos de acuífero confinado y agua subterránea confinada se aplican para describir esta condición. La carga hidráulica expresada en pies de agua y para cualquier punto dentro del acuífero viene dada por la distancia vertical desde ese nivel al punto en cuestión.

La elevación a la que ascendería el agua dentro de un pozo que penetra dentro un acuífero artesiano se define por el término técnico nivel piezométrico, el cual viene a ser una superficie imaginaria que representa la presión o carga hidráulica existente. Esta superficie imaginaria es similar a la superficie líquida real que limita a un acuífero freático.

2.4.3 Factores de infiltración

En algunos lugares, los depósitos de agua subterránea son recargados rápidamente por la lluvia. En el sitio en el que el nivel de agua de lagos y ríos se halla más alto que el de la superficie freática y en donde sus lechos son permeables, el depósito es recargado por esos cuerpos líquidos.

Cuando una corriente o un tramo de esta brindan su contribución de agua a la zona de saturación, se dice que es una corriente afluyente respecto al agua subterránea. Si por el contrario, el agua subterránea se halla a una elevación superior a la de un río y percola hacia este, se dice que la corriente es efluente de aquella.

La razón de recarga de un depósito de agua subterránea depende del régimen de precipitación de la escorrentía superficial y del caudal de los ríos. Así mismo varía de acuerdo a la permeabilidad de los suelos.

La oportunidad de infiltrar depende en mucho de la condición del suelo, su contenido de humedad y la duración de la lluvia y del patrón de drenaje en la cuenca, asimismo de la pendiente de la superficie puesto que si es muy inclinada favorece a la escorrentía superficial y si es menos fuerte, retiene por más tiempo el agua favoreciendo la infiltración.

2.4.4 Los procesos geológicos originan acuíferos

Los procesos geológicos crean rocas y acuíferos, pero a su vez, otros procesos posteriores los pueden destruir. Nuevas rocas se forman y se extienden sobre las anteriores en una sucesión de capas. Una vez que cualquier roca sedimentaria, ígnea o metamórfica queda constituida, los continuos eventos geológicos la alteran de varias maneras, lo que eventualmente mejora o daña sus propiedades acuíferas.

Las rocas que forman la corteza terrestre se han venido acumulando desde tiempos inmemorables. Su historia ha sido reunida pieza por pieza por los geólogos mediante el estudio de los fósiles que se han encontrado atrapados en su seno. Los acuíferos ostentan una variedad de formas y estructuras. Algunos depósitos marinos de arenisca se extienden sobre grandes áreas, son de textura uniforme y la variación de su espesor es muy poca.

Las disyunciones y las fracturas de ciertas rocas metamórficas tales como el granito, el gneis y la cuarcita, rinden algunas veces pequeñas cantidades de agua. Los acuíferos presentes en estos tipos de rocas no aparentan un tamaño o forma particulares, pero el agua subterránea generalmente tiene lugar cerca de la parte superior de la formación. La cantidad y el tamaño de las aberturas disminuyen rápidamente conforme aumenta la profundidad. Sería un desperdicio de tiempo, esfuerzo y dinero tratar de perforar más de unos cuantos metros en este tipo de materiales.

2.4.4.1 Las funciones de un acuífero

Dos son las funciones importantes que realiza un acuífero; almacenadora y otra transmisora. Esta almacena agua, sirviendo como depósito y trasmite agua como lo hace un conducto. Las aberturas o poros de una formación acuífera sirven tanto de espacio para almacenamiento como de red de conductos.

El agua subterránea se mueve constantemente a través de distancias extensas y desde las áreas de recarga hacia las de descarga. El desplazamiento es muy lento, con velocidades que se miden en metros por día y a veces en metros por año. Como consecuencia de ello y del gran volumen que su porosidad representa, un acuífero retiene enormes cantidades de agua en almacenamiento inestable.

La discusión previa ha expuesto que las aberturas en las formaciones geológicas sub-superficiales son de tres clases generales:

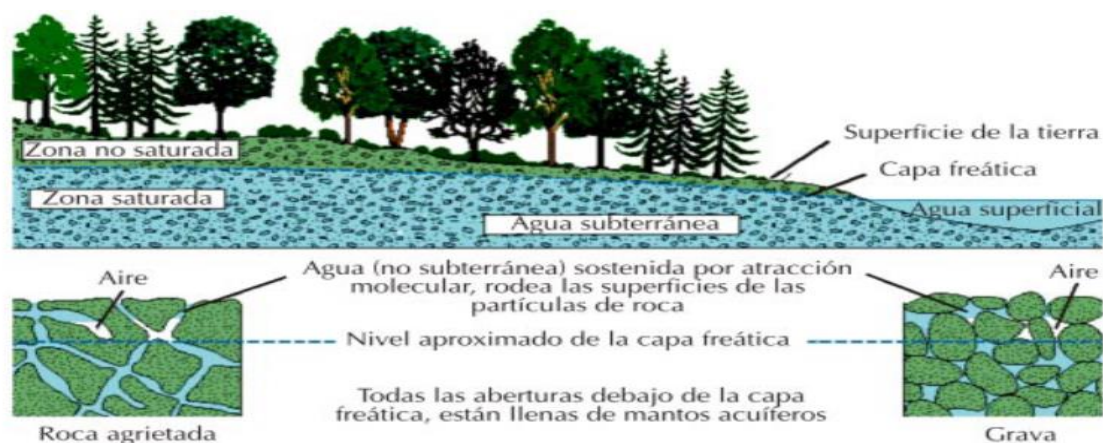
- Aberturas comprendidas entre las partículas individuales, como en las formaciones constituidas por arena y grava.
- Fisuras, disyunciones o facturas en las rocas duras y que se han desarrollado al quebraste.
- Canales de disolución y cavernas en las calizas y aberturas resultantes de la contracción y de la evolución de los gases en las lavas.

Las dos propiedades de un acuífero que tienen relación con su capacidad de almacenar agua, son su porosidad y rendimiento específico.

2.4.4.2 Acuíferos

Un acuífero es aquel estrato o formación geológica que permite la circulación del agua a través de sus poros y/o grietas. Dentro de estas formaciones puede encontrarse materiales muy variables como grava de río, calizas muy agrietadas, areniscas porosas poco cementada, arena de playa, algunas formaciones volcánicas depósitos de dunas.

Imagen 5: Estructura de un acuífero



Fuente: Capa de aguas subterráneas. Johnson SCREMS

El material presente en un acuífero puede estar compuesto de diversos depósitos como arenas, gravas, limos, y arcillas, o también por formaciones geológicas tales como rocas fracturadas y/o fisuras provocadas por fallas o material calcáreo (calizas) con grietas

producto de disolución. Dependiendo del caudal y características del estrato, las aguas subterráneas pueden generar por erosión auténticos canales subterráneos por donde circula libremente.

En función de la presión hidrostática del agua encerrada en estos reservorios de agua, es posible clasificar los distintos tipos de acuíferos existentes. Por otro lado, reconocer el acuífero según su presión, se traduce en una circunstancia práctica muy útil que facilita el determinar el tipo de captaciones de agua subterránea. Entonces de acuerdo a lo anterior se tiene:

2.4.4.3 Acuíferos libres

Son aquellos en los cuales existe una superficie libre de agua almacenada que se encuentra a presión atmosférica. La superficie del agua correspondiente al nivel freático y podrá estar en contacto directo con el aire o no. En estos acuíferos, al perforar pozos que los atraviesan total o parcialmente, el agua alcanza un nivel que sería el mismo que tendría dentro de la formación geológica; es decir, el nivel freático (nivel real) coincide con el nivel piezométrico (nivel ideal que alcanzaría el agua a presión atmosférica).

2.4.4.4 Acuíferos confinados

En este tipo de acuífero, el agua contenida está sometida a ciertas presiones, superiores a las atmosféricas y ocupa la totalidad de los reservorios de la formación geológica, saturándola totalmente. Están sellados por materiales impermeables que no permiten que el agua ascienda hasta igualar su presión a la atmosférica. Por este motivo, al perforar pozos que atraviesen el límite superior del material que constituye el acuífero, se observará que el nivel del agua asciende muy rápido hasta que se estabiliza en el nivel piezométrico. Podrán darse pozos surgentes si el nivel del agua queda por encima del nivel topográfico y pozos artesianos si el nivel se estabiliza por debajo de la cota del terreno. De esta manera, si imaginamos una serie de pozos atravesando un acuífero de este tipo, y unimos los niveles que alcanza el agua en cada uno, obtendríamos una superficie piezométrica que no coincide con el nivel freático que tenía el acuífero en estado natural.

2.4.4.5 Acuíferos semiconfinados

Constituyen una variedad de los confinados, y se caracterizan por tener el techo (parte superior) y/o la base (parte inferior) sellado por materiales que no son totalmente impermeables. Los cuales permiten una filtración vertical que alimenta muy lentamente al acuífero principal. En estos casos, habrá situaciones en los que la recarga podrá hacerse en ambos sentidos en función de la diferencia de potencial. Los acuíferos son explotados a través de varios tipos de captaciones, entre las cuales, las más comunes son:

Pozos profundos: Perforados a través de muchas técnicas y generalmente requieren de grandes equipos de perforación.

Aljibes: Son pozos poco profundos, generalmente excavados a mano y algunas veces revestidos en piedra, ladrillo o cemento.

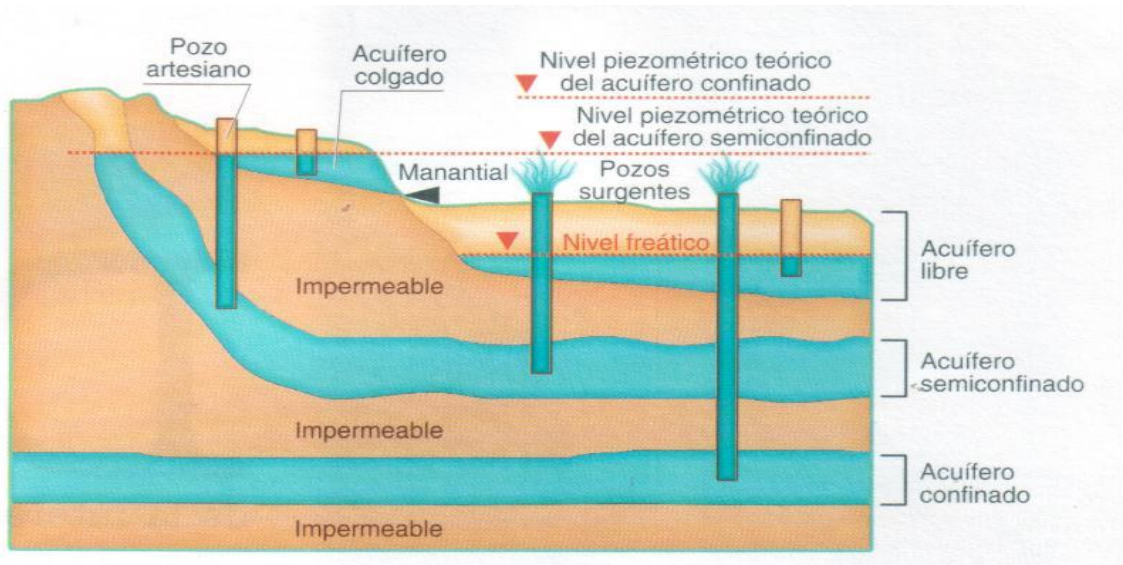
Manantiales: Son exposiciones naturales de las aguas subterráneas en superficie y que son aprovechados directamente, sin necesidad de grandes obras.

La elección de alguna de estas formas de acceder a los acuíferos dependerá tanto de las características hidrogeológicas de la zona en particular, como de las necesidades de abastecimiento del agua y de las condiciones socioeconómicas de la región.

Una de las grandes ventajas de las aguas subterráneas es que generalmente son de buena calidad para consumo humano por estar protegidas naturalmente por capas de suelos o rocas que tienen la capacidad para atenuar, retardar o retener algunos contaminantes, además de ser menos susceptibles que las aguas superficiales a cambios climáticos.

Por otro lado, una vez contaminadas las aguas subterráneas como consecuencia de alguna actividad en la superficie (agrícola, industrial, disposición de residuos o de afluentes, etc.) será casi imposible o demasiado costosa su recuperación. Por lo anterior, cuando se accede a estos recursos hídricos, implícitamente debe haber compromiso con su protección y conservación para garantizar su aprovechamiento futuro.

Imagen 6: Tipos de acuíferos



Fuente: Capa de aguas subterráneas. Johnson SCREMS

2.5 Zona de captación

Se define como el sector vivo y activo de la obra, y corresponde a aquel sector de revestimiento que enfrenta la zona filtrante por donde se produce el ingreso del agua. Este sistema permite el ingreso de agua limpia, exenta de sedimentos, y debe cumplir con exigencia de orden hidráulico, de manera que el pozo sea eficiente y que su caudal específico sea el mayor posible.

La zona de captación está conformada por dos partes: la rejilla o tubería ranurada, y el filtro de grava. Ambos elementos tienen por objeto permitir el acceso de agua libre de material fino en suspensión, impidiendo; además, derrumbes en la perforación. Los referidos elementos deben ser diseñados con el fin de generar el mínimo de pérdidas de carga hidráulica.

Existe una variedad de alternativas, tanto para tubería ranurada (orificios circulares, orificios rectangulares, ranuras verticales, y ranuras horizontales), como para rejilla de persianas o celosía, y rejilla Johnson. En cualquier caso, el fundamento hidráulico para una eficiente operación es el mismo, a mayor área abierta de la rejilla menor será la altura de succión. El tamaño de la rejilla está en función de la velocidad de entrada del flujo al interior del espesor del acuífero, del área abierta de la rejilla, y del caudal. El área abierta

de la rejilla puede llegar a reducirse hasta en un 50% como producto de la presencia de arenas, gravas, elementos, y crecimiento bacteriano.

La velocidad de entrada del flujo a través de las rejillas es un parámetro que se puede manejar para impedir el problema de reducción de su área. Los aumentos en velocidad y reducción de presión del agua que ingresa al pozo a través de la rejilla favorecen la formación de precipitados. Valores de velocidad de entrada del flujo recomendadas en función del conductividad hidráulica o permeabilidad del acuífero.

Tabla 5: Valores recomendados de la velocidad de entrada o permeabilidad del acuífero

K (m/día)	Velocidad de entrada (cm/s)
< 20	1,0
20	1,5
40	2,0
80	3,0
120	4,0
160	4,5
200	5,0
240	5,5
> 240	6,0

Fuente: Johnson SCREMS

2.5.1 Longitud de las rejillas

La longitud de la rejilla debe escogerse con relación al espesor del acuífero, abatimiento disponible, y estratificación de la formación. Las reglas a utilizar se pueden aplicar a cuatro situaciones siguientes:

Acuífero artesiano homogéneo: En este acuífero deberá enrejillarse de un 70 a un 80 % del espesor del acuífero suponiendo que el nivel del agua no descienda por debajo del techo de este. Una buena práctica de diseño indica que el máximo abatimiento debe ser igual a la distancia que hay desde el nivel estático hasta el techo del acuífero.

Acuífero artesiano heterogéneo: Obviamente, en este tipo de formación acuífera lo mejor es enrejillar el estrato más permeable. Este se puede determinar mediante laboratorio, prueba de permeabilidad, análisis granulométrico, inspección visual, y una comparación de los materiales que representa cada estrato.

La confiabilidad depende de los factores económicos que gobiernan la obra y son los mismos que indican cuánto gasto está justificado hacer para determinar con mayor precisión los intervalos favorables del acuífero.

Acuífero freático homogéneo: Tanto la teoría como la experiencia han demostrado que al enrejillar el tercio inferior del acuífero se obtiene el mejor diseño para esta condición. En algunos pozos se puede enrejillar la mitad inferior del acuífero para obtener una mayor capacidad específica.

Acuífero de nivel freático heterogéneo: Los principios de diseño que se aplican a los acuíferos artesianos heterogéneos se utilizan también en los diseños de pozos perforados en acuíferos freáticos heterogéneos. La única variación en el caso de un acuífero freático es la posición de la rejilla o en los tramos de esta, que ahora deben colocarse en los intervalos inferiores permeables para disponer del máximo abatimiento.

2.5.2 Abertura de las ranuras de las rejillas

En aquellos pozos desarrollados de forma natural las aberturas de las rejillas se deben escoger mediante un análisis granulométrico, la abertura se escoge en la curva granulométrica como aquella que retendrá un 40 o 50 % de la arena.

En la naturaleza se presenta; por lo general, las formaciones heterogéneas o acuíferos estratificados. Cuando se trate de una formación de este tipo, la abertura de la ranura de los diversos tramos de una rejilla de pozo se escoge de modo que se ajuste a la gradación de los materiales de todos los estratos.

2.5.3 Diámetro de la rejilla

El diámetro de la rejilla se escoge con miras a cumplir con un principio básico que consiste en proveer suficiente área de entrada para que la velocidad del agua al pozo no exceda un cierto valor estipulado.

El diámetro de la rejilla constituye un factor que podría variarse una vez que la longitud y el tamaño de la ranura queda definido. En gran medida, son las características naturales del acuífero las que establecen estas dimensiones.

Las pruebas de laboratorio y la experiencia en el campo demuestran que, si la velocidad de entrada del agua a través de la rejilla es de un valor igual o menor de 3 cm/s, las pérdidas por fricción en las aberturas de las rejillas serán de un valor despreciable, por lo que las velocidades de incrustación y corrosión serán mínimas. Un valor comúnmente utilizado es el recomendado por la National Water Well Association, que indica que la velocidad máxima permitida es de 3 o 0.03 m/s.

2.5.4 Filtro de grava

Puesto que la teoría de diseño de la gradación de los filtros de grava se basa en la retención mecánica de las partículas de la formación, lo único que se necesitará será un espesor de filtro de solamente dos o tres tamaños de granos para que el filtro retenga y controle la arena de la formación.

Los materiales para filtro deberán estar limpios y contener granos bien redondeados que sean lisos y uniformes, estas características aumentan la permeabilidad y porosidad del material del filtro. Una menor separación hidráulica de las partículas tiene lugar en un material uniforme cuando se coloca o se deja asentar a una profundidad considerable dentro del agua.

Es fundamental una prolija selección de la grava, pues la permeabilidad del filtro debe ser mayor que la del acuífero. Se requiere de un trabajo minucioso y prudente en la colocación del filtro, procurando que no se pierda la graduación de la grava elegida. El espesor del filtro deberá de ser de 7 a 20 cm (3 a 8 pulgadas), dependiendo del valor de la profundidad del pozo y de lo regular de la construcción de la perforación.

En muchas ocasiones, las características del subsuelo posibilitan la creación de la pared de grava con las propias partículas que constituyen la formación. Al respecto se sugiere la siguiente receta para un buen diseño de estos filtros: Cualquier clase de material, por fino que sea, se puede controlar con un filtro construido por grava graduada, con partículas limitadas entre $\frac{1}{4}$ y $\frac{1}{2}$ " de diámetro.

2.5.5 Limpieza y desarrollo

Ese proceso consiste en un conjunto de operaciones realizadas una vez colocada la rejilla, destinadas a extraer los residuos (lodos); logrando un arreglo y mejoramiento en la granulometría; a aumentar la permeabilidad del acuífero hasta llegar al nivel que tenía previo a la perforación y que se ve reducida por la perforación misma al compactar las paredes y al extraer la presencia de lodos que recubren las paredes de este; y finalmente, a prolongar la vida útil del componente.

Una vez terminado, debería realizarse operaciones de limpieza que tengan como objeto desalojar la bentonita, o; en forma general, los lodos de perforación utilizados durante la construcción. Los métodos de desarrollo son básicamente vaivén y pistón, chorros de agua a altas velocidades, aire comprimido, bombeo intermitente o agitación, y sobrebombeo.

2.6 Prueba de bombeo

Es de suma importancia la realización de prueba de bombeo, con el propósito de saber los rendimientos de los acuíferos. El objetivo de esta prueba es para conocer el caudal, es decir, el caudal óptimo de explotación donde se tenga un rendimiento máximo, en cuanto a los niveles de bombeo, ya sea en invierno o verano y no afecte la eficiencia durante la operación definitiva del equipo a instalar.

Prueba a caudal variable o escalonada: La finalidad de esta prueba es determinar el comportamiento de los niveles de bombeo en la unidad de tiempo, esta prueba se realiza con diferentes caudales y se pasa al siguiente caudal cuando se logra mantener el nivel dinámico de bombeo con respecto al tiempo constante para un mismo caudal de explotación, puede tener hasta cuatro caudales diferentes.

Prueba a caudal constante: Esta es la prueba definitiva y es de larga duración, se realiza con un solo caudal y puede durar 72 o más horas continuas de bombeo.

2.6.1 Estación de bombeo

Antes de determinar el tamaño de un sistema de bombeo de agua, es necesario entender los conceptos básicos que describen las condiciones hidráulicas de una obra. El tamaño del sistema está en relación directa con el producto de la Carga Dinámica Total (CDT) y el volumen diario necesario. Este producto se conoce como ciclo hidráulico, la Carga Dinámica Total es la suma de la Carga Estática (CE) y la Carga Dinámica (CD):

$$CDT = NE + s + AD + H_f \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde:

CDT: Carga Dinámica Total, en m.

NE: Nivel Estático, en m.

s: Abatimiento, en m.

AD: Altura de Descarga, en m.

H_f: Pérdidas de fricción, en m.

2.7 Carga Estática

La Carga Estática puede obtenerse con mediciones directas, se trata de la distancia vertical que el agua recorre desde el nivel de acuífero hasta la altura de descarga. La Carga Estática es entonces, la suma del abatimiento, el Nivel Estático, y la altura de descarga. Todos los pozos experimentan el fenómeno de abatimiento cuando se bombea agua.

2.8 Carga Dinámica (fricción)

La Carga Dinámica es el incremento de la presión causado por la resistencia al flujo al agua debido a la rugosidad de las tuberías y componentes como codos y válvulas. Esta rugosidad depende del material usado en la fabricación de las tuberías. Los tubos de acero producen una fricción diferente a la de los tubos de plástico (PVC) de similar tamaño. Además, el diámetro de los tubos influye en la fricción, mientras más estrechos, mayor resistencia producida. Para calcular la Carga Dinámica es necesario encontrar la distancia que recorre el agua desde el punto en el que esta entra a la bomba hasta el punto de descarga, incluyendo las distancias horizontales, así como el material de la

línea de conducción y su diámetro. Con esta información se puede estimar la Carga Dinámica de varias maneras.

2.8.1 Tablas de fricción

Existen tablas publicadas por diferentes fabricantes que indican el porcentaje de fricción que debe añadirse en base al caudal, diámetro y material de las tuberías. En este apéndice se puede apreciar unas tablas de fricción para tuberías de PVC y acero galvanizado. Estas tablas proporcionan un valor más cercano al de la fricción verdadera. El método de Hazen - Williams es válido solamente para el agua que fluye en las temperaturas ordinarias (5 a 25 °C). La ecuación es sencilla, y su cálculo es simple debido a que el coeficiente de rugosidad C no está en función de la velocidad ni del diámetro de la tubería. Es útil en el cálculo de pérdidas de carga de tuberías para redes de distribución de diversos materiales, especialmente de fundición y acero.

$$H_f = 10.674L \left(\frac{Q^{1.852}}{C^{1.852} D^{4.871}} \right) \quad \text{Ecuación 2}$$

Donde:

H_f: Pérdida de carga o de energía, en m.

L: Longitud de la tubería, en m.

Q: Caudal, en m³/s.

C: Coeficiente de rugosidad, adimensional.

D: Diámetro interno de la tubería, en m.

Una vez determinado el rendimiento del acuífero, longitud de la línea de conducción, niveles topográficos, y pérdidas de carga, se determinará la Carga Total Dinámica, con estos parámetros se procederá a la selección del sistema de bombeo del pozo, para lo que se tomará en consideración los siguientes elementos:

- Equipo de bombeo.
- Válvulas de regulación y control.
- Equipo para cloración.
- Grupo generador de energía y fuerza motriz.

- Interruptores de máximo y mínimo nivel.
- Tablero de protección y control eléctrico.
- Caseta de bombeo.

Tabla 6: Valores del coeficiente de rugosidad de Hazen - Williams para diferentes materiales

Material	C	Material	C
Asbesto cemento	140	Hierro galvanizado	120
Latón	130-140	Vidrio	140
Ladrillo de saneamiento	100	Plomo	130-140
Hierro fundido, nuevo	130	Plástico (PE, PVC)	140-150
Hierro fundido, 10 años de edad	107-113	Tubería lisa nueva	140
Hierro fundido, 20 años de edad	89-100	Acero nuevo	140-150
Hierro fundido, 30 años de edad	75-90	Acero	130
Hierro fundido, 40 años de edad	64-83	Acero rolado	110
Concreto	120-140	Lata	130
Cobre	130-140	Madera	120
Hierro dúctil	120	Hormigón	120-140

Fuente: <http://es.scribd.com/doc/57468533/Hazen-Williams>

2.9 Criterios de aplicación

En esta propuesta monográfica se presenta todas las alternativas técnico-económicas factibles, de tal manera que pueda aplicarse el criterio de costo mínimo. Para la selección de la fuente superficial debe tenerse en cuenta la calidad del agua en la fuente, tanto química como bacteriológica, y la facilidad de construcción, de manera que se tenga una obra de costo mínimo. Además, deben efectuarse los estudios de impacto ambiental con el fin de minimizar los efectos sobre el medio ambiente y el ecosistema.

2.9.1 Demanda de la población

Para el diseño de un sistema de agua potable en la zona rural se requiere de una serie de normas y criterios que no necesariamente deben ser las normas del sector urbano debido a que existen diferencias en ambos medios, debiendo considerar dentro de esas diferencias los factores culturales, económicos y sociales.

2.9.2 Cálculo de población

Para el cálculo de las poblaciones futuras se usará el método geométrico, el cual está expresado por la ecuación siguiente:

$$P_n = P_0(1 + r)^n \quad \text{Ecuación 3}$$

Donde:

P_n = Población proyectada, en hab.

P_0 = Población al inicio del período de diseño, en hab.

r = Tasa de crecimiento en el período de diseño, en notación decimal.

n = Número de años que comprende el período de diseño, en años.

Si no se dispone de datos de población al inicio del período de diseño, deberá efectuarse un censo poblacional por medio de los representantes comunitarios o promotores sociales previamente entrenados. Conviene conocer la tasa de crecimiento histórico nacional para compararla con la obtenida en cada caso particular. Los valores anuales varían de 2.5 a 4 %. El proyectista deberá justificar la adopción de tasas de crecimiento diferentes a los valores indicados.

2.9.3 Dotación

La dotación de agua, expresada como la cantidad de agua por persona por día, está en dependencia de:

- Nivel de servicio adoptado.
- Factores geográficos.
- Factores culturales.
- Uso del agua.

Para sistemas de abastecimiento de agua potable por medio de puestos públicos, se asignará un caudal de 40 a 50 lppd. Para sistemas de abastecimiento de agua potable por medio de conexiones domiciliarias de patio, se asignará un caudal de 70 a 80 lppd. Para pozos excavados a mano y perforados, se asignará una dotación de 20 a 30 lppd.

2.9.4 Variaciones de consumo

Las variaciones de consumo estarán expresadas como factores de la demanda promedio diaria y servirán de base para el dimensionamiento de la capacidad de obras de captación, línea de conducción y red de distribución, etc. Estos valores son los siguientes:

Consumo Máximo Diario (CMD).

Consumo Máximo Horario (CMH).

$$\text{CMD} = 1.5\text{CPD} + \text{hp} \quad \text{Ecuación 4}$$

$$\text{CMH} = 2.5\text{CPD} + \text{hp} \quad \text{Ecuación 5}$$

Donde:

CMD: Consumo Máximo Diario en **GPM**.

CPD: Consumo Promedio Diario, en **GPM**.

CMH: Consumo Máximo Horario, en **GPM**.

hp: Pérdidas de agua permisible

Tabla 7: Períodos económicos de diseño para los elementos de un sistema de abastecimiento

TIPOS DE COMPONENTES	PERÍODO DE DISEÑO
Pozos excavados	10 años
Pozos perforados	15 años
Captaciones superficiales y manantiales	20 años
Desarenador	20 años
Filtro lento	20 años
Líneas de conducción	15 años
Tanque de almacenamiento	20 años
Red de distribución	15 años

Fuente: Normas NTON 09003–99 **INAA**

2.9.5 Presiones máximas y mínimas

Para brindar presiones adecuadas durante el funcionamiento del sistema de abastecimiento se recomienda que éstas estén dentro de un rango permisible, específicamente los valores siguientes:

Presión mínima: 14 metros.

Presión máxima: 50 metros.

Se deberá asignar el coeficiente de rugosidad (C) de Hazen - Williams para los diferentes tipos de materiales de tubería a utilizar. Se recomienda fijar los valores de las velocidades del flujo en los conductos en un rango para evitar erosión interna o sedimentación en estos. Los valores permisibles son los siguientes:

Velocidad mínima: 0.6 m/s.

Velocidad máxima: 2 m/s.

2.9.6 Pérdidas de agua en el sistema (hp)

Cuando se proyectan sistemas de abastecimiento de agua potable, es necesario considerar las pérdidas que se presentan en cada uno de sus componentes, la cantidad total de agua perdida se fija como un porcentaje del Consumo Promedio Diario, cuyo valor no deberá ser mayor del 20%.

2.10 Estaciones de bombeo

En las estaciones de bombeo para pozos perforados deben considerarse los elementos que la forman, lo que consiste en: Caseta de protección de conexiones eléctricas o mecánicas, conexión de bomba o sarta, fundación y equipo de bombeo (bomba y motor), y tipo de energía.

Los equipos de bombeo que generalmente se emplean son los de turbina de eje vertical, para su selección deben tomarse en cuenta los factores siguientes:

Nivel de bombeo de acuerdo a los resultados de las pruebas de bombeo efectuado al pozo. Variaciones estacionales o niveles naturales del agua subterránea en las estaciones secas y lluviosas.

El diámetro de la columna de bombeo dentro del pozo, acoplada a la bomba, será diseñada para una pérdida de fricción no mayor que el 5 % de su longitud, por lo cual se recomiendan los diámetros para columnas de bombeo en relación al caudal.

Tabla 8: Relación entre el diámetro de la columna de bombeo y el caudal de bombeo

Diámetro de columna de bombeo		Caudal del bombeo	
Pulg	mm	GPM	LPS
3	75	50	3.15
4	100	100	6.3
6	150	600	37.8

Fuente: Normas NTON 09003–99 INAA

El diámetro de la tubería de impulsión no deberá ser menor que el admitido por las bombas, en caso de que el diámetro de la tubería de succión sea mayor que el de la admisión de la bomba (bombas horizontales), se debe conectar una reducción excéntrica. En la tubería de descarga se deberá efectuar un estudio económico-comparativo de diversos diámetros para seleccionar el más apropiado.

De acuerdo al tipo de bomba a instalarse, se tienen motores eléctricos verticales que se emplean para bombas centrifugas en pozos profundos, motores eléctricos sumergibles, y motores para bombas horizontales con capacidad de uso corriente, dados por los fabricantes, que oscilan entre los 3 y 200 HP, y de mayor capacidad. Se tiene que considerar como norma, emplear un factor de 1.15 para calcular los HP del motor en base a los HP de la bomba debido a la pérdida mecánica.

Las velocidades de operación de los motores eléctricos varían de acuerdo a la capacidad o caudal del equipo de bombeo. De acuerdo a la capacidad de los motores eléctricos, se recomienda los tipos de energía siguientes:

Para motores de 3 a 5 HP emplear 1/60/110 energía monofásica, para motores mayores de 5 HP y menores de 50 HP se usará 3/60/220 y mayores de 50 HP se empleará 3/60/440 energía trifásica.

2.10.1 Diseño de columna de bombeo

El diámetro de la columna de bombeo se adoptó según el caudal de bombeo y la tabla 10 de la norma (MIFIC, 2019, p. 20). La longitud de la columna de bombeo se calcula con el nivel dinámico del pozo más la sumergencia.

$$L = NDA + \text{Sumergencia} + \text{variacion estacionaria} \quad \text{Ecuación 6}$$

Donde:

L: Longitud de la columna

NDA: Nivel dinámico del agua, m

Sumergencia = 6 m (MIFIC, 2019, p. 20).

La velocidad de flujo se calculará mediante la ecuación 7

$$V = \frac{Q_b}{\frac{\pi D^2}{4}} \quad \text{Ecuación 7}$$

Donde:

V: Velocidad de diseño, m/s

Qb: Caudal de bombeo, m³/s

D: Diámetro, m

La pérdida de carga se calcula mediante la ecuación 8 de Hazen-Williams

$$h_f = 10.647 \times \frac{Q_b^{1.85}}{C^{1.85} \times D^{4.87}} \times L \quad \text{Ecuación 8}$$

Donde:

Hf: Pérdida de carga por fricción, m

Qb: Caudal de bombeo, m³/s

C: Coeficiente de Hazen Williams

D: Diámetro, m

L: Longitud de la columna, m

El criterio de diseño según la norma la pérdida por fricción debe ser menores del 5% de la longitud de la columna de bombeo (MIFIC, 2019, p. 20)

2.10.2 Diseño de Sarta

Se calculará mediante la relación del caudal de consumo máximo diario y la tabla de diámetro que recomienda la norma descrita en la tabla 11 (MIFIC, 2019, p. 21)

Se adoptará una longitud de 6 m, suficiente para colocar los elementos de la sarta de diámetro 6 pulgadas.

La velocidad se calculará y comprobará que se cumpla el criterio de diseño que establece que la velocidad debe estar en un rango de 0.6-1.5 m/s (MIFIC, 2019, p. 24).

La pérdida por fricción en la sarta se calculará mediante la ecuación 6 de Hazen Williams.

Las pérdidas locales se calcularán mediante la ecuación 9

$$hl \text{ sarta} = \sum k \times \frac{V^2}{2g} \quad \text{Ecuación 9}$$

Donde:

hl: pérdida local en la sarta, m

k: coeficiente de accesorios

V: velocidad, m/s

g: Gravedad, m/s²

2.10.3 Golpe de Ariete

Todos los cálculos relacionados con el fenómeno transitorio conocido como golpe de ariete se utilizarán las ecuaciones de la 16-25 (Escuela Universitaria de Ingeniería Técnica Agrícola de Ciudad Real, 2016).

Para el cálculo de la celeridad se utilizó la ecuación 10 de Allievi.

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \times \frac{D}{e}}} \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde:

a: Celeridad de la onda, m/s

K: Coeficiente en función del módulo de elasticidad del material constitutivo del material de la tubería, para el cálculo se utilizó la ecuación 11.

D: Diámetro de la tubería, mm

e: Espesor de la tubería, mm

$$K = \frac{10^{10}}{\varepsilon} \quad \text{Ecuación 2}$$

Donde:

ε : Modulo de elasticidad, Kg/m², para PVC es 3.108 Kg/m²

El tiempo de cierre de la válvula se calculó con la ecuación 12 Mendiluce

$$T = c + \frac{k \times L \times v}{g \times H_m} \quad \text{Ecuación 3}$$

Donde:

T: Tiempo de cierre de la válvula, s

C y K: Coeficiente de ajustes empíricos

L: Longitud de la conducción, m

v: Velocidad, m/s

g: Aceleración de la gravedad, m/s²

Hm: Carga dinámica total, m

El tiempo de recorrido de la onda de presión se calculó con la ecuación 13:

$$t = \frac{2L}{a} \quad \text{Ecuación 4}$$

Donde:

t: Tiempo de recorrido de la onda de presión, s

L: Longitud de la conducción, m

a: Celeridad de la onda, m/s

La evaluación del tipo de cierre se hizo mediante las siguientes expresiones:

$$t < \frac{2L}{a} \text{ Cierre rapido } t > \frac{2L}{a} \text{ Cierre lento} \quad \text{Ecuación 5}$$

El cálculo de la longitud crítica se hizo con la ecuación 15

$$L_c = \frac{2T}{a} \quad \text{Ecuación 6}$$

Donde:

Lc: Longitud Crítica, m

T: Tiempo de cierre de la válvula, s

a: Celeridad de la onda, m/s

A través de la ecuación 16 se procede al cálculo del Lm o tramo de tubería con mayor sobrepresión.

$$L_m = L - L_c \quad \text{Ecuación 7}$$

Para determinar el tipo de impulsión se usaron las siguientes expresiones:

$$l > L_c \text{ Impulsión larga } \quad l < L_c \text{ Impulsión corta} \quad \text{Ecuación 8}$$

Para calcular la sobre presión en la línea de impulsión se utilizaron las siguientes expresiones:

Si la impulsión es corta y el cierre lento se usará la ecuación 18 de Michaud

$$\Delta H = \frac{2 \times L \times v}{g \times T} \quad \text{Ecuación 9}$$

Si la impulsión es larga y el cierre rápido se usará la ecuación 19 de Allievi

$$\Delta H = \frac{a \times v}{g} \quad \text{Ecuación 10}$$

Basado en los resultados de la sobrepresión y presión total del sistema se seleccionó la cédula de la tubería a utilizarse.

2.11 Almacenamiento

Debido a que las normas actuales de diseño de abastecimiento y potabilización de agua (NTON 09003–99 **INAA**) tienen como objetivo el establecimiento de las principales directrices para el propósito indicado (ver prólogo de documento de normas de diseño), y tomando en consideración que el acueducto opera bajo el esquema fuente-tanque-red, existe el riesgo de que los tanques de almacenamiento, en un buen número de casos, no logren ser llenados, debido; por lo general, a la falta de una buena micromedición en la red de distribución y a excesos de fugas en las tuberías u otros componentes del acueducto.

Debido a las condiciones y características propias de este proyecto, y a los riesgos señalados con anterioridad, el volumen de almacenamiento será proyectado para el cumplimiento de las condiciones que a continuación se describen:

A) Garantizar un abastecimiento suficiente y continuo de agua a la población mediante un volumen equivalente al 25 % del Consumo Promedio Diario para compensación de

las demandas de máximo consumo horario, más un volumen equivalente al 15 % del Consumo Promedio Diario para garantizar el abastecimiento de agua a la población durante un período de tiempo en el que se interrumpa el suministro de agua procedente de la fuente por razones que estén fuera del control del personal operativo.

B) El volumen de almacenamiento total será mayor a la sumatoria del 25 % del Consumo Promedio Diario más el volumen necesario para atender un incendio de doble duración. Esto conforme a los criterios expresados en el libro *Diseño de Acueductos y Alcantarillados*, Ricardo Alfredo López Cualla, segunda edición, editorial Alfa Omega.

Cuando las condiciones de altitud del área del proyecto y sus alrededores sean llanas, y para evitar la necesidad de construir un tanque sobre torre de gran volumen excesivamente elevado, el volumen de almacenamiento total podrá dividirse en dos partes, uno sobre torre, cuyo volumen será de un 10 a 20 % del volumen total de diseño; mediante el cual se proveerá las presiones de servicio mínimas en los sectores más desfavorables de la red de distribución, el segundo volumen de almacenamiento será sobre el suelo, y podrá estar contenido en uno o dos tanques que contendrán de un 80 a 90 % del volumen total de diseño.

2.11.1 Capacidad

La capacidad del tanque de almacenamiento deberá satisfacer las condiciones siguientes:

2.11.2 Volumen del compensador

El volumen necesario para compensar las variaciones horarias del consumo se estimará en un 15 % del Consumo Promedio Diario.

2.11.3 Volumen de reserva

El volumen de reserva para atender eventualidades en caso de emergencia, reparaciones en línea de conducción u obras de captación, se estimará en un 20 % del Consumo Promedio Diario.

2.11.4 Localización

Los tanques de almacenamiento deberán estar localizados en zonas próximas al poblado y tomándose en cuenta la topografía del terreno, de tal manera que brinden presiones de servicio aceptables en los puntos de distribución.

2.11.5 Clases y tipo de tanques

2.11.5.1 Clases de tanques

Las clases de tanques, de acuerdo a los materiales de construcción, se clasifican en:

2.11.5.1.1 Mampostería

Se recomienda construir tanques de esta materia en aquellas localidades en donde se disponga de piedra bolón o piedra cantera, la altura no será mayor de 2.5 metros.

2.11.5.1.2 Concreto reforzado

En la construcción de tanques con este material, se debe considerar la permeabilidad del terreno, la altura no será mayor de 3 metros.

2.11.5.1.3 Acero

Se propone construir tanques de acero cuando en la localidad no se disponga de materiales locales como en los casos anteriores, y por razones de requerimiento de presiones de servicio.

2.11.5.2 Tipos de tanques

Los tipos de tanques que se ha recomendado construir en el país son los siguientes:

2.11.5.2.1 Tanques sobre el suelo

Se recomienda este tipo de tanques cuando la topografía del terreno lo permita, y en comunidades rurales que dispongan localmente de materiales de construcción como piedra bolón o cantera. En el diseño de los tanques debe de considerarse lo siguiente:

- a) Cuando la entrada y salida de agua es por medio de tuberías separadas, estas se ubicarán en los lados opuestos con la finalidad de permitir la circulación de esta.

- b) Debe considerarse un paso directo y el tanque conectado tipo puente, de tal manera que permita mantener el servicio mientras se efectuó el lavado o reparación del tanque.
- c) La tubería de rebose descargará libremente sobre una plancha de concreto para evitar la erosión del suelo.
- d) Se instalará válvulas de: Compuerta, limpieza, entrada y salida (con excepción de las de rebose) en todas las tuberías, y se recomienda que las válvulas y accesorios sean tipo brida.
- e) Se debe considerar los demás accesorios como: Escaleras, respiraderos, indicador de niveles y acceso con su tapadera.
- f) Se recomienda que los tanques tengan una altura máxima de 3 metros, con un borde libre de 0.5 metros, y deberán estar cubiertos con una losa de concreto. En casos especiales, se construirán tanques de acero sobre el suelo.

2.11.5.2.2 Tanques elevados

En el diseño de tanques elevados (que generalmente son de acero), debe considerarse lo siguiente:

- a) El nivel mínimo del agua en el tanque debe ser capaz de lograr presiones adecuadas en la red de distribución.
- b) Se debe emplear la misma tubería de entrada y salida del agua en caso de que el sistema fuese del tipo fuente-tanque-red.
- c) La tubería de rebose descargará libremente sobre una plancha de concreto para evitar la erosión del suelo.
- d) Se instalará válvulas de compuerta en todas las tuberías (exceptuando la de rebose), y se recomienda que las válvulas y accesorios sean tipo brida.

- e) Debe considerarse los demás accesorios como: Escaleras, dispositivos de ventilación, acceso con su tapadera, indicador de niveles, y; en caso especial, una luz roja para prevenir accidentes.
- f) Las escaleras exteriores deben tener protección adecuada y se diseñará dispositivos que permitan controlar el nivel máximo y mínimo del agua en el tanque.

2.11.5.2.3 Tipo cisterna

Este tipo de almacenamiento se recomienda en pequeñas granjas o comunidades rurales en donde se carece de aguas superficiales o subterráneas; por lo tanto, el agua de lluvia es la fuente disponible de abastecimiento local. El agua de lluvia que escurre en los sistemas de techos, se conduce a través de canales y ductos de bajantes a las cisternas de almacenamiento situadas sobre el piso o soterrado.

La cisterna puede ser construida de mampostería u hormigón armado, en ella se puede emplazar una bomba de mano de acción directa o de mecate para la distribución de agua.

2.11.5 Red de distribución

La red de distribución está compuesta por tuberías secundarias que transportan grandes cantidades de agua desde las artesanías principales hacia las diferentes comunidades para suplir la demanda normal para uso cotidiano, y tienen las siguientes funciones principales que cumplir:

- Suministrar el agua potable suficiente a los diferentes consumidores en forma sanitariamente segura.
- Proveer suficiente agua para combatir incendios en cualquier punto del sistema.

2.11.5.1 Sistema convencional

Es el sistema de abastecimiento que **INAA** ha realizado tradicionalmente y en donde se considera en el análisis de la red: la dotación domiciliar y la dotación contra incendio,

incluyendo la implementación de cierto número de válvulas para la operación y mantenimiento del sistema como son: Válvulas de purga y limpieza.

2.11.5.2 Sistema simplificado

Este sistema propone diseñar la red de distribución para el consumo domiciliario, con el objetivo de disminuir los diámetros de cada tubería, proponiendo hacer uso de los hidrantes existentes o por medio de la instalación de ellos en la periferia del barrio para satisfacer la demanda contra incendio. Para la operación del sistema, se prevé utilizar un solo acople con una válvula en la entrada con el objetivo de aislar el barrio a la hora de realizar cualquier reparación, siguiendo el criterio de micro sectores de **INAA**, así como dotar al sistema de válvulas de limpieza.

2.11.6 Conexiones domiciliarias

Para el proyecto, la conexión domiciliar comprende desde el empalme de la tubería matriz o red de distribución, hasta el punto de entrega al usuario, que corresponde al medidor domiciliar instalado fuera o dentro de la línea de la propiedad del beneficiario.

2.11.7 Estructuras complementarias

Las obras complementarias de un sistema de agua potable se concretizan en conectores instalados en la línea de conducción y red de distribución, con el objetivo de una mayor eficiencia operativa del acueducto, que comprenden: Válvulas reguladoras de presión, válvulas de aire, válvulas de limpieza, válvulas de pase, etc.

2.11.8 Válvulas de seccionamiento

La ubicación y cantidad de válvulas de seccionamiento en una red de distribución se determina con la finalidad de poder aislar un tramo o parte de la red en caso de reparaciones o ampliaciones, manteniendo el servicio en el resto de esta. Mientras mayor número de válvulas tenga la red, menor será la parte sin servicio en caso de una reparación, pero más costoso el proyecto. En poblaciones concentradas, debe proveerse una válvula de ingreso a la red y en los puntos en donde exista un ramal de derivación importante.

2.11.9 Válvulas de purga de lodos

Las válvulas de purga de lodos se ubicarán en los puntos de cotas más bajas de la red de distribución, en donde se pudieran acumular sedimentos, se deberá considerar sistemas de purga.

2.11.10 Válvulas reductoras de presión

Las válvulas reductoras de presión reducen automáticamente la presión aguas debajo de las mismas, hasta un valor prefijado. En los casos en los que no se pueda acceder a una válvula reductora de presión se puede optar por el uso de una cámara rompe presión.

2.11.11 Cámara de válvula de aire

El aire acumulado en los puntos altos provoca la reducción del aire del flujo del agua, produciendo un aumento de pérdida de carga y una disminución del gasto. Para evitar acumulación, es necesario instalar válvulas de aire automáticas (ventosas) o manuales.

2.11.12 Cámara de válvula de purga

Los sedimentos acumulados en los puntos bajos de la línea de conducción con topografía accidentada, provocan la reducción del área de flujo del agua, siendo necesario instalar válvulas de purga que permitan periódicamente la limpieza de tramos de tuberías.

2.11.13 Cámara rompe presión

Al existir fuerte desnivel entre la captación y algunos puntos a lo largo de la línea de conducción, puede generarse presiones superiores a la máxima que puede soportar la tubería. En este caso, se sugiere la instalación de cámaras rompe presión cada 50 m de desnivel.

2.11.14 Combinación de tuberías

Es posible diseñar la línea de conducción mediante la combinación de tuberías, tiene la ventaja de optimizar las pérdidas de carga, conseguir presiones dentro de los rangos admisibles y disminuir los costos del proyecto.

2.12 Normas CAPRE para la calidad del agua

El agua de consumo deberá ser examinada con el objeto de determinar las características siguientes:

- 1) Bacteriológicas
- 2) Físicas
- 3) Químicas

La calidad del agua deberá estar de acuerdo a las normas CAPRE y OMS. Las presentes normas de calidad del agua para el consumo humano han sido adoptadas de la Norma Regional de Calidad del agua para el Consumo Humano.

2.12.1 Parámetros bacteriológicos y organolépticos

El agua destinada para el consumo humano no debe contener microorganismos patógenos. Debe estar libre de bacterias indicadoras de contaminación por excretas. Para asegurarse de que una red de distribución de agua satisface las normas de calidad bacteriológicas, es importante que las muestras sean examinadas regularmente para detectar estos indicadores de contaminación fecal.

El muestreo para análisis bacteriológico se refiere exclusivamente a la toma de muestras de agua para su análisis en el laboratorio, para la determinación de microorganismos. Las muestras se toman en puntos debidamente seleccionados y representativos de todo el sistema, comprobando si los resultados cumplen con los parámetros bacteriológicos que la hacen apta para el consumo humano.

2.12.2 Parámetros físicos y químicos

Un número significativo de algunos serios problemas puede ocurrir debido a la contaminación química de la fuente de agua o de la red de distribución. Tal contaminación origina molestias y trastornos al hombre, como también al equipo y accesorios del sistema, ya sea por causas naturales (ciclo hidrológico), o causas antropogénicas (industrias, minería, mal uso agrícola, etc.).

El muestreo para análisis físico y químico se refiere exclusivamente a la toma de muestras de agua para análisis en el laboratorio, para la determinación de una gran variedad de parámetros físicos y químicos.

2.12.3 Criterios a considerar en la toma de las muestras bacteriológicas y físico-químico.

2.12.3.1 Selección de los puntos de muestreos en la red de distribución

En el pasado solo existían normas sanitarias para la fuente y captación; sin embargo, con el pasar del tiempo, la experiencia ha demostrado que, el agua debe ser segura en el punto de distribución (grifo o red de distribución), por esta razón, los valores guías y las normas de calidad del agua, enfatizan la toma de muestras en la red de distribución.

2.12.3.2 Criterios para la selección del número de tomas de muestras en la red distribución

Según las guías de calidad del agua de la organización mundial de la salud, el número de muestreos que se deben de realizar en la red de distribución.

2.14 Estudios topográficos

Son el conjunto de actividades de campo y gabinete que, tiene como finalidad proporcionar información altimétrica y/o planimétrica para representarla en planos, y en una escala adecuada. Los estudios topográficos se clasifican de acuerdo a su precisión:

2.15.1 Levantamientos topográficos de baja precisión

Son aquellos levantamientos, cuya precisión es igual o menor a 1:1000, y sirven como planos de reconocimiento para elaborar anteproyectos en zonas urbanas o proyectos en localidades rurales; el equipo empleado en esta clase de levantamiento está conformado por: Teodolito con aproximación a 0.1, brújula, nivel de mano, y nivel fijo.

2.15.2 Levantamientos topográficos definitivos

Son levantamientos con una precisión igual o mayor de 1:5000. Este tipo de levantamientos se realiza con equipo de primer orden integrado por: Distanciómetro, estación total, y nivel electrónico.

2.15.2.1 Recopilación de información

Para la elaboración de los levantamientos topográficos, se debe recabar previamente la información cartográfica, fotogramétrica y topográfica existente sobre el área en estudio. La información mínima que se debe recopilar es la cartografía, autorizada y publicada por INETER u otra fuente oficial. De existir levantamientos topográficos anteriores de la zona en estudio, se analiza la información para determinar la posibilidad de utilizarlos, actualizarlos o complementarlos según sea el caso. Cuando exista topografía de áreas vecinas, se establecen los puntos de liga con respecto a la nueva área de estudio, los mismos que deben ser referenciados.

2.15.3. Poligonales

2.15.3.1 Trazo de apoyo

Con objeto de comprobar la alternativa de trazo del eje de un conducto (línea de conducción, colector, emisor, etc.) que, sea seleccionada previamente en gabinete con el apoyo de la información cartográfica existente, se debe llevar a cabo un reconocimiento de campo, haciendo las modificaciones pertinentes de acuerdo con los obstáculos, características del suelo, relieve, y tenencia de la tierra en la zona. En general, se procura que los trazos se ubiquen por calles, derechos de vía de carreteras, líneas de transmisión eléctricas y ferrocarriles, veredas y límites de predios.

El origen de las coordenadas X , Y del trazo de apoyo o poligonal auxiliar que, permite definir el eje del conducto, debe referirse a coordenadas cartesianas; en casos extraordinarios, cuando lo anterior no sea posible, se puede utilizar medios gráficos tomados sobre cartas editadas por alguna dependencia oficial, indicándolo en las notas de los planos respectivos. El levantamiento topográfico del trazo de apoyo debe estar referenciado a un plano de comparación único de bancos de nivel.

2.16 Método de desinfección

El agua que se utiliza para el abastecimiento de una población, para usos básicamente domésticos, debe estar, específicamente, exenta de organismos patógenos para evitar

brotos epidémicos de enfermedades de origen hídrico. Para lograr esto, será necesario desinfectar el agua mediante tratamientos físicos o químicos que, garanticen su buena calidad.

En el caso de acueductos rurales, se utiliza para la desinfección, el cloro en forma de hipocloritos, debido a su facilidad de manejo y aplicación. Se deberá tener el debido cuidado para el transporte, manipuleo del equipo requerido, disponibilidad suficiente, y seguridad en cuanto al almacenamiento. El tiempo de almacenamiento para el hipoclorito de sodio no debe ser mayor de un mes, y para el de calcio, no mayor de tres meses. La aplicación al agua de la solución de hipoclorito de calcio o de sodio se efectuará mediante el hipoclorador de carga constante.

En caso de que la fuente de abastecimiento de agua no se ajuste a las normas de calidad de agua cruda requeridas, será necesario un proceso de tratamiento de depuración, ya sea por filtración lenta que, consiste en hacerla pasar por un lecho de arena en forma descendente o ascendente, y a muy baja velocidad; o, filtración rápida que, conlleva los pasos de coagulación, floculación, sedimentación, filtración; y, finalmente, un proceso de desinfección que, elimine la contaminación bacteriológica.

2.17 Costo y presupuesto

La estimación de los costos de los proyectos constituye uno de los aspectos fundamentales, en este estudio se hará el costo y presupuesto a manera de factibilidad del sistema de abastecimiento de agua potable y servicio básico de letrina de pozo seco ventilado, con la importancia de obtener el costo real del proyecto, así como para conocer la manera en la que estarán distribuidos los costos directos, dentro de estos costos directos se tiene:

Materiales: Los precios de materiales serán tomados de los costos promedios que se manejan en el mercado.

Mano de obra directa: La mano de obra se determinará basándose en las normas de rendimiento horario para obras verticales y el catálogo de precios vigente para la construcción.

Costos indirectos de fabricación: Son todos aquellos costos que, se acumulan de los materiales y la mano de obra indirecta, más todos los incurridos en la producción, pero que, al momento de obtener el costo del producto terminado, no son fácilmente identificables de forma directa con el mismo (Gómez, 2001). Diversos presupuestos tomados en cuenta para su realización son:

Costos directos: Son aquellos que, la gerencia es capaz de asociar con los artículos o áreas específicas. Los materiales y la mano de obra directa son los ejemplos más claros.

Costos indirectos: Son aquellos comunes a muchos artículos, y; por tanto, no son directamente asociables a ningún artículo o área. Usualmente, los costos indirectos se cargan a los artículos o áreas, con base en técnicas de asignación (Gómez, 2001).

Costos administrativos: Son los costos en los que, se incurre por mantener el personal administrativo de campo el tiempo que dure el proyecto. Estos generalmente son: Salarios, prestaciones sociales, transporte, alimentación, y dormida del personal de campo, mobiliario y equipo de oficina.

CAPÍTULO III: DISEÑO METODOLÓGICO

3.1 Información recopilada

Para la realización del trabajo monográfico sobre el diseño de un pozo de agua potable en el municipio de Santo Domingo, ubicado en el Departamento de Chontales, se realizó la primera etapa que, consistió en la obtención de la información, la cual consiste en lo siguiente:

- Recopilación bibliográfica.
- Exploración en INTERNET.
- Visita a instituciones públicas con información oficial (INETER, alcaldía municipal, INIDE, MINSA, MARENA y ENACAL - Departamental).
- Solicitud de datos, obtenidos de la alcaldía municipal para la caracterización de factores sociales, económicos y ambientales del municipio.

La información recopilada ha sido procesada y analizada, en esta se indagaron temas relacionados con la geología, litología, hidrología, hidráulica, topografía, y otros factores como: Datos para el diseño, construcción de los componentes del sistema e instalaciones de equipo de bombeo. Esta primera fase de la metodología consistió en recopilar información documental que, se logró obtener en el campo para su revisión, selección e interpretación, esto se llevó a cabo en diferentes instituciones privadas y públicas, así como también consulta a especialista en la materia.

Se realizará visitas de campo para la obtención de una base de datos actualizada, para obtener el modelo conceptual y comparar la información ya existente del área de estudio con la recopilada en campo. Serán tomados en cuenta los parámetros más importantes que debe llevar un diseño de pozo para el abastecimiento de agua potable, con sus ecuaciones y pasos para un cálculo adecuado.

3.1.1 Reconocimiento de terreno y levantamiento topográfico

Primero, se realizará una visita de campo para determinar los lugares en donde posiblemente puede pasar la red, en coordinación con los pobladores. Luego se procederá a realizar el levantamiento topográfico con los conocimientos planimétricos y altimétricos, para conocer las distancias y elevaciones del terreno, utilizando instrumentos topográficos, en este caso, se utilizará estación total. El registro de datos se realizará en hojas de cálculos topográficas.

Para el trazado del sistema, se buscará que, el terreno sea favorable, evitando lugares inaccesibles y que generen mal funcionamiento; de igual forma, se obtendrá coordenadas geográficas para la ubicación de la zona.

3.1.2 Elaboración de planos

Se utilizará el software AutoCAD 2020 para tener una mejor comprensión del diseño de los planos de línea de conducción, red de distribución, tanque de captación y tanque almacenamiento, a partir de los datos obtenidos en el levantamiento topográfico.

3.1.3 Trabajo de gabinete

Los pasos a seguir para la elaboración del estudio serán los siguientes:

- Se establecerá que el sistema de abastecimiento de agua potable sea de la forma fuente-tanque-red.
- Con los datos poblacionales de censos obtenidos a través del INIDE, se estimará la tasa de crecimiento para calcular la población futura.
- Conociendo la población total a través de la encuesta y la dotación, se calculará los consumos para el período de diseño.
- Diseño de los diferentes componentes del sistema propuesto.
- Cálculo del costo del proyecto.
- Elaboración de conclusiones y recomendaciones.
- Planos del diseño propuesto.

3.1.4 Programas utilizados

Excel 2016: Gráficos socioeconómicos, hojas topográficas, presupuesto, análisis hidráulico en las redes, cálculo de caudal, costo de mantenimiento y guía, matrices de evaluación ambiental.

AutoCad 2020: Elaboración de planos.

Epanet 2.0: Diseño hidráulico de línea de conducción y red de distribución.

Word 2016: Informe final.

3.1.5 Criterios técnicos de diseño

Para la evaluación del sistema de abastecimiento de agua potable de la comunidad, se adoptará criterios de diseño, de acuerdo con el cumplimiento de las normas técnicas: Diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable en el medio rural NTON 09003-99 **INAA**.

3.1.6 Período de diseño

El período de diseño se definirá en base a la capacidad de la fuente de abastecimiento suficiente para atender la demanda de la población que, se estima se alcanzará en un período de 20 años, comprendiendo el período 2022-2042.

Esto se hará, tomando en cuenta los elementos del sistema, porque también, es el período de tiempo en el que estos componentes han de servir a la comunidad, antes de abandonarlos o ampliarlos, por resultar ya inadecuados.

3.1.7 Cobertura

El 100 % de la población total será servida mediante conexiones domiciliarias, durante todo el período de diseño.

3.1.8 Análisis de calidad de agua de la fuente de abastecimiento

Para esto, se tomará muestras en recipientes adecuados; y, posteriormente, se llevará al laboratorio, en donde se determinará algunos parámetros como:

- Organolépticos: Color verdadero y sabor.
- Fisicoquímicos: Turbiedad, temperatura, concentración de iones de hidrógeno, sulfato, magnesio, calcio, sólidos totales disueltos.
- Bacteriológicos: Coliformes fecales.

Todos estos parámetros serán evaluados de acuerdo a las normas CAPRE 2000 y normas técnicas de abastecimiento NTON 09003-99 **INAA**.

3.1.9 Censo y encuesta socioeconómica

El censo y encuesta socioeconómica de la comunidad se realizaron en el mes de septiembre del año 2020, casa por casa, con el propósito de obtener datos reales y actualizados de la población beneficiada, vivienda y aspectos socioeconómicos de la población.

La información recopilada en el campo mediante la encuesta, será procesada, y los resultados obtenidos serán representados por medio de gráficos en el programa de Excel 2016.

3.1.10 Estudio hidrológico

3.1.10.1 Síntesis local

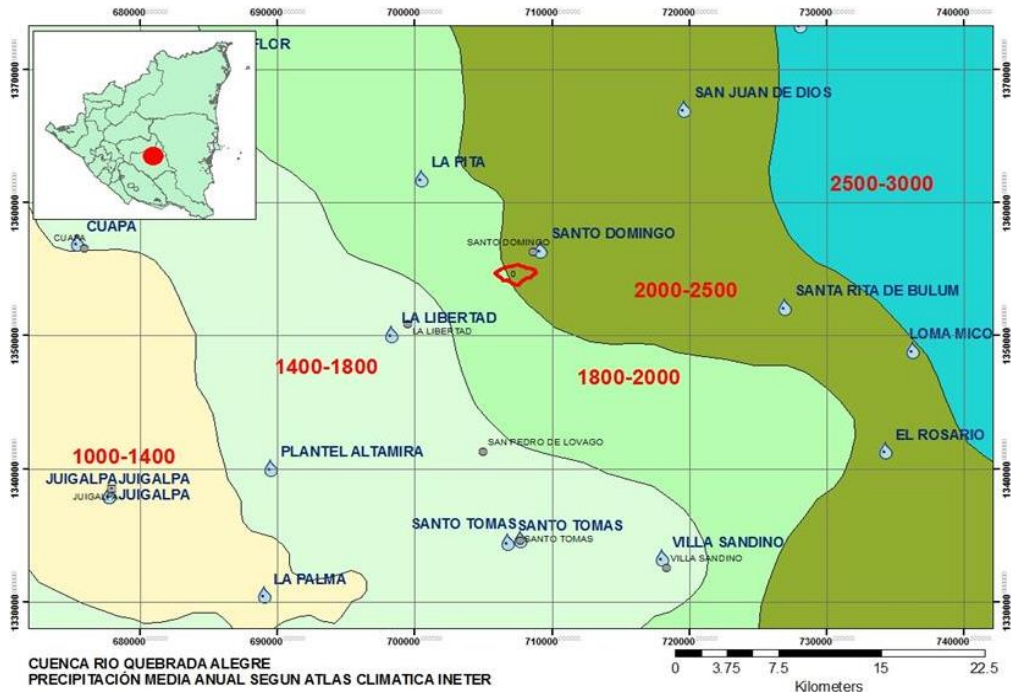
Como resultado del análisis de los datos mensuales de precipitación, se puede observar en la región, dos períodos bien marcados: Uno relativamente seco que, se extiende desde diciembre hasta el mes de marzo; y, otro lluvioso que, abarca desde el mes de mayo hasta octubre, siendo noviembre y abril meses de transición entre la época lluviosa y la seca, y de la época seca a la lluviosa, respectivamente.

Durante el período seco, las precipitaciones son escasas en toda la región, manifestándose dicha sequedad en la interrupción de las corrientes, en la mayoría de los ríos. En el período lluvioso, se incrementa considerablemente la precipitación, ocurriendo los máximos en los meses de mayo, junio, septiembre y octubre, cuando el flujo del viento adquiere una componente sur/suroeste bien definida.

Una característica importante, es la que se manifiesta a mitad del período lluvioso, expresada como una disminución significativa de la precipitación que, ocurre, generalmente, entre los meses de julio y agosto; fenómeno conocido como La Canícula.

En la precipitación anual para las estaciones utilizadas en el estudio; se puede observar que, los valores medios anuales oscilan entre 2000 mm y 2500 mm.

Imagen 7: Precipitaciones para la cuenca del sitio de estudio



Fuente: INETER

3.2 Caracterización hidrológica de la formación acuífera en la zona de estudio.

La caracterización hidrológica de la formación acuífera de la zona de estudio está basada en la recopilación de la información hidrológica, hidrogeológica e hidroquímica existente, y determinada mediante investigación del área. La determinación de parámetros hidrogeológicos como: Rendimiento específico, conductividad hidráulica, entre otros, estará ligada al tipo de acuífero que se encontrará en la zona de estudio; de igual modo, a la prueba de bombeo realizada al pozo si este pertenece a condiciones de equilibrio y de no equilibrio.

3.2.1 Determinación de la litología de la zona de estudio

Para cumplir con este parámetro, se recolectará la muestra de la perforación, identificando los materiales encontrados durante la perforación del pozo, en donde esta determinará el tipo de material del acuífero que se encuentre en esta zona.

3.2.2 Determinación del acuífero encontrado en la zona

Esto se determina en campo, realizando comparaciones de las teorías del comportamiento de los acuíferos, según el material que los compone (consolidado y no consolidado).

3.3 Determinación del equipo para la prueba de bombeo

Para realizar la prueba de bombeo, se debe realizar una selección del equipo a utilizar en dicha prueba. Esta debe vencer la Carga Dinámica y Estática, por lo que se determinará la Carga Dinámica Total, así como tubería a utilizar en la línea de bombeo, y pérdidas de carga; a continuación, ecuaciones a utilizar:

$$CDT = CE + CD \quad \text{Ecuación 20}$$

Donde:

CDT: Carga Dinámica Total, en m.

CE: Carga Estática, en m.

CD: Carga Dinámica, en m.

En este caso, la Carga Estática estará definida por:

Nivel instalación de la bomba.

Nivel del terreno donde descargara la bomba.

$$CE = NI + ND \quad \text{Ecuación 21}$$

Donde:

CE: Carga Estática, en m.

NI: Nivel de Instalación, en m.

ND: Nivel de Descarga, en m.

Para la Carga Dinámica, se determinará las pérdidas de carga de la tubería por la ecuación de Hazen - Williams.

$$hf = 10.674L \left(\frac{Q^{1.852}}{C^{1.852}D^{4.871}} \right) \quad \text{viene de ecuación 2}$$

Donde:

hf: Pérdida de carga o de energía, en m.

L: Longitud de la tubería, en m.

Q: Caudal, en m³/s.

C: Coeficiente de rugosidad, adimensional.

D: Diámetro interno de la tubería, en m.

El coeficiente de rugosidad estará en dependencia del tipo de material para la prueba de bombeo, en este caso, se utilizará el material de hierro galvanizado para que este soporte el peso de la sarta.

Tabla 8: Coeficiente de rugosidad a utilizar

Material	C	Material	C
Hierro Galvanizado	120	Plástico (PE, PVC)	140-150

Fuente: <http://es.scribd.com/doc/57468533/Hazen-Williams>

Una vez determinada la Carga Dinámica, se calculará la potencia del equipo con la siguiente ecuación:

$$P_b = \frac{Q_b \cdot CTD}{3960E} \quad \text{Ecuación 22}$$

Donde:

P_b: Potencia de la bomba, en HP.

Q_b: Caudal de bombeo, en **GPM**.

CTD: Carga Total Dinámica, en pies.

E: Eficiencia de la bomba al 70%, en decimal.

El cálculo de la potencia del motor se realizará con la siguiente relación:

$$P_m = \frac{P_b}{0.9} \quad \text{Ecuación 23}$$

Donde:

P_m : Potencia del motor, en HP.

P_b : Potencia de la bomba, en HP.

3.3.1 Prueba de bombeo

La prueba de bombeo se realizará de manera escalonada, en un período de 24 horas. El caudal se obtendrá utilizando el método volumétrico que, consiste en llenar un recipiente en un determinado tiempo, empleando la expresión siguiente:

$$Q = \frac{V}{t} \quad \text{Ecuación 24}$$

Donde:

Q: Caudal aforado del acuífero, en m^3/s .

V: Volumen del recipiente, en m^3 .

t: Tiempo de llenado del recipiente, en s.

Obtenido el caudal del pozo, se realizará una tabla en donde se ilustre los siguientes resultados de la prueba de bombeo:

- Nivel Estático (NE)
- Nivel de instalación del equipo
- Nivel Dinámico (ND) o abatimiento del pozo
- Profundidad del pozo
- Diámetro de la tubería para la prueba de bombeo y tipo de material
- Diámetro del ademe y tipo de material
- Fecha de inicio y finalización
- Hora de inicio y finalización
- Tiempos de aforo de los caudales variables

3.4 Diseñar y seleccionar el equipo de bombeo según demanda y rendimiento

Para realizar el diseño, se deberá tomar las coordenadas del lugar en donde se bombeará el agua del pozo, determinando:

- Altura o cota
- Longitud de la tubería de bombeo
- A qué profundidad se instalará el equipo de bombeo
- Topografía de la zona
- Altura de descarga de la tubería del pozo

3.4.1 Determinación del diámetro de la tubería de impulsión

La velocidad más recomendada para las tuberías de impulsión es de 1.5 m/s, permitiéndose velocidades máximas de 2 m/s, las cuales permiten controlar el golpe de ariete que se pueda presentar en el sistema de bombeo.

Debido a que, esta conducción puede ser bastante larga, se debe efectuar el estudio del diámetro más económico. El método más preciso consiste en utilizar las ecuaciones de tuberías forzadas para varios diámetros, calculando las cargas requeridas. Con este método, se contabiliza al valor presente, los costos de las tuberías y accesorios y el costo de energía, seleccionando el diámetro de la opción más económica. Para estimaciones preliminares o distancias cortas, se utiliza la ecuación de Bresse. Para instalaciones que sean operadas de manera continua, se tiene:

$$D = k\sqrt{Q}, k = 0.7 \text{ a } 1.6, k_p = 1.2 \quad \text{Ecuación 25}$$

Donde:

D: Diámetro de la tubería de impulsión, en m.

k: Coeficiente de pérdida de carga en la tubería, adimensional.

Q: Caudal, en m³/s.

k_p: Coeficiente promedio de pérdida de carga en la tubería, adimensional.

Para instalaciones no operadas en forma continua se tiene:

$$D = 1.3 \left(\left(\frac{x}{24} \right)^{1/4} * \sqrt{Q} \right) \quad \text{Ecuación 26}$$

Donde:

D: Diámetro de la tubería de impulsión, en m.

x = Número de horas de bombeo por día, en h.

3.4.2 Determinación de la Carga Dinámica Total

Para determinar este valor, se utilizará la siguiente expresión.

$$CDT = CE + CD \quad \text{Ecuación 27}$$

CDT: Carga Dinámica Total, en m.

CE: Carga Estática, en m.

CD: Carga Dinámica, en m.

Para determinar este valor, es necesario encontrar la Carga Estática Total.

3.4.2.1 Carga Estática Total

La Carga Estática Total (CET) es la altura total para la cual debe trabajar la bomba. Se determina mediante la topografía del lugar, sumando: Nivel Estático, abatimiento, y cota de descarga del agua del pozo.

$$CE = NE + s + AD \quad \text{Ecuación 28}$$

Donde:

CE: Carga Estática, en m.

NE: Nivel Estático, en m.

s: Abatimiento, en m.

AD: Altura de Descarga, en m.

3.4.2.2 Carga Dinámica Total

Esta se determinará mediante la ecuación de Hazen - Williams para la tubería de conducción o impulsión, también se determinará las pérdidas singulares o de accesorios.

3.4.2.2.1 Pérdidas de fricción

Se definen como la altura adicional que debe ser suministrada para vencer las pérdidas por fricción en las tuberías de impulsión. Pueden ser calculadas mediante la ecuación de Hazen - Williams.

$$h_f = 10.674L \left(\frac{Q^{1.852}}{C^{1.852} D^{4.871}} \right) \quad \text{Ecuación 29}$$

Donde:

h_f : Pérdida de carga o de energía, en m.

L: Longitud de la tubería, en m.

Q: Caudal, en m³/s.

C: Coeficiente de rugosidad, adimensional.

D: Diámetro interno de la tubería, en m.

Hablando del tipo de material, los más materiales más comunes encontrados son, el hierro galvanizado y el PVC.

Tabla 9: Coeficiente de rugosidad a utilizar

Material	C	Material	C
Hierro Galvanizado	120	Plástico (PE, PVC)	140-150

Fuente: <http://es.scribd.com/doc/57468533/Hazen-Williams>

3.4.2.2.2 Pérdidas singulares

Se definen como la altura de agua adicional requerida para vencer las pérdidas debidas a los accesorios, estas pérdidas singulares son originadas en las entradas y salidas de las tuberías, codos, válvulas, cambios de diámetro, etc. Normalmente son pequeñas comparadas con las pérdidas por fricción. Estas pueden ser calculadas por la siguiente expresión:

$$H_f = k \cdot \frac{v^2}{2g}, g = 9.81 \text{ m/s}^2 \quad \text{Ecuación 16}$$

Donde:

H_f : Pérdidas singulares, en m o pies.

k : Valor de accesorios, adimensional.

v : Velocidad del flujo en el sistema, en m/s o pies/ s.

g : Aceleración de la gravedad, en m/s² o pies/s².

Para determinar la velocidad en el sistema, se utilizará la siguiente expresión:

$$v = \frac{Q}{A} \quad \text{Ecuación 30}$$

Donde:

Q : Caudal, en m³/h o **GPM**.

v : Velocidad del flujo en el sistema, en m/s.

A : Área de la tubería de impulsión, en m².

Con la cantidad de accesorios a instalar y la tabla de valores rápidos, se tiene una tabla con las cantidades y valores aproximados de k .

3.4.3 Determinación del equipo de bombeo

Este equipo de bombeo se calculará, extendiendo la Carga Total Dinámica hasta el punto en donde se almacenará el agua del pozo, que ha de ser bombeada.

3.4.4 Potencia del equipo de bombeo

El cálculo de la potencia de los equipos de bombeo se realizará con la siguiente expresión:

$$P_b = \frac{Q_b \cdot \text{CTD}}{3960E} \quad \text{Ecuación 31}$$

Donde:

P_b : Potencia de la bomba, en HP.

Q_b : Caudal de bombeo, en **GPM**.

CTD: Carga Total Dinámica, en pies.

E: Eficiencia de la bomba al 70%, en decimal.

3.4.4.1 Potencia del motor

El cálculo de la potencia del motor se realizará con la siguiente relación.

$$P_m = \frac{P_b}{0.9} \quad \text{Ecuación 32}$$

Donde:

P_m : Potencia del motor, en HP.

P_b : Potencia de la bomba, en HP.

3.4.4.2 Golpe de ariete

Para el cálculo del golpe de ariete se calculó el coeficiente en función del módulo de elasticidad del material de la tubería con la ecuación 21

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

A si mismo el valor de la celeridad presentándose a continuación el procedimiento del cálculo.

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

El tiempo de cierre de la válvula con la ecuación 22 de Mendiluce, el procedimiento se detalla a continuación:

$$T = c + \frac{k \times L \times v}{g \times H_m}$$

El tipo de cierre se hará mediante las siguientes expresiones, resultando cierre rápido según Allievi.

$$T < \frac{2L}{a} \text{ Cierre rapido} \quad T > \frac{2L}{a} \text{ Cierre lento}$$

El cálculo de la longitud crítica se hizo con la ecuación 25

$$L_c = \frac{2 \times T}{a}$$

A través de la ecuación 26 se procede al cálculo del L_m o tramo de tubería con mayor sobrepresión

$$L_m = L - L_c$$

Para determinar el tipo de impulsión se utilizaron las siguientes expresiones:

$$l > L_c \text{ "Impulsión larga"} \quad l < L_c \text{ "Impulsión corta"}$$

Para calcular la sobre presión en la línea de impulsión se utilizó con la ecuación 29 de Allievi, debido a que en el sistema se presenta impulsión larga con cierre rápido.

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

La presión total en el sistema, incluyendo la presión hidrostática se calcula de la siguiente manera:

$$H_T = \Delta H + H_m$$

3.4.5 Diseño de la estación de bombeo

El diseño hidráulico del bombeo debe tener siempre en cuenta el esquema de bombeo utilizado, el tipo de succión, la presión de descarga, y el caudal de diseño. Por lo general, se debe tener en cuenta los siguientes términos:

- Tubería de impulsión
- Equipo de bombeo
- Válvulas de regulación y control
- Equipo para cloración
- Grupo generador de energía y fuerza motriz

- Interruptores de máximo y mínimo nivel
- Tablero de protección y control eléctrico
- Caseta de bombeo

Esto se determinará hasta que se tenga los resultados hidráulicos del diseño del pozo, se realizará cálculos y comparaciones de tablas, entre otros métodos. En el diseño de toda estación de bombeo, se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones básicas:

- Edificio
- Localización
- Capacidad y características de las estaciones
- Estaciones húmedas
- Estaciones de bombeo
- Equipos de bombeo
- Tuberías y válvulas en succión y descarga de bombas
- Descarga
- Equipo eléctrico
- Motores y energía

3.4.6 Demanda de la población

Para el diseño de un sistema de agua potable se requiere de una serie de normas y criterios que no necesariamente deben ser las normas del sector urbano debido a que existen diferencias en ambos medios, debiendo considerar dentro de esas diferencias los factores culturales, económicos y sociales. Para hacer el estudio de la proyección de la población, se obtendrá los datos sobre la población actual y pasada a través de los censos realizados por el Instituto Nicaragüense de Estadísticas y Censos (INIDE).

3.4.6.1 Cálculo de población

Para el cálculo de las poblaciones futuras se usará el método geométrico, el cual está expresado por la ecuación siguiente:

$$P_n = P_0(1 + r)^n \quad \text{Ecuación 33}$$

Donde:

P_n = Población proyectada, en hab.

P_0 = Población al inicio del período de diseño, en hab.

r = Tasa de crecimiento en el período de diseño, en notación decimal.

n = Número de años que comprende el período de diseño, en años.

3.4.6.2 Dotación

La dotación de agua, expresada como la cantidad de agua por persona por día, está en dependencia de:

- Nivel de servicio adoptado
- Factores geográficos
- Factores culturales
- Uso del agua.

Tabla 10 Dotación a utilizar en la ecuación del método geométrico

DOTACIONES DE AGUA			
Rango de población	Dotación		
	gl/hab/día		lt/hab/día
0 - 5.000	20		75
5.000 - 10.000	25		95
10.000 - 15.000	30		113
15.000 - 20.000	35		132
20.000 - 30.000	40		151
30.000 - 50.000	45		170
50.000 - 100.000 y más	50		189

Fuente: Norma NTON 09-003 INAA

3.4.6.2.1 Nivel de servicio y dotación de agua

Se denomina nivel de servicio, a la forma final de aprovisionamiento de agua. Se pretende brindar el servicio de conexiones domiciliarias, de acuerdo con la norma NTON 09003-99, se le asignará una dotación de 30 gl/Hab/día (aproximadamente 113 Lt/Hab/día), durante todo el período de diseño.

3.4.6.2.2 Tipos de consumo considerado

Consumo doméstico: Establecido el nivel de servicio domiciliario, implica un abastecimiento de agua de mayor nivel de consumo; según normas de **INAA**, se determinará una dotación de 113 Lt/Hab/día.

Consumo institucional: Considerando la existencia de centros públicos como: Centro escolar y capillas, según las normas de **INAA**, a centros institucionales le corresponde el 7% del CPD.

3.4.6.3 Variaciones de consumo

Las variaciones de consumo estarán expresadas como factores de la demanda promedio diaria, y sirven de base para el dimensionamiento de la capacidad de: Obras de captación, línea de conducción y red de distribución, etc. También definen el caudal de diseño, estos valores son los siguientes:

Consumo Promedio Diario (CPD): Es el consumo promedio de los consumos diarios, durante un año de registro, y se obtiene con la ecuación:

$$CPD = CD + CP \quad \text{Ecuación 34}$$

Donde:

CPD: Consumo Promedio Diario, en **GPM**.

CD: Consumo Diario, en **GPM**.

CP: Consumo Promedio, en **GPM**.

Consumo Promedio Diario Total (CPDT): Es el resultado de sumar el Consumo Promedio Diario, más las pérdidas.

$$CMD = 1.5CPD + H_f \quad \text{Ecuación 35}$$

Donde:

CMD: Consumo Máximo Diario, en **GPM**.

CPD: Consumo Promedio Diario, en **GPM**.

H_f: Pérdidas, en m.

Consumo Máximo Horario (CMH): Se estima utilizando el factor de variación horaria de 2.5 con respecto al CPD, según lo establecido por el **INAA**.

$$CMH = 2.5CPD + H_f \quad \text{Ecuación 36}$$

Donde:

CMH: Consumo Máximo Horario, en **GPM**.

CPD: Consumo Promedio Diario, en **GPM**.

H_f: Pérdidas, en m.

Pérdidas (H_f): Constituyen la parte del agua que se pierde en cada uno de los componentes del sistema, se ha considerado como un 20 % del consumo promedio diario.

$$H_f = 0.2CPD \quad \text{Ecuación 37}$$

Donde:

H_f: Pérdidas, en m.

CPD: Consumo Promedio Diario, en **GPM**.

3.4.7 Presiones máximas y mínimas

Para brindar presiones adecuadas en el funcionamiento del sistema, se recomienda que estas estén dentro de los rangos permisibles, en los valores siguientes:

Presión mínima: 14 mca.

Presión máxima: 70 mca.

3.4.8 Coeficiente de rugosidad (C)

La tubería considerada es de PVC, con un coeficiente de rugosidad de 150, de clase SDR-26. La tubería para la sarta será de hierro galvanizado, y su rugosidad de 120.

3.4.9 Velocidades permisibles en tuberías

Se recomienda dos valores en las velocidades del flujo de los conductos, en un rango promedio, para evitar erosión interna o sedimentación en las tuberías. Estos valores permisibles son:

Velocidad mínima: 0.6 m/s.

Velocidad máxima: 2 m/s.

3.4.10 Cobertura y localización de tubería

Para sitios que corresponden a cruces de carreteras y caminos con mayor afluencia de tráfico, se recomienda mantener una cobertura mínima de 1.20 m sobre las coronas del tubo, y en caminos de poco tráfico vehicular, una cobertura de 1 metro sobre la corona del tubo.

3.4.11 Línea de conducción

La línea se diseñará con la condición del Consumo Máximo Diario, al final del período de diseño.

3.4.12 Red de distribución

La red se diseñará con la condición del Consumo Máxima Horario, a finales del período de diseño.

3.4.13 Concentración de caudales

La distribución de caudales se hará por cada nodo de la red, tomando en cuenta las viviendas.

$$q_u = \frac{CMH}{n} \quad \text{Ecuación 37}$$

$$Q_u = q_u n \quad \text{Ecuación 38}$$

Donde:

q_u = Caudal de salida para el nodo, en **LPS**.

CMH: Caudal Máximo Horario, en **LPS**.

n: Número de viviendas, en viviendas.

Q_u = Caudal concentrado, en **LPS**.

3.4.14 Análisis hidráulico de la línea de conducción y red de distribución

El análisis hidráulico se realizará mediante el programa EPANET 2.0, basado en la fórmula de Hazen - Williams, para determinar las pérdidas de carga, velocidades, y presiones residuales.

3.4.15 Tanque de almacenamiento

La capacidad del tanque de almacenamiento deberá satisfacer las condiciones siguientes.

- Suplir las demandas máximas horarias esperadas en la línea de distribución.
- Almacenar un volumen determinado de reserva por eventualidades.
- Regular presiones en la red de distribución.
- Volumen para compensar las variaciones horarias (se adicionará un 15 % del CPD).
- Volumen de reserva (para atender casos de emergencia, se adicionará un 25 % del CPD).
- Volumen de almacenamiento (será un total del 40 % del CPD).

CAPÍTULO IV: CÁLCULOS Y RESULTADOS

Para lograr caracterizar la zona de estudio, se realizó una serie de procedimientos, tanto investigativos, como datos de campo que, se describe a continuación:

4.1 Precipitación

El régimen pluviométrico del área de estudio presenta una variación estacional con dos períodos bien marcados:

- La temporada de lluvias, comprendida entre los meses de mayo y octubre, concentra más del 90 % de las lluvias ocurridas en el año, lo que equivale a 2000 mm.
- La temporada seca, comprendida entre los meses de noviembre y abril, registra el 10 % de las lluvias anuales.

4.2 Condiciones extremas

Una vez aplicada la metodología expuesta, se puede apreciar que el mes de Noviembre el sistema alcanza el equilibrio y la ETP supera las precipitaciones caídas, casualmente son estos meses inicia el incremento de la temperatura y el cese de las lluvias. En si el volumen de ETP anual promedio esperado en la cuenca es de 1,603.05 mm aprox.

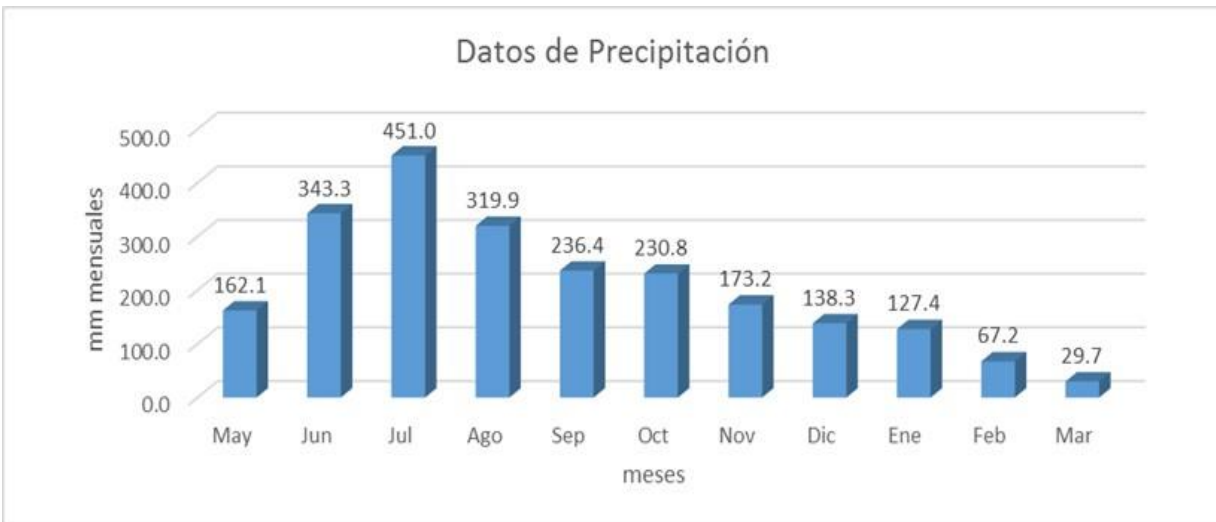
4.2.1 Años secos

Los años secos se definen como el exceso de demanda de agua, con relación a la cantidad disponible después de la evaporación, en un área específica. En este caso, se definieron con los valores inferiores al módulo de precipitación en la estación pluviométrica de la ciudad de Juigalpa, serie tomada desde el año 1985, hasta el año 2018.

4.2.2 Años húmedos

Las avenidas son el exceso de agua de escorrentía de lluvias y drenaje en los cursos de agua de una cuenca. En los registros de precipitación de la estación, se ha detectado años húmedos, a partir del año 2010.

Grafica # 1: Variación de precipitaciones anual



Fuente: INETER

4.2.3 Recarga y descarga del acuífero

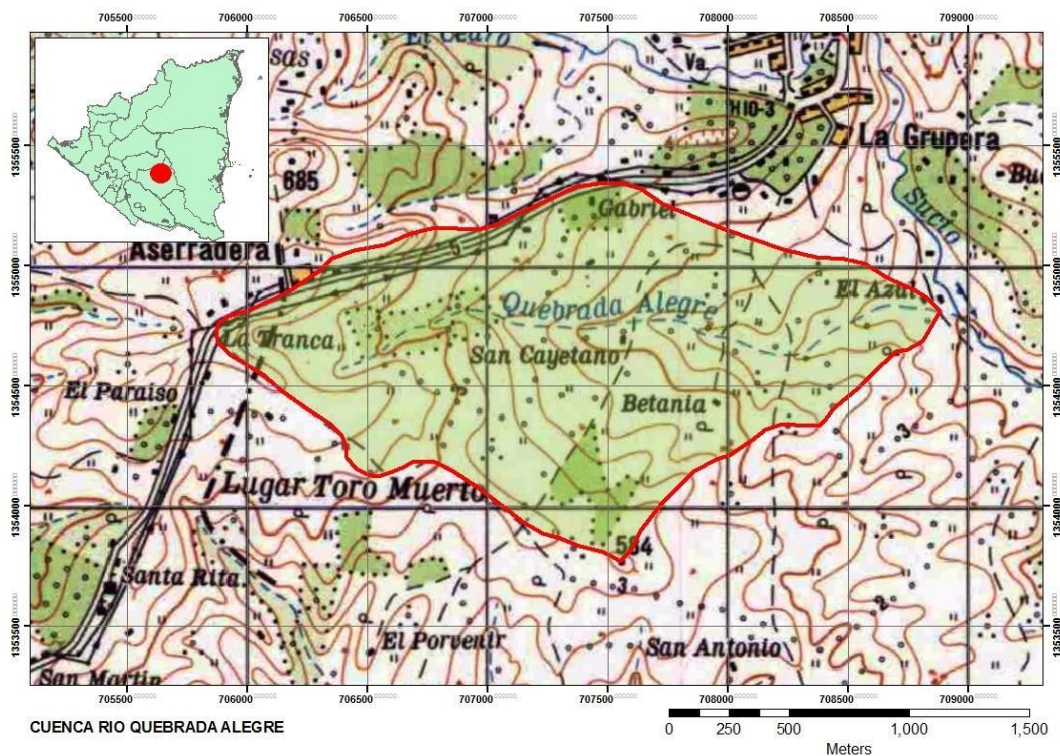
La recarga se encuentra asociada a la infiltración de las aguas provenientes de las precipitaciones pluviales que, han sido identificadas a partir de las condiciones hidro-meteorológicas de la zona. La recarga cae sobre los depósitos cuaternarios de poca permeabilidad y se infiltra lentamente por los afloramientos volcánicos, y alcanza las formaciones inferiores recorriendo moderadas distancias, alimentando, de esta manera, a la napa freática que va de poco profunda a profunda.

En los escasos afloramientos, el macizo rocoso está fuertemente fracturado, superficialmente; y, este hecho favorece la infiltración. La recarga principal del sistema acuífero tiene lugar en los afloramientos de la zona de altas cumbres, particularmente, en las laderas de los cerros y sus alrededores que, conforman los márgenes de las microcuencas, de escasos kilómetros de longitud y varias decenas a centenas de metros de ancho. Con respecto a la descarga del acuífero volcánico fracturado, en la actualidad existen niveles que, drenan aproximadamente 60 LPS de agua. Pero, en toda la zona existen diversos manantiales de escaso a moderado caudal.

4.2.4 Estimación de caudales

Según la simulación de caudales realizadas con el programa CHAC, previamente calibrado dio un caudal medio de 138 LPS/seg y un caudal firme al 95% de 10 LPS/seg. El comportamiento del régimen hidrológico se puede observar en la figura No. 9, donde se ve un aumento considerable de las mismas a partir del mes de Junio hasta Octubre. Ver en ANEXO registro de caudales generados.

Imagen 8 Cuenca de drenaje Río Mico en el Sitio de San Vicente



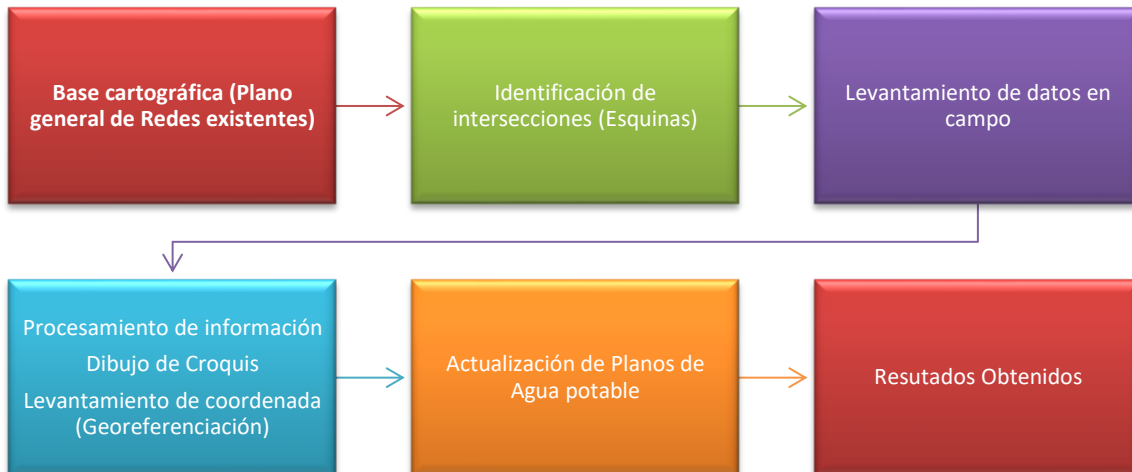
4.3 Obtención de información del servicio actual de agua potable y catastro de redes

El catastro técnico o catastro de redes debe de registrar todos los componentes existentes con los que cuenta el acueducto. (Líneas Principales, Infraestructura, Equipos, Redes de Distribución, etc.), con metodologías y procedimientos adecuados y debidamente implantados. La información obtenida debe ser archivada de modo que permitan un eficiente y ágil proceso de actualización y que proporcionen informaciones oportunas para la operación, mantenimiento e implementación de la infraestructura física de los sistemas

de agua potable y así mismo contar con una adecuada base de datos del acueducto para la realización de futuras mejoras y ampliaciones de los sistemas de agua potable.

4.3.1 Procedimiento y metodología de trabajo en catastro de redes

Grafica 2 Flujograma de secuencia de actividades realizadas



4.3.2 Revisión de plano general del acueducto

Para la determinación de las cantidades y los sitios de apertura de calicatas, se procedió a revisar el plano de redes de agua potable existente con la persona asignada por la Filial de ENACAL para el acompañamiento, los sitios elegidos para la realización de las calicatas fueron basados bajo los siguientes criterios:

- En línea de conducción, en límite de cambios de cedula de tubería (la línea de conducción es 10 pulgadas HoFo SDR 130) y en válvulas de aire existentes.
- Salida de tuberías de tanques de almacenamiento hacia redes de distribución (Aducción).
- En redes de distribución se priorizo las intersecciones de tubería en donde hubiese reducciones de diámetros, en sitios donde existen válvulas de sectorización y de limpieza, en los límites entre zonas y aquellos lugares donde el representante de ENACAL tuviese dudas sobre los diámetros y características de los tubos instalados.

4.3.3 Identificación de las intersecciones o cruces de esquinas

El sistema de informaciones sobre las redes de agua potable de la Ciudad de Santo Domingo se realizó en base a un plano de redes existentes en el cual se aprecian las intersecciones y hace posible la identificación y realización en campo de croquis (esqueros) con detalles de las redes, indicando sus características y ubicación exacta.

Cada croquis abarca el área alrededor de un cruce con dos o más vías públicas. La confección del croquis posibilita la representación de las redes (agua potable) y accesos contenida en cualquier área, sea una vía pública, una cuadra, etc. Una vez revisado el plano, se definió que el acueducto está dividido en 3 zonas, de las cuales la zona I y II abarcan la mayor parte del Acueducto, para lo cual se decidió intervenir en 28 puntos de interés para el catastro de redes (3 en línea de conducción ,10 en zona I, 13 en la zona II y 2 en la zona III).

4.3.4 Reparación de calles intervenidas durante el sondeo de tuberías

Como se mencionó anteriormente, para la apertura de zanjas, se contó con el visto bueno de la Alcaldía Municipal, con el único compromiso de reparar las calles y dejarlas en buen estado. De las 28 calicatas realizadas 4 fueron en terrenos intransitables por vehículos principalmente para la línea de conducción, 6 fueron en calle adoquinada, para lo cual fue necesario el acarreo de material selecto para el restablecimiento de la carpeta de rodamiento y las restantes 18 se excavaron en terreno de tierra el cual se procedió a rellenar y compactar respectivamente.

4.3.5 Ubicación y georreferenciación de calicatas e intersecciones

Todas las calicatas realizadas fueron ubicadas en el plano general del acueducto, se realizó su respectivo croquis de intersección detallando los diámetros de tuberías adyacentes, profundidad, distancia de tubo respecto a bordes de los caminos y su respectiva georreferenciación al tomarse las coordenadas de ubicación, así mismo a todas las intersecciones de tubería se le dibujo un croquis borrador de campo con sus respectivas coordenadas.

4.3.6 Actualización de plano en campo

Como guía para la realización de trabajo fue facilitado un plano general de línea de conducción y redes de distribución en planta, al cual a medida que se hizo el recorrido de reconocimiento del terreno y las calicatas, se le realizaron las siguientes correcciones:

- Identificación de las válvulas de aire, limpieza y sectorización que existen en el terreno, pero que no son detalladas en los planos.
- Corregir tramos de tubería que no coinciden en plano con lo instalado en el terreno, ejemplo, plano detalla 3 pulgadas y en el terreno existe 4 pulgadas.
- Suprimir tramos de redes que según planos existen y en el terreno no están instalados.
- Agregar tramos nuevos de tuberías que no existen el plano y en el terreno si existen.

4.4 ANALISIS Y PRESENTACION DE RESULTADOS

4.4.1 Estudios de Población y Demanda

La proyección de la población se realizó tomando como población base la del 2021, estimada en 6,794 habitantes, como resultado de investigaciones de campo realizadas, en que se contabilizaron un total de 1,489 viviendas y estimó Índice de Ocupación de Vivienda de 4.56 hab/casa. La proyección de la población se realizó en base a una tasa de crecimiento anual del 3.54%, que es la tasa de crecimiento que ha venido presentando Santo Domingo, en los últimos censos, este valor es mayor al 2.5% y menor al 4%, fijados como mínimo y máximo en las normas diseño. Los resultados de estas proyecciones se muestran a continuación en **la tabla No.11**.

Cuadro No.11 Proyección de Población de Santo Domingo

Descripción	2021	2022	2027	2032	2037	2042
Población	6,794	7,016	8,192	9,493	10,946	12,578
Tasa	-----	3.54%	3.54%	3.54%	3.54%	3.54%

4.4.2 Proyección de la Demanda

Para el cálculo y proyección de la demanda para el Consumo Promedio (CPD), se aplicarán los valores establecidos en el Estudio de Factibilidad, así:

4.4.3 Dotación para Consumo Doméstico

Se adoptó para la estimación de la demanda en el periodo de diseño del proyecto 2022-2042, una dotación promedio total de 113 lppd. Esta dotación fue adoptada en vista de que las cifras de consumo entregadas por ENACAL a través de su registro de facturación, nos daban una dotación superior los 250 lppd, muy por arriba de la NTON 09 – 003 – 99 para esta población. Por lo anterior se decidió aplicar la dotación de norma (113 lppd).

4.4.4 Consumo no doméstico

Debido a que en los registros no se dispone de datos respecto a estos consumos (comercial, industrial e institucional), el factor combinado para el ajuste a ser aplicado en las proyecciones del Periodo 2022 - 2042, será de 1.16 establecido en las Normas del **INAA** (Comercial, Industrial y público).

4.4.4.1 Proyección de la población servida

No obstante que las obras del Proyecto tendrán capacidad para cubrir el 100% de la población estimada para el año 2042, para los fines de modulación de las etapas de construcción que se definan como necesarias, se aplicaron los siguientes índices de cobertura:

- Período 2022/2032.- Que corresponde al Periodo de Ejecución y Puesta en Marcha de las Obras del Proyecto, el Índice de Cobertura actual que es de un 80% se incrementará al 90 % en al año 2027.
- Período 2032/2042.- Correspondiente al Periodo de Crecimiento de las Conexiones por Efecto del Proyecto, se incrementará el Índice de Cobertura desde un 100 %.

4.4.4.2 Pérdidas

Según lo indicado, la demanda para Consumo Promedio Diario (CPD) se proyectará considerando que incluye el consumo de la población conectada y el agua no facturada, compuesta, esta última, por las pérdidas físicas en el sistema y la subvaloración del consumo en las conexiones registradas y no registradas. Así, en la proyección de la demanda de Santo Domingo se utilizará el valor del 40 % del Índice de pérdidas del año base, que se asume constante durante el Periodo 2022/2042, del Consumo Promedio Diario (CPD) en el año 2042.

4.4.5 Proyección del consumo promedio diario - CPD

Para el cálculo y proyección de la demanda para el CPD, se aplicará el valor de la Dotación para los Consumos Doméstico, Comercial, Industrial e Institucional determinados en el informe de factibilidad. El índice de agua no facturada (ANF) se estima a partir del valor estimado actualmente; 43.5 % del CPD, el cual se asume variable en el tiempo hasta alcanzar el 20% al final del periodo de diseño. En la Cuadro No.12 se muestra la Proyección de la Demanda para CPD de los pobladores de Santo Domingo, a lo largo del periodo de diseño.

Cuadro No.12 Proyección de la Demanda de Consumo Promedio Diario (CPD)

Año	Población Proyectada			Consumo Doméstico m ³ /día	Otros Consumos		CPDT	
	Total	%	Servida		% del CPD	m ³ /día	m ³ /día	LPS
	(hab)	Cober-tura	(hab)					
2022	7,016	90.00%	6,314	713.5	16%	114.1	827.6	9.57
2027	8,192	95.00%	7,373	833.15	16%	133.3	966.45	11.2
2032	9,493	100.00%	9,493	1,072.7	16%	171.6	1,244.3	14.4
2037	10,946	100.00%	10,946	1,236.9	16%	197.9	1,434.8	16.6
2042	12,578	100.00%	12,578	1,421.3	16%	227.4	1,648.7	19.08

4.4.6 Proyección de la demanda total y su distribución espacial

La demanda para el Consumo de Máximo Día (CMD) y del Consumo de Máxima Hora (CMH), fue estimada aplicando a la demanda calculada para el CPD, los Factores para Consumo Pico recomendados por **INAA**: a) Factor CMD = 1.5; b) Factor CMH= 2.5. En **la tabla** No.13 se muestra la proyección general de la demanda de Santo Domingo.

Cuadro No.13 Proyección de la Demanda de Consumo Promedio Diario (CPD)

CALCULO DE LA PROYECCIÓN DE POBLACIÓN SANTO DOMINGO													
No.	Año	Población (hab)	Dotación (lppd)	CPD (LPS)	Dotaciones Especiales			Pérdidas Técnicas 20%	Pérdidas (LPS) 20%	CPDT (LPS)	CMD (LPS) 1.50	Q PTAP (Fuente) (LPS) 2%	CMH (LPS) 2.50
					Co-mercial	Institu- cional	Indus- trial						
					7%	7%	2%						
0	2022	7,016	113.00	9.08	0.64	0.64	0.18	2.11	3.16	15.81	23.71	24.18	39.52
5	2027	8,192	113.00	10.61	0.74	0.74	0.21	2.46	3.69	18.46	27.68	28.24	46.14
10	2032	9,493	113.00	12.29	0.86	0.86	0.25	2.85	4.28	21.39	32.08	32.72	53.47
15	2037	10,946	113.00	14.17	0.99	0.99	0.28	3.29	4.93	24.66	36.99	37.73	61.65
20	2042	12,578	113.00	16.29	1.14	1.14	0.33	3.78	5.67	28.34	42.51	43.36	70.84

4.4.7 Proyección de la demanda por componente del sistema

Utilizando los valores de los parámetros recomendados en la Norma, así como los datos de demanda mostrados en **la tabla 14** y, se calculó la demanda por elemento del sistema descrita a continuación:

4.4.7.1 Fuente de abastecimiento

La demanda aplicada a la fuente de abastecimiento, se determinó en base al valor de la demanda para CMD, en un día promedio de 24 horas mostrada en **la tabla No.3.5** ajustada a un régimen de operación de 24 horas/día, a fin de no interrumpir el funcionamiento de la planta de tratamiento.

El volumen de almacenamiento fue estimado en base a lo estipulado en la Norma para el rango de población en el que se encuentra Santo Domingo, en la que se estipula que se debe considerar: i) una reserva del 25% del CPD para compensación por los consumos picos durante el día y ii) previsión del 15% del CPD para emergencias; en cuanto a las tomas para incendio, debido a que la población es menor a 10,000 habitantes, no se considera la dotación de bocas contra incendio. Las proyecciones de los requerimientos de almacenamiento se muestran en la tabla 14

Cuadro No.14 Proyección de la Demanda por Componente del Sistema

Año de Proyección			2022	2027	2032	2037	2042
Fuente de Abastecimiento	CMD	LPS	23.71	27.68	32.08	36.99	42.51
		GPM	376	439	508	586	674
Almacenamiento	Volumen (40% CPD)	m³	364	425	493	568	653
		Glns	96,220	112,344	130,184	150,120	172,492
Red de Distribución	CMH	LPS	39.52	46.14	53.47	61.65	70.84
		GPM	626	731	847	977	1,122

4.4.8 Distribución espacial de la demanda.

La distribución espacial de la demanda proyectada, se ha planificado atendiendo a las siguientes consideraciones y criterios:

1. Ubicar Nodos en los que se distribuyó la demanda futura, tanto dentro de la trama urbana actualmente consolidada o en proceso de consolidación, como en puntos específicos en las áreas en las que prevé que en el futuro se expandirá dicha trama urbana. Para esto último, se realizaron consultas a las autoridades municipales y la observación in situ de las tendencias de saturación de los sectores centrales tradicionales y la expansión del área urbana.
2. Para valorar las demandas aplicadas en los Nodos se tomó en cuenta el resultado del conteo de viviendas realizado durante el presente estudio, que incluyó tanto las viviendas ubicadas en las zonas cubiertas formalmente por la Red de Distribución, como aquellas ubicadas fuera del área de servicio, y que fueron consideradas como parte de las zonas de expansión futura de la red.
3. Debido a las condiciones topográficas de la ciudad y a la tendencia de crecimiento de la población en las zonas altas y periféricas, zonas que incluso ya están pobladas, se han mantenido las dos zonas de presión.
4. La distribución de la demanda futura por sectores de consumo de la red, se basó en la topografía de la ciudad, de modo que se crearon sectores hidráulicos para distribuir el agua a los domicilios; adicionalmente, agregaron al esquema de la red, Nodos o Puntos de Acometidas desde donde abastecer a las zonas de expansión.

5. Para valorar con la mayor aproximación posible, la distribución territorial de la demanda del 2042, se auxilió de las densidades de población establecidas en el Plan de Desarrollo Municipal, aplicándolas así: a) para los sectores tradicionales, actualmente consolidados o en proceso de consolidación, con una densidad de población promedio de 45.9 hab/ha, se previó una densidad neta de saturación de 90hab/ha; b) para las áreas de expansión, que no cuentan con una configuración urbana definida, como es el caso de las zonas del sector este de la ciudad, se asumió una densidad de población de 65hab/ha, similar a la registrada actualmente por el casco urbano tradicional. Con estas densidades se distribuyó la demanda al 2042, de manera proporcional a la extensión territorial habitada de cada sector.

4.4.9 Sistema de producción de A.P

El caudal máximo que puede ingresar a la red, de acuerdo a la Norma, debe ser equivalente al CMH o al CMD, cualquiera que sea el más desfavorable. En **la tabla 15** puede apreciarse que la condición que impone una mayor exigencia a la Red de Distribución, al final del período de diseño, es la de **CMH**, por lo que se utilizó ésta para los propósitos del pre-dimensionamiento de las tuberías de distribución. El caudal máximo que puede ingresar a la red, de acuerdo a la Norma, debe ser equivalente al CMH, utilizando éste para los propósitos del pre-dimensionamiento de las tuberías de distribución.

De esta forma las etapas se conceptualizaron y se resumen de la siguiente forma:

- i) Etapa No.1: Aprovechamiento de las obras de captación existente (El Jabalí): Consiste en la construcción de una nueva captación, consistente en un muro con una caja derivadora y una tubería de 10 pulgadas Ho Fo, esto para aprovechar todo el caudal que se genera en cada una de las obras y dique toma, ya que en la actualidad debido a las deficiencias constructivas no se está aprovechando al máximo los caudales que genera la fuente actual.

La Fuente El Jabalí generando un caudal de 70 LPS, llegando hasta 42 LPS en periodo de estiaje, está ubicada en las coordenadas UTM E=708845 y N=1355222. Esta fuente nace de una manera natural y es conducido a través de un túnel, conocido como Túnel

Azul, en el punto de captación se encuentra un pequeño muro con un vertedero rectangular, donde existe un tubo de captación de 10 pulgadas, el cual conduce el agua hacia el cárcamo de bombeo. En el extremo del tubo recolector existe un sistema de retención (maraca) para retener los olidos gruesos que podrían introducirse a la estación de bombeo. La calidad de agua de esta fuente en época de invierno alcanza un poco de turbidez y color, no así en época de verano cuando la calidad del agua mejora. Por lo tanto en esta primera fase, para darle más seguridad al proyecto, se recomienda construir un sistema y forma independiente de captación, paralelo al existente, esto permitiría que en la etapa constructiva no se vea afectado el suministro de agua a la población, estas mejoras son: captación, línea de conducción, planta de tratamiento de agua potable (PTAP) y estación de bombeo.

- ii) Etapa No.2: Obra de Toma en el rio Quebrada Alegre: La incorporación de una nueva fuente de abastecimiento de agua para la ciudad de Santo Domingo se propone a partir y como una alternativa cuando el caudal de El Jabalí no logre cubrir la demanda de la población, por efecto de elementos exógenos del proyecto. Esta fuente está localizada a unos 245 m al sur de la ciudad, ubicada en la misma cuenca de El Jabalí, con coordenadas UTM E=708859 N=1355007.

Aquí se propone la construcción de un muro de gravedad de concreto de 1.75 m de alto, del cual se derivará una tubería de 8 pulgadas hacia un cárcamo de bombeo, ubicado en una distancia de 15 m del mismo, donde se instalarán 2 equipos de bombeo de eje horizontal con un caudal de 22 LPS y 12 m de carga, con motores horizontales de 150 HP cada uno, la que bombeara a través de una línea de impulsión de 6 pulgadas Ho Fo hacia el cárcamo de El Jabalí. Los diámetros establecidos tendrán la capacidad de transportar todo el caudal demandado por la población en el año 2042.

De acuerdo a los aforos realizados, esta fuente no tiene la capacidad de cubrir la demanda de la población en todo el periodo de diseño, por lo que, este caudal se complementara con el caudal de El Jabalí. Existe una incertidumbre de los valores obtenidos en el estudio hidrológico, dado la no existencia de información cercana al sitio de estudio, se tuvo que interpolar con datos de registros cercanos a esta zona. Sin embargo, se propone hacer un monitoreo de esta fuente para tener valores más acertados. En los

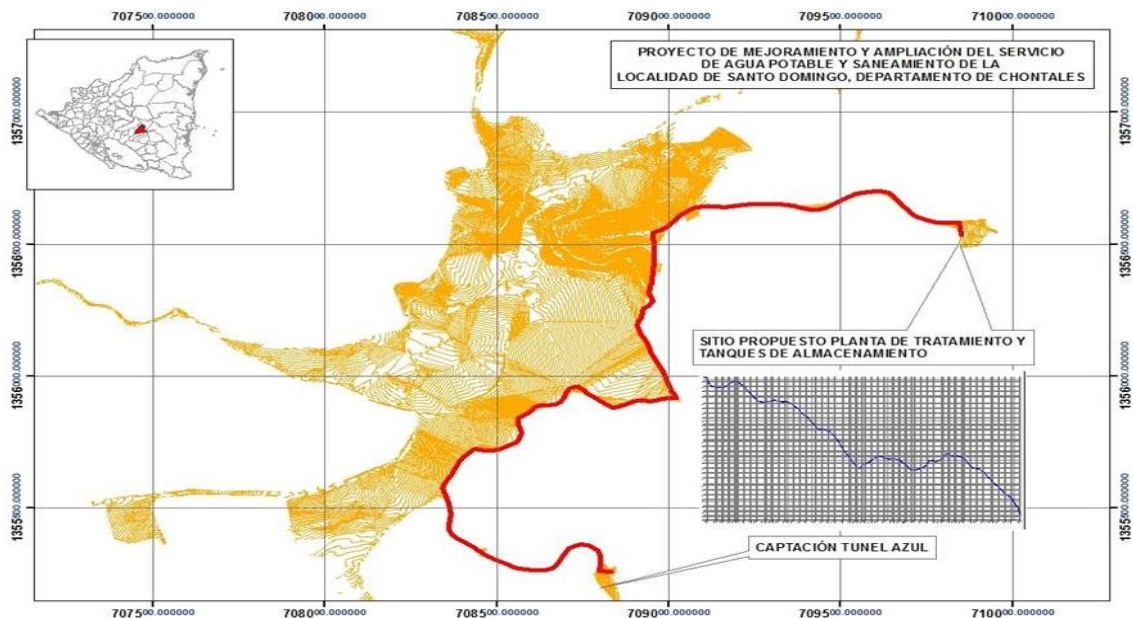
aforos realizados se han encontrados valores máximos de 70 LPS y mínimo de 42 LPS, este último en marzo del 2021, que es la postrimería del verano.

La línea de conducción o línea de impelencia es el medio por el cual se transporta el agua desde la descarga del cárcamo de bombeo en la captación o dique hasta la Planta de Tratamiento de Agua potable (PTAP) de la ciudad de Santo Domingo. El agua cruda funcionará por bombeo directo (Cárcamo de Bombeo - PTAP) y prestará servicio exclusivamente para el sistema de abastecimiento del poblado de Santo Domingo, no se deben permitir conexiones domiciliarias en su recorrido, dado que el tipo de sistema funcionará como Fuente- Tanque – Red. Esta línea de conducción o impelencia se encargará de conducir el caudal de máximo día hasta el tanque de almacenamiento, para el final del período de diseño, igual 42.51 l/s (674 GPM).

4.4.9.1 Bases del cálculo y diseño de la línea de conducción

Las bases del cálculo y diseño de la línea, radican en el uso de tubería HoFo, instalada bajo tierra, para seguridad y protección; y la hidráulica misma será para cubrir la conducción del agua desde la fuente de abastecimiento, según el consumo de máximo día de fin de período de diseño hasta los sitios de Planta de tratamiento y almacenamiento.

Imagen # 9 Plano general del desarrollo de la línea de conducción



Fuente: Propia

Los siguientes conceptos, han sido la base específica del cálculo y diseño de la línea de conducción:

1. Las velocidades de flujo en la línea estarán en un rango entre 0.3 y 1.5 m/seg.
2. El diámetro que se seleccione, deberá ser el más económico, teniendo suficiente capacidad hidráulica para la conducción del flujo de máximo día.
3. El cálculo de las pérdidas por fricción en las tuberías de la línea por el paso del agua, se hará bajo el uso de la fórmula de Hazen - Williams.
4. Por el tipo de material a usar, (Ho Fo), el coeficiente C de fricción a utilizar en los cálculos de pérdidas será de 130.
5. Deben proveerse los accesorios adecuados (válvulas de aire) para un mejor funcionamiento y protección hidráulica de la línea a lo largo de su recorrido hasta llegar al tanque de almacenamiento.

4.4.9.2 Selección del diámetro económico de bombeo

Se ha decidido utilizar la ecuación básica de comparación de alternativas económicas para obtener el costo anual equivalente descrita a continuación:

$$CAeq = CAT = \frac{CAE}{Ec} - 1 \quad \text{Ecuación 39}$$

Donde:

CAeq = Es el costo anual equivalente

CAT = Costo anual de tubería

CAE = Costo anual de energía

Teniendo en consideración lo establecido en los párrafos anteriores, se procedió a calcular el diámetro económico de la línea de conducción, haciendo uso de hojas de cálculo de la siguiente manera:

El diámetro interno de la línea de impulsión fue de 180.8 mm, se calculó basado en el caudal de bombeo, utilizando la ecuación 18 similar a Bress.

$$D = 1.3 \times (X)^{\frac{1}{4}} \times (Q_b)^{\frac{1}{2}}$$

$$D = 1.3 \times (16 h \times 86,400 s)^{\frac{1}{4}} \times (19.22)^{\frac{1}{2}}$$

$$D = 195.42 \text{ mm}$$

Una vez conocido el diámetro teórico, se procedió a seleccionar un diámetro comercial de tubería PVC más próximo al diámetro teórico, adoptándose una tubería con diámetro nominal 8" con un diámetro interno de 180.8 mm, dando como resultado 0.749 m/s.

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

$$v = \frac{19.22 \frac{l}{s} \times 1000}{\frac{3.14 \times (180.8)^2}{4}}$$

$$v = 0.749 \frac{m}{s}$$

Tabla 16: Calculo de diámetro económico de bombeo

Proyecto: Línea de Conducción Toma Jabali - PTAP									
Municipio: Santo Tomas - Chontales									
Costo anual de energía y valor presente para T bombeo variable									
T bom.=	10	horas	Long.=	3,467	Diám. Pulg.	HFD		Costo Unitario \$	
	12		\$Kwh =	0.22		8	49.36		
	16		eff. _{bom.} =	0.70		10	65.83		
C =	130	eff. _{motor} =	0.90	12		84.00			
r =	12%	%							
			T bom.=						
			Diám. (pulg.)	10	12	16			
			8	24,695.82	25,053.01	25,767.38			
			10	31,157.94	31,278.43	31,519.40			
			12	39,236.47	39,286.05	39,385.21			
			Diám. Selec. =			8			

Fuente: Propia

Con el objetivo de optimizar la operación del sistema a construir, y mejorar la eficiencia operativa, el cálculo anterior nos indica que la instalación de tubería de 8 pulgadas HFD en todo el tramo de la línea de conducción, con una longitud de 3,466.76 m. Esta línea estará ubicada sobre la línea pública para facilitar el mantenimiento de la misma. Para evitar taponés hidráulicos sobre la misma, se colocarán válvulas de aire de 2 pulgadas

en los puntos de cambio verticales, siendo esta 6 en totales en las estaciones:2+657, 1+922, 1+353, 0+906, 0+354, 0+039 y eliminar residuos que pudieran acumular en toda su longitud se colocaran 2 válvulas de limpieza de 4 pulgadas en las estaciones 1+706 y 2+298.

MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE				
ANÁLISIS ECONÓMICO DE LÍNEA DE CONDUCCIÓN				
Proyecto:		Linea de Conducción Toma Jabali - PTAP		
Municipio:		Santo Tomas - Chontales		
				CRF
Costos de Inversión inicial en tuberías				Para n=12% y n=20 añ 0.133879
Diám. (pulg)	Longitud (m.)	Costo Unitario \$	Costo Total \$	CAt \$
HFD				
8	3,467	49.36	171,124.19	22,909.90
10	3,467	65.83	228,232.61	30,555.50
12	3,467	84.00	291,222.80	38,988.55
Comparación de costos en Valor Presente			T bom.=	10
Diám. (pulg)	Costos \$		Costo Total	
	Energía	Tubería	\$	
HFD				
8	1,785.93	22,909.90	24,695.82	
10	602.44	30,555.50	31,157.94	
12	247.91	38,988.55	39,236.47	
			T bom.=	12
Diám. (pulg)	Costos \$		Costo Total	
	Energía	Tubería	\$	
HFD				
8	2,143.11	22,909.90	25,053.01	
10	722.93	30,555.50	31,278.43	
12	297.50	38,988.55	39,286.05	
			T bom.=	16
Diám. (pulg)	Costos \$		Costo Total	
	Energía	Tubería	\$	
HFD				
8	2,857.48	22,909.90	25,767.38	
10	963.90	30,555.50	31,519.40	
12	396.66	38,988.55	39,385.21	
Diámetro seleccionado =				8 pulgadas

MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE										
ANÁLISIS ECONÓMICO DE LÍNEA DE CONDUCCIÓN										
Proyecto:		Linea de Conducción Toma Jabali - PTAP								
Municipio:		Santo Tomas - Chontales								
Costo anual de energía y valor presente para T bombeo variable							r =	0.12	%	
T bom. =	10	horas	Long. =	3,467	\$Kwh =	0.22	eff. bomba =	0.7	eff. motor =	0.9
C =	130				8 pulg.		10 pulg.		12 pulg.	
					V (m/s) = 1.35 hf (m) = 31.82		V (m/s) = 0.86 hf (m) = 10.73		V (m/s) = 0.60 hf (m) = 4.42	
Año	n	CMD			CAE	VP	CAE	VP	CAE	VP
		(gpm)			(\$/año)	(\$)	(\$/año)	(\$)	(\$/año)	(\$)
2042	20	687			17,216.34	1,785.93	5,807.50	602.44	2,389.88	247.91
						1,785.93		602.44		247.91
MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE										
ANÁLISIS ECONÓMICO DE LÍNEA DE CONDUCCIÓN										
Proyecto:		Linea de Conducción Toma Jabali - PTAP								
Municipio:		Santo Tomas - Chontales								
Costo anual de energía y valor presente para T bombeo variable							r =	0.12	%	
T bom. =	12	horas	Long. =	3,467	\$Kwh =	0.22	eff. bomba =	0.7	eff. motor =	0.9
C =	130				8 pulg.		10 pulg.		12 pulg.	
					V(m/s) = 1.35		V(m/s) = 0.86		V(m/s) = 0.60	
Año	n	CMD			CAE	VP	CAE	VP	CAE	VP
		(gpm)			(\$/año)	(\$)	(\$/año)	(\$)	(\$/año)	(\$)
2042	20	687			20,659.61	2,143.11	6,969.00	722.93	2,867.86	297.5
						2,143.11		722.93		297.5
MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE										
ANÁLISIS ECONÓMICO DE LÍNEA DE CONDUCCIÓN										
Proyecto:		Linea de Conducción Toma Jabali - PTAP								
Municipio:		Santo Tomas - Chontales								
Costo anual de energía y valor presente para T bombeo variable							r =	0.12	%	
T bom. =	16	horas	Long. =	3,467	\$Kwh =	0.22	eff. bomba =	0.7	eff. motor =	0.9
C =	130				8 pulg.		10 pulg.		12 pulg.	
					V(m/s) = 1.35		V(m/s) = 0.86		V(m/s) = 0.60	
Año	n	CMD			CAE	VP	CAE	VP	CAE	VP
		(gpm)			(\$/año)	(\$)	(\$/año)	(\$)	(\$/año)	(\$)
2042	20	687			27,546.15	2,857.48	9,292.00	963.9	3,823.81	396.66
						2,857.48		963.9		396.66

4.4.9.3 Selección de estación de bombeo

En vista de que la fuente actual queda en nivel topográfico menor a donde se ubicara la PTAP, se requiere de una unidad mecánica para que realice la acción de llevar el agua desde la fuente hasta la PTAP, para esto se requiere de un o unos equipos de bombeo (bomba-motor), existiendo para ello, bombas de eje horizontales y de eje verticales, igualmente motores eléctricos, para nuestro caso propondremos el uso de equipo de bombeo horizontales dado que la profundidad donde estará el agua puede ser succionada por este tipo de equipos, además son más fácil de mantener y son más eficientes.

Para determinar la potencia de los equipos de bombeo, se deberá tomar en cuenta el caudal a producir, las pérdidas ocasionadas en la tubería por fricción entre el agua y la misma, el nivel del agua a bombear y la diferencia de nivel entre este (nivel de bombeo) y la altura máxima del tanque. Se deberá incluir las pérdidas de cargas ocasionada en los accesorios a instalar en toda su trayectoria. En diseño de la línea de conducción es importante considerar el efecto del Golpe de Ariete, dada la diferencia de nivel entre la PTAP y la estación de bombeo, previendo accesorios para mitigar este efecto y no causar daños en la tubería.

4.4.9.4 Determinación del golpe de ariete

La columna de líquido que se mueve dentro de la tubería posee cierta inercia, proporcional a su peso y a su velocidad. Cuando el flujo se detiene repentinamente, la inercia se convierte en un incremento de presión.

La sobrepresión generada por el golpe de ariete está relacionada con la máxima razón de cambio del flujo; mientras que la razón de movimiento de la onda de presión está relacionada con la velocidad del sonido dentro de un fluido (modificada para el material de la tubería). Haciendo uso de la hoja de cálculo, encontramos la sobrepresión en la tubería.

Para el cálculo del golpe de ariete se calculó el coeficiente en función del módulo de elasticidad del material de la tubería con la ecuación 21

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

$$K = \frac{10^{10}}{2.81 \times 10^8}$$

$$K = 35.587$$

A si mismo el valor de la celeridad fue de 166.72 m/s, presentándose a continuación el procedimiento del cálculo, donde D = 180.8 mm (diámetro interior tubería de 8 pulgadas)

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

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 35.587 \times \frac{180.8}{1.85}}}$$

$$a = 166.72 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

El tiempo de cierre de la válvula fue de 4.2599 s, se calculó con la ecuación 22 de Mendiluce, el procedimiento se detalla a continuación:

$$\frac{H_m}{L} = \frac{(612 - 409)}{3467} = 0.06 < 0.20 \therefore C = 1$$

$$L > 500 = 3467 > 500 \therefore K = 2.5$$

$$T = c + \frac{k \times L \times v}{g \times H_m}$$

$$T = 1 + \frac{2.5 \times 3467 \text{ m} \times \frac{0.749 \text{ m}}{\text{s}}}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \times 203 \text{ m}}$$

$$T = 4.2599 \text{ s}$$

El tiempo de recorrido de la onda de presión es de 41.6 s, se calculó con la ecuación 23:

$$t = \frac{2 \times L}{a}$$

$$t = \frac{2 \times 3467 \text{ m}}{166.72 \frac{\text{m}}{\text{s}}}$$

$$t = 41.6 \text{ s}$$

El tipo de cierre se hará mediante las siguientes expresiones, resultando cierre rápido según Allievi.

$$T < \frac{2L}{a} \text{ Cierre rapido } T > \frac{2L}{a} \text{ Cierre lento}$$

$$T < \frac{2L}{a} = 4.2599\text{s} < 41.6\text{s} \quad \therefore \text{Cierre rapido Allievi}$$

El cálculo de la longitud crítica es de 232.38 m, se hizo con la ecuación 25

$$L_c = \frac{a}{2 \times T}$$

$$L_c = \frac{166.72 \frac{\text{m}}{\text{s}}}{2 \times 4.2599 \text{ s}}$$

$$L_c = 19.57 \text{ m}$$

A través de la ecuación 26 se procede al cálculo del Lm o tramo de tubería con mayor sobrepresión, el cual resultó una longitud de 3467.4 m.

$$L_m = L - L_c$$

$$L_m = 3487 \text{ m} - 19.57 \text{ m}$$

$$L_m = 3467.4 \text{ m}$$

Para determinar el tipo de impulsión se utilizaron las siguientes expresiones:

$$l > L_c \text{ "Impulsión larga" } l < L_c \text{ "Impulsión corta" }$$

$$l > L_c = 3487\text{m} > 19.57\text{m} \quad \therefore \text{Impulsion larga}$$

Para calcular la sobre presión en la línea de impulsión se utilizó con la ecuación 29 de Allievi, debido a que en el sistema se presenta impulsión larga con cierre rápido, obteniéndose una sobre presión de 12.77m.

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

$$\Delta H = \frac{166.72 \frac{m}{s} \times \frac{0.7499m}{s}}{9.81 \frac{m}{s^2}}$$

$$\Delta H = 12.74 m$$

La presión total en el sistema, incluyendo la presión hidrostática fue de 306.4 PSI, por lo tanto, la tubería de Ho Go Grado A SCH 42 con capacidad de 478.6 PSI resiste la sobre presión generada por el golpe de ariete, se calculó de la siguiente manera:

$$H_T = \Delta H + H_m$$

$$H_T = (12.74m + 203m) \times 1.42$$

$$H_T = 306.4 \text{ PSI}$$

4.4.9.5 Determinación de equipo de bombeo (Bomba y Motor Eléctrico).

Haciendo uso de hojas de cálculos y programas de cálculo de los proveedores de equipo de bombeo, procedimos a determinar los requerimientos de potencia, tanto para la bomba como para el motor.

Debemos tomar en cuenta las pérdidas que se dan en los accesorios de la sarta de bombeo como en la entrada a la PTAP.

Tabla 18: Calculo de pérdidas por accesorios en sistema de bombeo

PERDIDAS EN LA SARTA DE BOMBEO							
Longitud equivalente					Calculo de la perdida en la sarta		
Accesorios	Cantidad	DN (mm)	Leq. Mt	Leq. Total pie	Q=	0.022	m³/sg
Codo de 90°	2	150	6.8	22.3	C=	130	
Union Dreser	1	150	2.5	8.2	D=	0.15	m
Medidor	1	200	20	65.6	Lsarta =	5	m
V-check	1	150	12.5	41	Lequivalente=	96.7	m
V-Compuerta	1	150	1.8	5.9	Ltotal	101.7	m
Cruz	1	200	10	32.8			
Valvula de pie	1	150	39	127.92			
Reductor	1	150	4.1	13.45	K=	10.54	Sistema metrico
TOTAL			96.7	317.18	HF=	1.16	

Fuente: Propia

Tabla 19: Selección del tipo y capacidad del sistema de bombeo

PERDIDAS EN LA ENTRADA A LA PLANTA									
Longitud equivalente					Calculo de la perdida en la sarta				
Accesorios	Cantidad	DN (mm)	Leq. Mt	Leq. Total pie	Q=	0.044	m³/sg		
Codo de 90°	2	200	6.8	44.61	C=	130			
Tee	1	200	4	13.12	D=	0.2	m		
Presion de trabajo PTAP	1	200	25	82	Lequivalente=	44.4	m		
V-Compuerta	1	200	1.8	5.9	Ltotal	44.4	m		
					K=	10.54	Sistema metrico		
TOTAL			37.6	145.63	HF=	0.42	mca		
Bomba Marca									
Nivel de bombeo	416.8								
Nivel entrada PTAP	610								
Requerimiento presion PTAP	25								
Perdidas de carga	34.04								
CTD	252.24	mts	Potencia Bomba	113.83	HP	142.28696	150	HP Comercial	
Q demanda	22	lps	Diametro	150	mm	# Bombas	2	Q bomba	

Fuente: Propia

Por lo anterior se requieren 2 equipos de bombeo de eje horizontal, con bomba de 22 LPS y 252.24 m de carga con una potencia de 113.83 HP, acoplado a motor eléctrico horizontal de 150 HP. Un equipo está en operación, mientras un segundo quedara en reserva (stand by). Estos equipos deberán estar provisto de todos los componentes hidráulicos para evitar daño en la sarta de bombeo (válvulas de descarga, alivio, check,

manómetro, etc.), igualmente deberán contener su sistema de arranque suave, con todas las protecciones eléctricas y sistema de apagado automático.

4.4.10 Planta de tratamiento de agua potable (PTAP)

El proceso de potabilización será seleccionado en función de las recomendaciones del CEPIS, que están basadas en dos condicionantes: la calidad del agua cruda de la fuente propuesta y la capacidad tecnológica de la comunidad donde se proyecta este sistema. Existe la posibilidad de seleccionar diversas tecnologías de tratamiento en función de las características del agua cruda, de su variabilidad a lo largo del año y de la capacidad técnica del personal a cargo de la operación de la planta, que pueden sintetizarse en el siguiente cuadro No. 20:

Tabla 20: Selección del Proceso de Tratamiento en Función del Agua Cruda

	Frecuencia del período en un año	Tecnología de Tratamiento con Filtración Rápida					
		%	Convencional (coagulación, floculación, sedimentación y filtración rápida descendente)	Directa descendente	Directa ascendente	Directa ascendente – descendente con manto de:	
						Arena gruesa	Grava
Turbiedad T (UT)	80	≤ 800	-	-	-	-	
	90	≤ 1000	-	≤ 25	≤ 50	≤ 100	
	95	-	≤ 25	≤ 50	≤ 100	≤ 200	
	100	≤ 1500 (a)	≤ 100 (d)	≤ 100	≤ 200	≤ 250	
Color C (UT)	80	≤ 70	-	-	-	-	
	90	≤ 150	-	≤ 20	≤ 50	≤ 100	
	95	-	≤ 25	≤ 50	≤ 100	≤ 200	
	100	-	≤ 50 (e)	≤ 100	≤ 200	≤ 250	
Coliformes (NMP/100 ml)	Totales (CT/100 ml)	95	≤ 3000	≤ 500	-	-	
		100	≤ 3000	≤ 2500	≤ 5000	≤ 20000	
Fecales (CF/100 ml)		95	≤ 600 (b)	≤ 100	-	-	
		100	≤ 600 (b)	≤ 500	≤ 1000	≤ 5000	
Concentración algas (UPA/ml) de		90	(c)	≤ 500	-	-	
		100	(c)	≤ 1000	≤ 500	≤ 5000	

Fuente: Propia – Laboratorio LAQUINSA

En la tabla anterior, se puede ver la metodología adoptada por el CEPIS para seleccionar procesos de tratamiento de agua, así como diferentes soluciones tecnológicas para clarificar aguas, considerando dos parámetros, turbiedad y contenido de partículas, así como también el grado de desarrollo de la comunidad.

Además, se debe tener en cuenta que aguas crudas con turbiedades originadas por partículas en estado coloidal, requieren procesos correctivos en plantas de filtración rápida con la inyección de coagulantes. Para efectos de tratar el hierro en el agua cruda, se complementará la planta de tratamiento a seleccionar con bandejas de aireación.

Según los resultados de calidad del agua del río El Jabalí y teniendo en cuenta que el agua puede alcanzar picos de turbidez altos, además, valorando las características de la localidad como comunidad urbana con capacidad de operación y posibilidad de procesos de prefabricación en la fase constructiva, este proyecto tanto por calidad de agua, como por desarrollo tecnológico debe seleccionar como proceso de potabilización el “Tratamiento de Agua con Procesos de Filtración Rápida”.

De esta forma y para cumplir los parámetros de calidad del agua para consumo humano del CAPRE, se recomienda la puesta en operación de tres módulos potabilizadores con procesos completos de coagulación, sedimentación, filtración rápida y desinfección. Según el tamaño de la demanda de agua de Santo Domingo, para el final del periodo de diseño se requiere un caudal de 45 lps.

Para el final del período de diseño año 2042, la ciudad de Santo Domingo estará demandando instalaciones de potabilización de agua con capacidad para procesar un caudal de aproximadamente de 45 lps, dotar a ENACAL de repuestos para su correcta operación y mantenimiento. Este tipo de planta se ha estado popularizando en comunidades donde la fuente es superficial, y el agua alcanza valores de turbidez y color alto. Son planta de fácil operación y mantenimiento, obteniendo de ellas agua de buena calidad y apta para consumo.



PTAP Presurizada de 45 lps

4.4.11 Tanques de almacenamiento

El Sub-sistema de almacenamiento estará conformado por dos Tanques, uno existente de acero vitrificado y empernado de 454.2 m³ y uno nuevo de Acero Sobre Suelo, con la misma capacidad que el anterior, sumando un total de almacenamiento de 908.4 m³ (240,000 galones). Aunque la demanda de almacenamiento del proyecto es menor a este arreglo (172,500 gls), debido a la existencia de un tanque por parte del contratante, se recomienda uno igual, esto vendrá a beneficiar al proyecto. Estos tendrán dimensiones de 10.0 m de diámetros por 5.8 m de altura, asentado sobre una fundación circular perimetral. El tanque estará ubicado en el mismo sitio donde se ubicará la PTAP.

Tabla 21: Proyección del almacenamiento por periodos

No.	Año	Población (hab)	Viviendas	Dotación (lppd)	Cobertura de AP	Consumo (lps)	Vol. Requerido 40%*CPD(m ³)	Vol. Almac. Requer.(m ³)	Vol. Almac.	
									(Gal)	(m ³)
0	2022	7,016	1,538	113	6,946.00	9.08	364.19	364.19	96,220	364
5	2027	8,192	1,795	113	8,110.00	10.61	425.22	425.22	112,344	425
10	2032	9,493	2,081	113	9,398.00	12.29	492.76	492.76	130,186	493
15	2037	10,946	2,399	113	10,837.00	14.17	568.21	568.21	150,120	568
20	2042	12,578	2,757	113	12,452.00	16.29	652.88	652.88	172,492	653

Fuente: Propia

4.4.12 Red de distribución

La red de distribución se ha proyectado para una cobertura del 100% de la población al final del periodo de diseño. Se ha previsto la instalación de tubería en las calles que actualmente no disponen del servicio y extender la cobertura a las futuras zonas de desarrollo. La red ha sido dimensionada y configurada para funcionar con abastecimiento desde el sistema de almacenamiento, esto es bajo el concepto de Fuente - PTAP Tanque - Red de Distribución. También la red ha sido reorganizada de tal forma que en una misma calle, o avenida, no existan tuberías de distribución, o secundarias, en paralelo; las únicas tuberías que se aceptan en paralelo son aquellas en que, en el mismo tramo coincidan tuberías de servicio, o principal, con tuberías de distribución o secundarias.

La red de distribución proyectada para el sistema Santo Domingo contará con unos 21.3 km de tuberías; 3,925.8 m corresponden a tuberías nuevas. Serán retirados de operación

2.6 km de tuberías que de acuerdo a los análisis hidráulicos resultan innecesarios o inconvenientes en el funcionamiento de la red. En la **tabla 22** se detalla la estructuración de la red por diámetro y longitudes de tuberías para Santo Domingo.

Tabla 22: Proyección del almacenamiento por periodos

Diámetro	Material	Sistema Mejorado	Sistema Existente
(mm)		Longitud(m)	Longitud (m)
50	PVC	6,830	6,830
75	PVC	2,767	1,754
100	PVC	3,156	2,436
150	PVC	2,506.80	1,069
Total		15,259.80	12,089

4.4.13 Servicios y necesidades básicas de la comunidad

La encuesta indagó sobre la disponibilidad de facilidades y servicios básicos en las viviendas, obteniéndose los siguientes resultados: Abastecimiento de agua es reportado en el 39 %; el 77 % de las viviendas dispone de energía eléctrica; en el 10 %, el baño se encuentra dentro de la vivienda; y, en solamente el 6 % tienen inodoro con conexión a un sumidero.

4.4.14 Población económicamente activa y niveles de ingreso familiar

Se indagó sobre la ocupación de la población económicamente activa, encontrándose que, en el 50 % de los hogares, solamente trabaja una persona; en el 35 % de los hogares, dos tienen empleo; finalmente, en el 15 % de los hogares, laboran 3 o más personas.

Relativo a los ingresos; en el 70% de los hogares, el ingreso familiar es menor de 3,000 C\$; en el 24%, el ingreso varía entre 3,001 y 5,000 C\$; y, en el 6%, el ingreso es mayor a 5,000 C\$.

Las actividades económicas a las que se dedica la población empleada incluyen: Agricultura (13 %); ganadería (9 %); comercio (16 %); jornalero (9 %); pulpería (6 %); otro (47 %). Las actividades en la agricultura, se refieren al cultivo de: Frijoles (40 %); maíz (38 %); hortalizas (4 %); café y arroz (2 % cada uno); otros 14 %.

4.4.15 Necesidades básicas insatisfechas

De las 1,538 viviendas existentes, el 100 % asegura que, el acueducto y el servicio, es racionado a menos de 5 horas por día, teniendo la población que, recurrir a otras fuentes alternas, desconociendo su calidad.

La encuesta arrojó sobre el consumo de agua en las viviendas, encontrándose que; en general, la población consume poca agua, debido, fundamentalmente, a la carencia de sistemas de abastecimientos seguros. En el 63 % de los hogares, se consume menos de 5 bidones de agua por día. Si se tomara en cuenta el índice de hacinamiento promedio de 5 personas por vivienda, representaría una dotación promedio de 20.5 litros por persona por día (lppd).

En el 22 % de las viviendas, se consume de 6 a 10 bidones de agua (entre 25 y 42 lppd). De 11 a 20 bidones (46 y 82 lppd) se consume en el 8 % de las viviendas. Finalmente, en el 7 % de hogares, el consumo es más de 20 bidones (más de 82 lppd). La forma predominante de almacenamiento del agua captada es en bidones (57 %), en barriles, una menor proporción (27 %), y en pilas (16%). Los aspectos de saneamiento levantados en la encuesta conciernen a la cobertura y tipo de letrinas para la disposición de las excretas y de las aguas servidas. La cobertura de letrinas y otros medios, representó, a finales del año 2021, el 72 % del total de viviendas.

Una buena proporción de letrinas (59 %) es del tipo tradicional, siguiéndole las aboneras (27 %), las ventiladas (7 %) y de otro tipo (7 %). El 24 % de las letrinas se llena de agua en la estación lluviosa. Las aguas servidas, usualmente, se dejan correr en los patios (69 %), con el peligro de que se estanquen y constituyan el medio para la proliferación de vectores de enfermedades.

En el 14 % de los casos, se deja correr hacia los cauces. Otras formas de disposición de aguas servidas incluyen: Regado en el patio (11 %); regado de plantas (4 %); en foso de absorción (2 %).

4.4.16 Disposición de pago por servicios básicos

A través de la encuesta, se investigó sobre el pago que realiza la población por el uso de los servicios básicos, tales como agua potable. En abastecimiento de agua, el 5 % expresó que, gasta más de 100 C\$ por mes; el 48 % expresó que, paga entre 50 y 100 C\$; el 5 % paga menos de 50 C\$; finalmente, el 42 % indicó no pagar nada.

4.4.17 Casetas de operador y paneles eléctricos

En el predio se ha proyectado la construcción de una caseta de mampostería reforzada para: el operador y protección de Paneles Eléctricos, esta caseta cuenta con un área total de 9.202 m² y sus dimensiones son: 4.28 X 2.15 m, el área del operador es de 1.43 X 2.15 m (3.075 m²) y el área de Paneles Eléctricos es de 2.85 X 2.15 m. (6.128 m²).

4.4.18 Análisis hidráulico de la red de distribución

El análisis hidráulico del sistema de agua potable, se realizó con ayuda del programa EPANET2.0, de la US Environmental Protection Agency, en la versión traducida al español por el GMMF de la Universidad Politécnica de Valencia (España).

El análisis de la red de distribución se realizó para la condición de consumo de máxima hora en régimen permanente y régimen extendido. Además, para determinar las presiones estáticas máximas en la red se analizó la condición de demanda cero. (Ver anexos)

Para el análisis de régimen extendido, se asumió el patrón de demanda de la localidad, dado que este sistema requiere de un nivel de demanda a su máxima capacidad instalada.

4.4.18.1 Descripción de modelo hidráulico

La red se asimila a un sistema de nodos de distintos tipos y tramos de líneas que unen éstos. Los nodos tienen asignadas propiedades de cota (elevación) y pueden tratarse de nodos de consumo (a los que se les asigna un caudal de demanda), nodos intermedios (nodos sin consumo), depósitos o tanques. Los cálculos hidráulicos se realizan utilizando la fórmula de Hazen - Williams con un coeficiente de rugosidad de 150 para tuberías de PVC.

4.4.18.2 Datos de entrada

➤ Topografía

Para la elaboración del modelo resulta necesario introducir las cotas en los nudos, siendo fundamental para el análisis de las presiones en los diferentes nodos de la línea de conducción. Las elevaciones de los nodos se sacaron directamente de los planos topográficos finales.

➤ Nodos de consumo

Para el cálculo de caudales de salida en los nodos de la red se utilizó el caudal de máxima hora al final del período de diseño, determinándose el caudal unitario por vivienda y posteriormente la distribución de caudales en los nodos a través del método de repartición media.

En vista que se desconoce la ubicación de las viviendas futuras, se ha decidido considerar como nodos de consumo futuros los existentes, distribuyendo el consumo de manera equitativa en cada nudo. La distribución de las viviendas actuales por nodos se ha realizado a partir del trabajo de campo de levantamiento topográfico que además de obtener las elevaciones identificó la situación de las dichas viviendas.

Para el análisis de régimen extendido en la configuración del modelo hidráulico, se consideró la distribución horaria de consumos de la comunidad a su máxima capacidad instalada.

4.4.18.3 Resultados

a) Velocidades

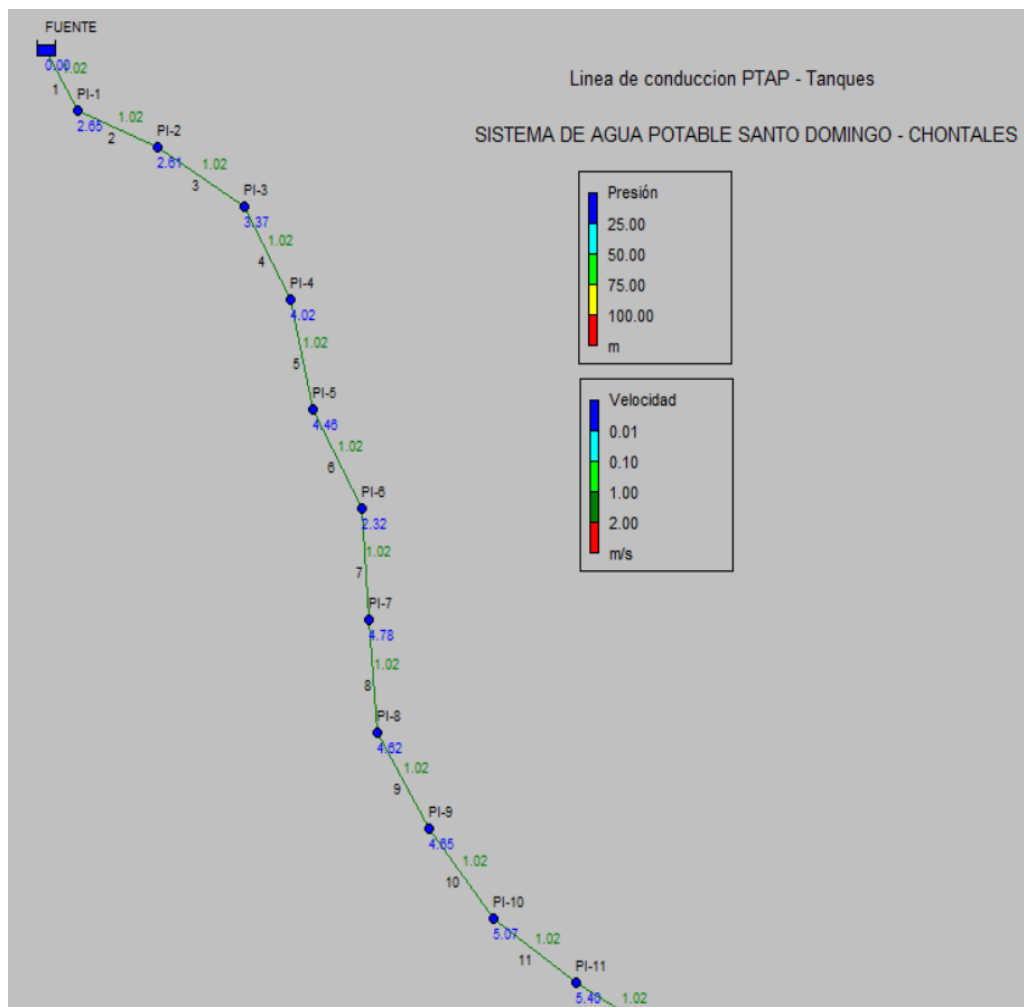
De acuerdo a los resultados del modelo hidráulico las velocidades máximas y mínimas en la línea de conducción son de 1.02 m/s y 0.45 m/s respectivamente, el valor de la velocidad mínima se encuentra ligeramente por debajo del valor mínimo permisible por las normas técnicas del **INAA**, no obstante, es un valor aceptable. Sin embargo, en los tramos con velocidades mínimas por debajo del valor recomendado por las normas, se

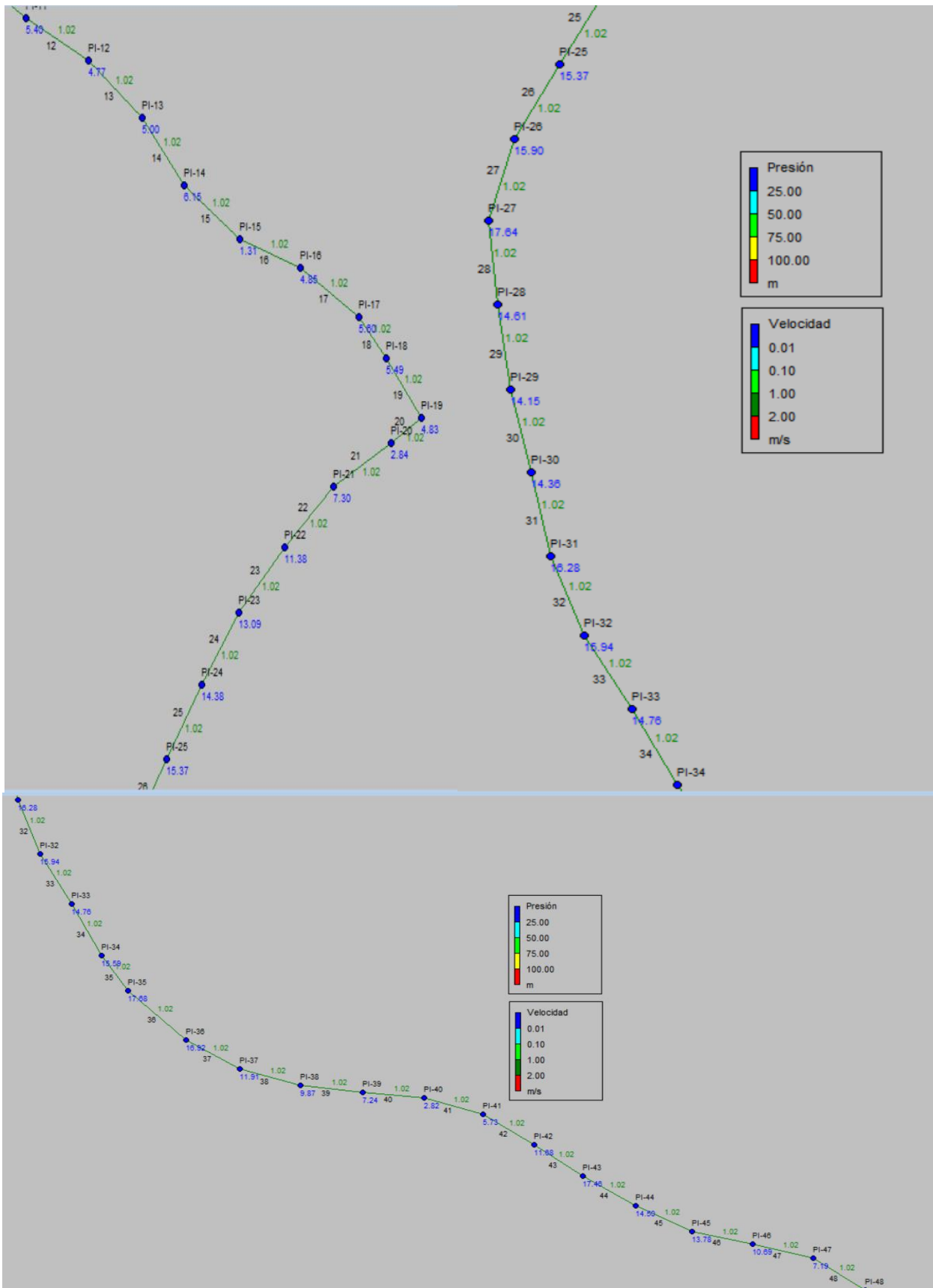
recomienda la implementación de un programa de mantenimiento preventivo, que consiste básicamente en purgar la tubería en las partes bajas del sistema con mayor frecuencia para evitar acumulación de sedimentos, que eventualmente pudiera afectar la calidad del agua, sobre todo en sus propiedades organolépticas.

b) Presiones.

Como resultado de la corrida del modelo hidráulico, tanto en la línea de conducción como de distribución, se obtuvieron valores de presiones máximas y mínimas que oscilan entre 65.84 m.c.a a 5.00 m.c.a respectivamente, los cuales se corresponden con los datos de la topografía de terreno. El valor de presión máxima se considera normal, dado que las normas técnicas permiten valores de presiones máximas hasta de 70 m.c.a.

Imagen # 11 Análisis Consumo Máximo Horario – Fuente Línea de conducción





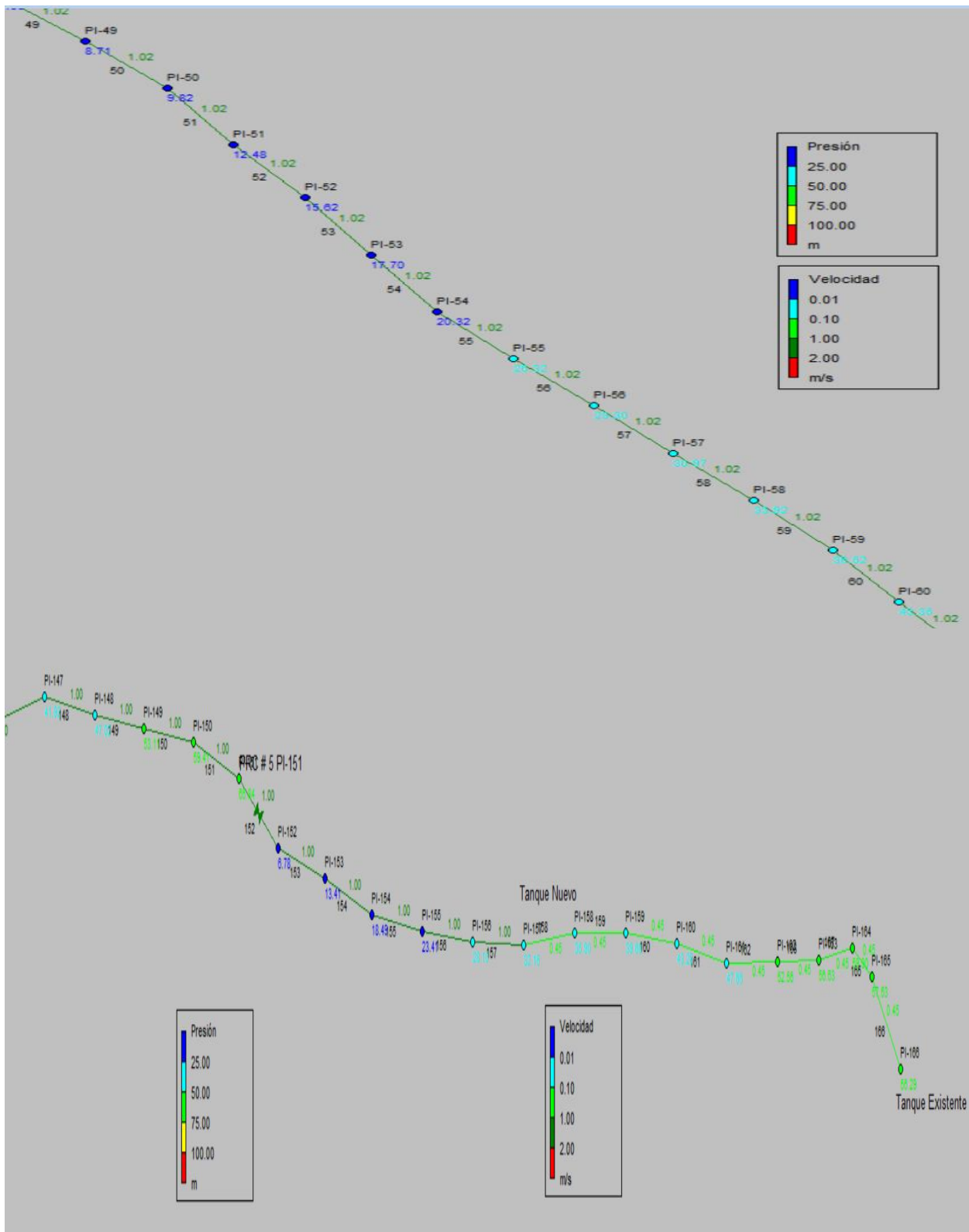


Imagen # 12 Análisis Consumo Máximo Horario Sector Norte

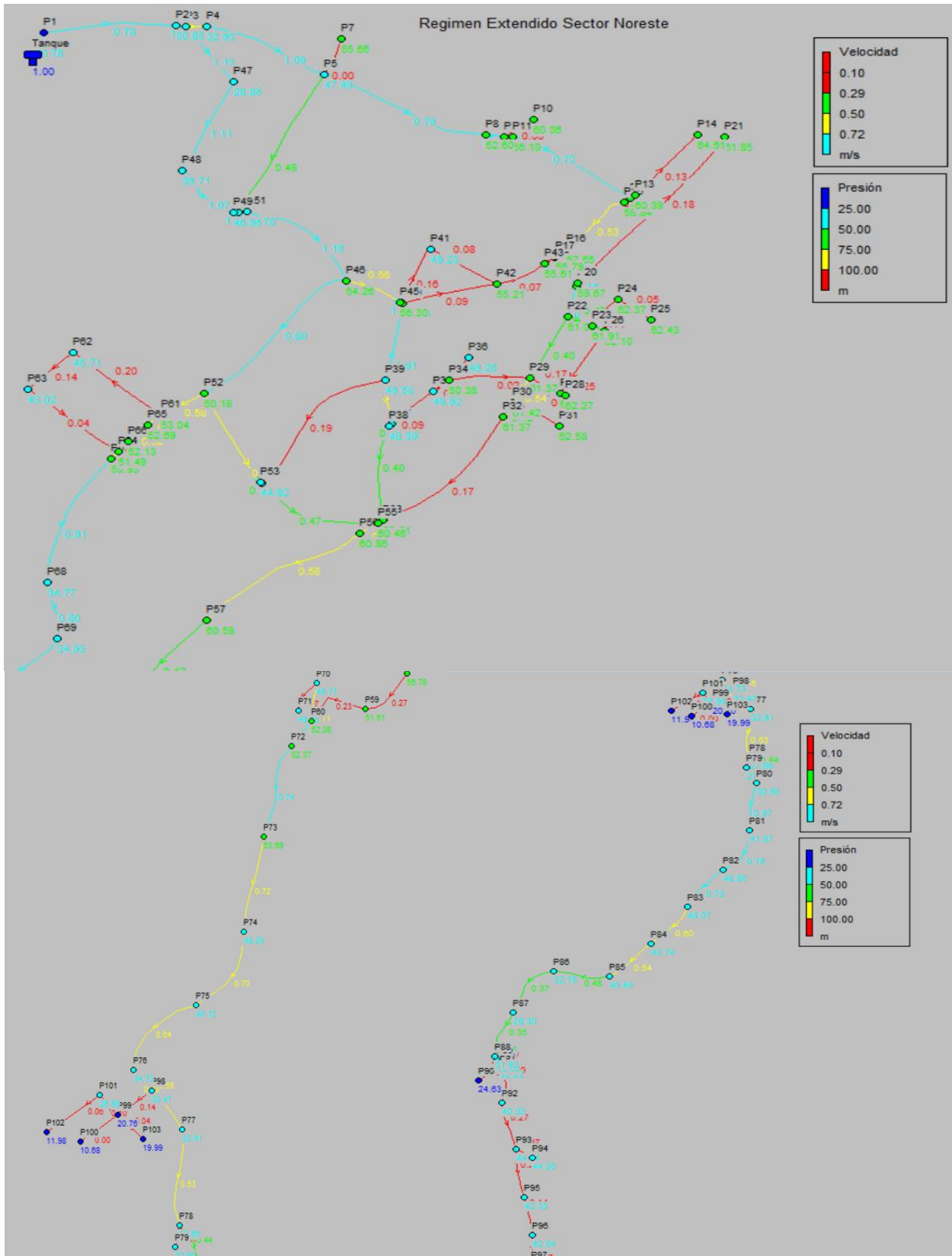


Imagen # 13 Análisis Sin Consumo Sector Norte

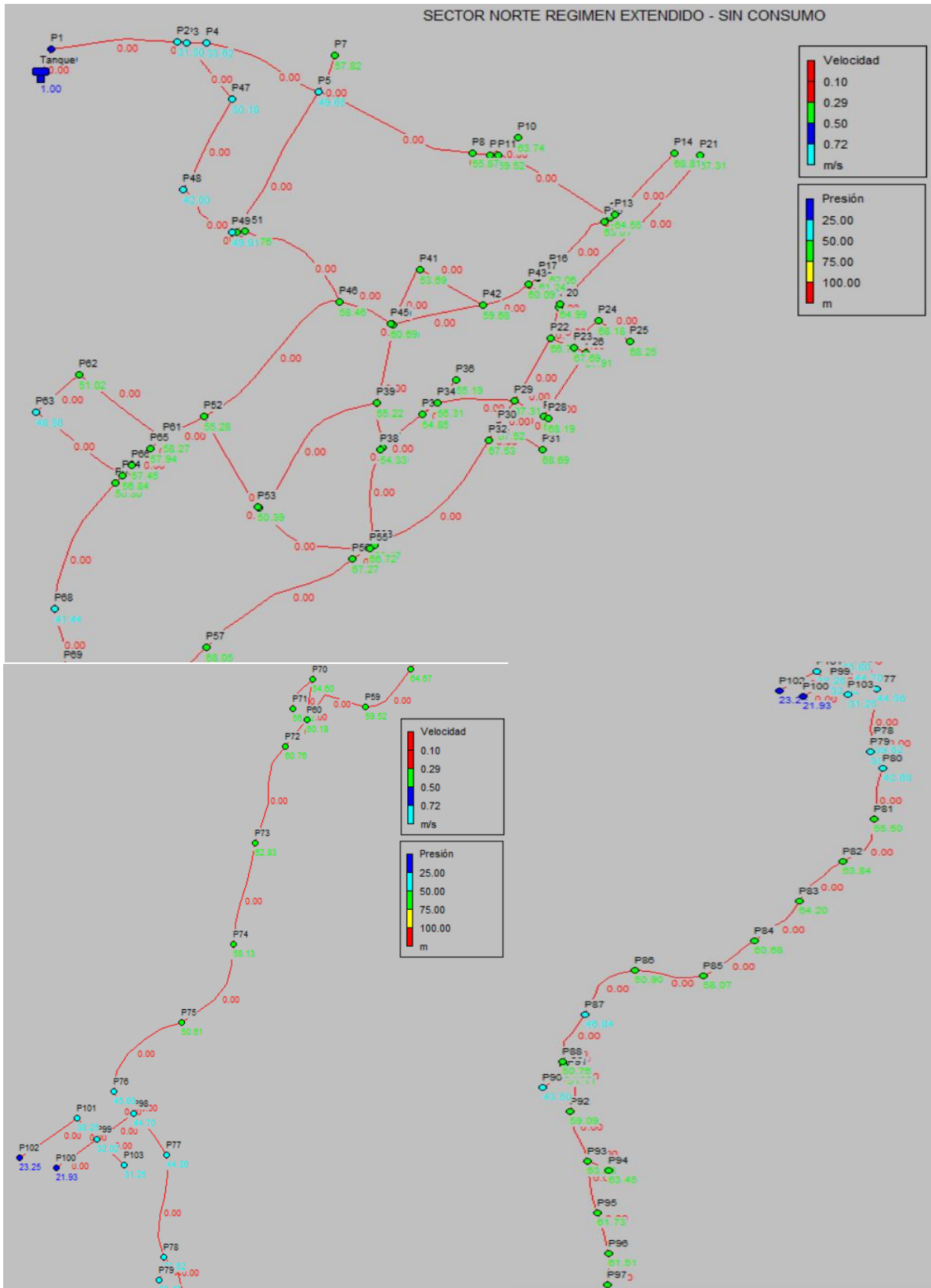


Imagen # 14 Análisis Consumo Máximo Horario Sector Sur

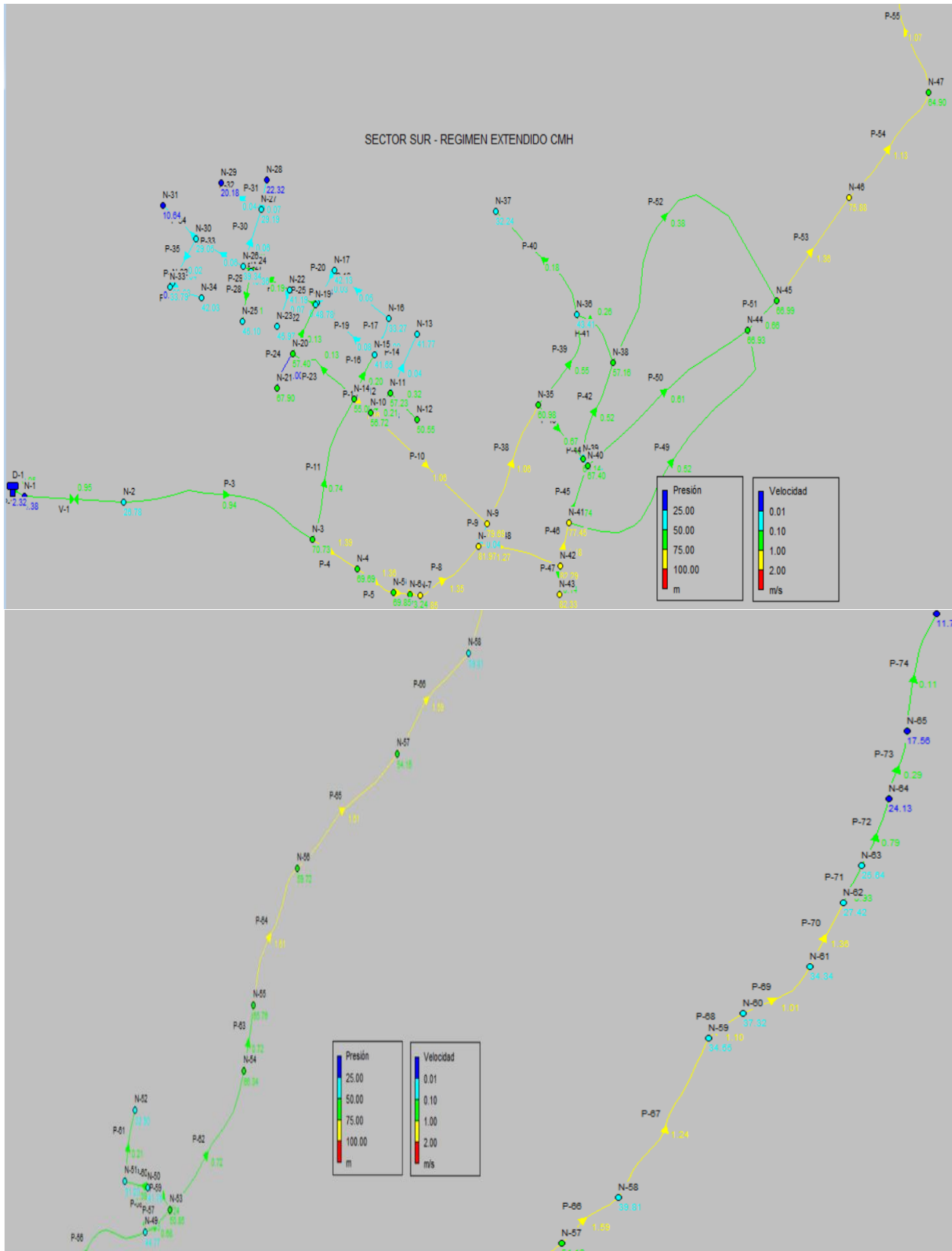
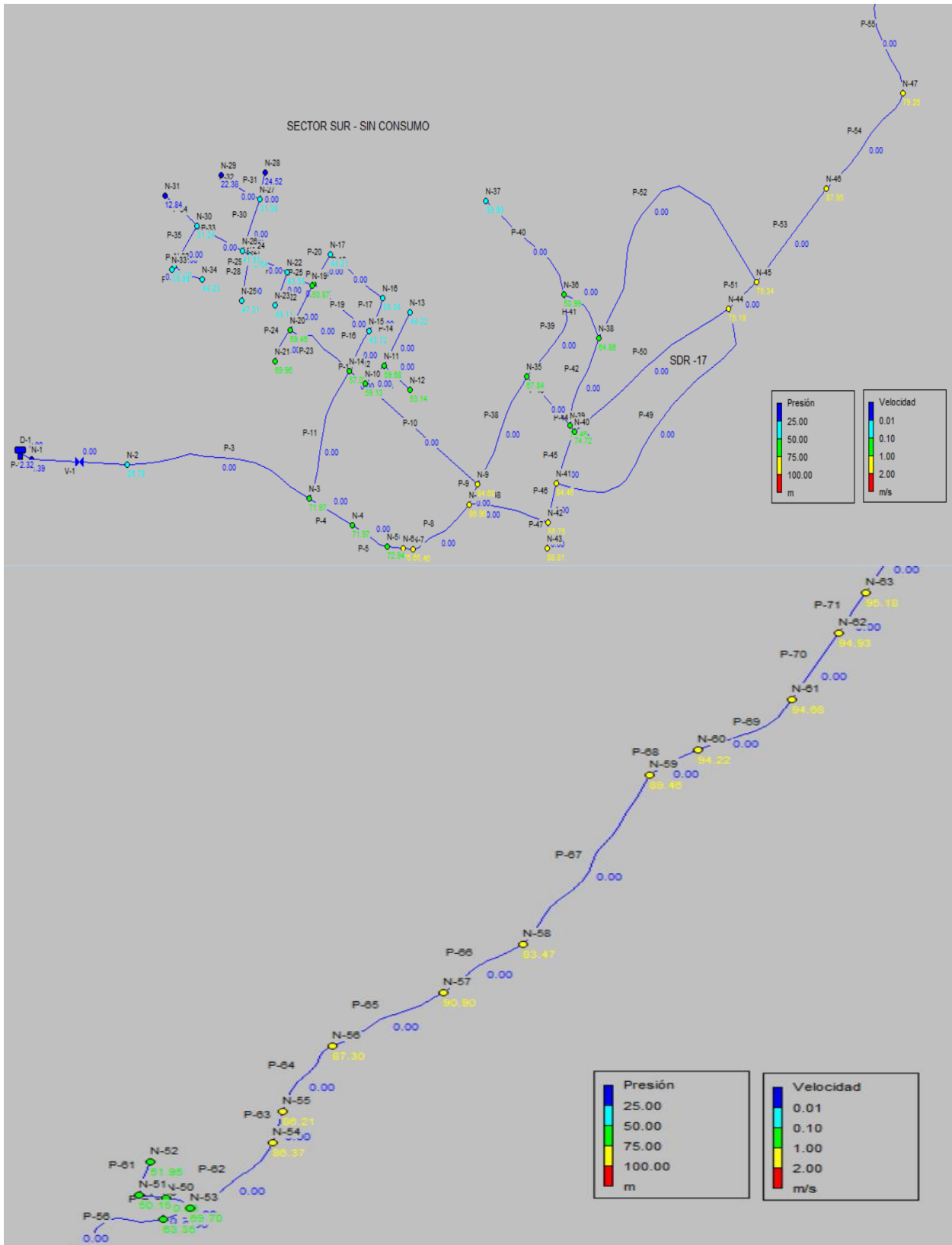


Imagen # 15 Análisis Sin Consumo Sector Sur



4.4.19 Conexiones domiciliarias

Actualmente existe un 35% de micro medición sin embargo se desconoce si están en óptimas condiciones de registros, por lo cual se proveerá a toda la población proyectada con nuevos medidores, para un mejor control y regulación del servicio de agua potable.

Las conexiones domiciliarias son tuberías y accesorios que se instalan desde la red de distribución hacia cada vivienda, para que las familias puedan utilizar el agua en la preparación de sus alimentos e higiene.

La conexión domiciliaria consta de las siguientes partes:

1. Elemento de toma: Que puede constar de una tee o una abrazadera.
2. Elemento de conducción: Que va desde la toma hasta la vivienda.
3. Elemento de control: Constituido por una válvula de compuerta o de paso a la entrada de la vivienda.
4. Conexión al interior: Es la distribución interna de la vivienda.

4.4.20 Presupuesto

De acuerdo con el catálogo de costos de obras primarias de El Nuevo FISE, se realizaron estimaciones del monto total de la obra, incluyendo costos directos e indirectos. Ver tabla 23.

Tabla # 23

GRAN TOTAL DEL PROYECTO		U\$ 2,166,939.64			
ETAPA	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANT.	COSTOS US\$	
				UNITARIO	TOTAL
	SISTEMA DE AGUA POTABLE - SANTO DOMINGO				
1	PRELIMINARES				14,270.80
1.1	Limpieza Inicial	m ²	6,518.85	0.17	1,108.20
1.2	Trazo y Nivelación para Tuberías	ml	8,148.56	0.45	3,666.85
1.3	Rótulo Informativo del Proyecto	c/u	1	677.54	677.54
1.4	Facilidades Temporales	m ²	90	97.98	8,818.20
2	FUENTE Y OBRAS DE CAPTACION				186,075.28
2.1	CONSTRUCCION DE DIQUE TOMA DE MAMPOSTERIA				47,679.12
2.1.1	Excavaciones y Rellenos				731.66
2.1.1.1	Excavación común	m ³	15	7.79	116.85
2.1.1.2	Excavación en Roca para Fundaciones	m ³	5	108.22	541.1
2.1.1.3	Relleno compactado	m ³	9	8.19	73.71
2.1.2	Concretos				25,225.29
2.1.2.1	Concreto Estructural f'c = 3,500 PSI	m ³	10.23	348.36	3,563.72
2.1.2.2	Concreto Ciclópeo	m ³	70	295.08	20,655.60
2.1.2.3	Concreto Pobre f'c=1,500psi (SOLADO)	m ³	2	163.93	327.87
2.1.2.4	Repello Corriente	m ²	128.7	5.27	678.1
2.1.3	Formaleta	m ²	140.54	24.59	3,455.90
2.1.4	Impermeabilizante cementicio tipo SIKATOP SEAL-107 o Similar	m ²	128.7	30	3,861.00

2.1.5	Acero de Refuerzo				2,853.07
2.1.5.1	Acero de Refuerzo # 3 Grado 40	kg	168	2.87	481.97
2.1.5.2	Acero de Refuerzo # 4 Grado 40	kg	682.5	2.87	1,957.99
2.1.5.3	Rejilla Metálica	kg	120	3.44	413.11
2.1.6	Geotextil (Protección de Estructura)	m²	60	65.76	3,945.60
2.1.7	Suministro e Instalación de Tubería				
2.1.7.1	Tubería Ø 10" PVC con perforaciones de Ø 3/8" @ 0.10m	m	0.97	94.25	91.43
2.1.7.2	Tapón Hembra Ø 10" PVC con perforaciones de Ø 3/8" @0.10m	c/u	1	50	50
2.1.7.3	Tubería Ø 10" Hierro Fundido empotrada	m	9.6	222.68	2,137.73
2.1.8	Válvula de Hierro Fundido Ø 10", Incluye Flange con KIT de Instalación	c/u	3	1,343.49	4,030.46
2.1.9	Construcción de Pedestal de Concreto para Válvulas	c/u	3	194.84	584.52
2.1.10	Pintura Anticorrosiva Epóxica	m²	24	14.6	350.4
2.1.11	Fabricación e Instalación de Tapas de Concreto Reforzadas Fc=3,500psi	c/u	3	120.69	362.06
2.2	CONSTRUCCION DE DESARENADOR CON ACCESORIOS				51,267.48
2.2.1	Excavaciones y Rellenos				816.67
2.2.1	Excavación común	m ³	36.5	7.79	284.34
2.2.2	Excavación en Roca para Fundaciones	m ³	3.5	108.22	378.77
2.2.3	Relleno compactado	m ³	18.75	8.19	153.56
19.2.2	Concretos				7,385.80
19.2.2.1	Concreto Estructural f'c=3,500psi	m ³	9	348.36	3,135.24
19.2.2.2	Concreto Pobre f'c=1,500psi	m ³	24	163.93	3,934.43
19.2.2.3	Repello Corriente	m ²	60	5.27	316.13
2.2.3	Formaleta	m²	60	24.59	1,475.41
2.2.4	Impermeabilizante cementicio tipo SIKATOP SEAL-107 o Similar	m²	30	30	900

2.2.5	Acero de Refuerzo				4,217.21
2.2.5.1	Acero de Refuerzo # 3 Grado 40	kg	1,470.00	2.87	4,217.21
2.2.6	Geotextil (Protección de Estructura)	m²	24	65.76	1,578.24
2.2.7	Suministro e Instalación de Tubería				23,829.28
2.2.7.1	Tubería Ø 10" Ho Fo (incluye accesorios TEE, CODO)	m	65.07	313.32	20,387.73
2.2.7.2	Tubería Ø 12" Ho Fo (incluye accesorios TEE, CODO, REDUCTOR)	m	5.48	628.02	3,441.55
2.2.8	Válvula de Hierro Fundido Ø 10", Incluye Flange con KIT de Instalación	c/u	4	1,343.49	5,373.95
2.2.9	Pedestal de concreto para Tubería y Válvulas	c/u	20	194.84	3,896.80
2.2.10	Pintura Anticorrosiva Epóxica	m²	12	14.6	175.2
2.2.11	Fabricación e Instalación de Tapas de Concreto Reforzadas fc=3,500psi	c/u	13	120.69	1,568.92
2.2.12	Pantalla en canal de entrada (Lámina de acero Ø1/8" perforada, empotrada)	c/u	1	25	25
2.2.13	Vertedero de Salida (Lámina de acero Ø1/8" perforada, empotrada)	c/u	1	25	25
2.3	ESTACION DE BOMBEO				87,128.68
2.3.1	Construcción de carcamo de bombeo	c/u	1	4,193.52	4,193.52
2.3.2	Suministro e instalación de equipos de bombeo con caudal de 22 lps, CTD=254 m, acoplado a motor	c/u	2	24,382.50	48,765.00
2.3.3	Energización	global	1	2,750.25	2,750.25
2.3.4	Suministro e instalación de sarta de bombeo de 6"	c/u	2	1,215.25	3,645.75
2.3.5	Suministro e instalación de macro medidor ultrasónico de 8"	c/u	1	2,425.00	2,425.00
2.3.6	Construcción de caseta de bombeo	m ²	42	18.61	781.66
2.3.7	Mejoramiento del cerco perimetral	global	1	185	185

2	LINEA DE CONDUCCIÓN EL JABALI - PTAP				728,910.11
2.1	Excavaciones				146,134.33
2.1.1	Excavación común de 0.00 a 1.50 mts	m ³	3,640.10	7.79	28,356.36
2.1.3	Excavación en suelo mixto	m ³	520.01	10.05	5,226.14
2.1.4	Excavación en Roca	m ³	1,040.03	108.22	112,551.83
2.2	Rellenos				105,472.36
2.2.1	Relleno y Compactación con material del sitio	m ³	4,368.12	8.19	35,774.88
2.2.2	Relleno y Compactación con material selecto, incluye acarreo hasta 10 km	m ³	676.02	43.1	29,136.38
2.2.3	Pruebas de Compactación de Relleno	c/u	1,352.04	30	40,561.09
2.3	Conformación				10,185.70
2.3.1	Conformación de Fondo de Zanja	ml	8,148.56	1.25	10,185.70
2.4	Suministro e instalación de Tubería				450,678.80
2.4.1	Tubería de 8" HFD	ml	3,466.76	130	450,678.80
2.5	Pruebas Hidrostática para Tuberías				9,008.40
2.5.2	Pruebas Hidrostática de Tuberías de 6" $\lt; \varnothing \leq 12''$	c/u	12	750.7	9,008.40
2.6	Suministro e instalación de Válvulas				7,430.52
2.6.1	Válvula de Aire y Vacío de Hierro Fundido de 2", incluye abrazadera, válvula y caja de protección	c/u	6	814.73	4,888.35
2.6.3	Válvulas de Limpieza HF de 4"	c/u	2	1,271.09	2,542.17

4	LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN				395,157.49
4.1	Excavaciones				132,417.60
4.1.1	Excavación común	m ³	3,392.50	7.79	26,427.54
4.1.2	Excavación en suelo mixto	m ³	1,413.54	10.05	14,206.08
4.1.3	Excavación en Roca	m ³	848.12	108.22	91,783.98
4.2	Rellenos				145,618.93
4.2.1	Relleno y Compactación con material del sitio	m ³	4,071.00	8.19	33,341.45
4.2.2	Relleno y Compactación con material selecto, incluye acarreo hasta 10 km	m ³	1,837.60	43.1	79,200.65
4.2.3	Pruebas de Compactación de Relleno	c/u	1,102.56	30	33,076.84
4.3	Conformación				5,852.25
4.3.1	Conformación	ml	4,681.80	1.25	5,852.25
4.4	Pruebas Hidrostática para Tuberías				4,804.48
4.4.2	Pruebas Hidrostática de Tuberías de 6" < \emptyset \leq 12"	c/u	16	300.28	4,804.48
4.5	Suministro e instalación de Tubería				81,935.96
4.5.3	Tubería de 3" PVC SDR-26	ml	1,013.00	7.35	7,445.55
4.5.4	Tubería de 4" PVC SDR-26	ml	720	11.08	7,977.60
4.5.5	Tubería de 6" PVC SDR-26	ml	1,437.80	22.75	32,709.95
4.5.6	Tubería de 10" PVC SDR-26	ml	755	44.77	33,802.86
4.6	Suministro e Instalación de Válvulas y Accesorios				24,528.27
4.6.1	Válvula HF - Compuerta - \emptyset 2", Incluye Flange con KIT de Instalación	c/u	5	423.01	2,115.05
4.6.2	Válvula HF - Compuerta - \emptyset 3", Incluye Flange con KIT de Instalación	c/u	4	508.41	2,033.64
4.6.3	Válvula HF - Compuerta - \emptyset 4", Incluye Flange con KIT de Instalación	c/u	7	563.85	3,946.95
4.6.4	Válvula HF - Compuerta - \emptyset 6", Incluye Flange con KIT de Instalación	c/u	4	771.45	3,085.80
4.6.5	Válvula HF - Compuerta - \emptyset 10", Incluye Flange con KIT de Instalación	c/u	1	1,343.49	1,343.49
4.6.6	Válvula Reductora de Presión HF de 4", incluye Caja de Concreto Reforzado y Sarta	c/u	1	3,773.47	3,773.47
4.6.7	Válvula Reductora de Presión HF de 3", incluye Caja de Concreto Reforzado y Sarta	c/u	1	3,402.83	3,402.83
4.6.8	Válvula Reductora de Presión HF de 2", incluye Caja de Concreto Reforzado y Sarta	c/u	1	2,549.52	2,549.52
4.6.9	Válvula de Limpieza HF de 2"	c/u	4	569.38	2,277.52

5	TANQUE DE ALMACENAMIENTO				112,637.47
5.1	Mejoramiento de Suelo para Fundaciones				4,244.27
5.1.1	Corte de Terreno Natural	m ³	141.03	3.93	553.92
5.1.2	Desalojo de Material Excavado	m ³	42.31	8.35	353.1
5.1.3	Suelo Cemento para Fundaciones proporcio 2qq x m3	m ³	56.41	59.16	3,337.25
5.3	Fundaciones para Tanque	m³	21.72	1,750.95	38,024.08
5.4	Construcción y Erección de Tanque de Acero vitrificado empinado de 120,000 Galones	glb	1	52,798.78	52,798.78
5.5	Suministro e Instalación de Válvulas y Accesorios				17,570.34
5.5.2	Válvula HF - Compuerta - Ø 8", Incluye Flange con KIT de Instalación	c/u	2	1,264.24	2,528.49
5.5.3	Válvula de control de Nivel por Flotador HF de 8"	c/u	1	3,264.63	3,264.63
5.5.4	Sarta de Entrada al tanque de 8"	c/u	1	3,766.88	3,766.88
5.5.5	Sarta de Salida del Tanque de 8"	c/u	1	3,766.88	3,766.88
5.5.6	Sarta de Limpieza del Tanque de 6"	c/u	1	3,201.84	3,201.84
5.5.7	Macromedidor de 8"	c/u	1	1,041.63	1,041.63
6	PLANTA DE TRATAMIENTO				373,631.62
6.1	Rehabilitación de la Planta Actual				373,631.62
6.1.1	Suministro e instalacion de PTAP de 45 lps, incluye todo, (galeron)	glb	1	370,000.00	370,000.00
6.1.7	Macromedidor de 10"	c/u	1	694.42	694.42
6.1.8	Suministro e instalación de Luminaria Exterior de 175W-220V, en poste de concreto de 30 pies	c/u	4	734.3	2,937.20
12	CONEXIONES DOMICILIARES				116,886.00

12	CONEXIONES DOMICILIARES				116,886.00
12.1	Rehabilitar Conexiones Domiciliars de 1/2" (Caja + Válvula)	c/u	1,100.00	83.5	91,850.00
12.2	Conexiones Domiciliars Nuevas de 1/2" (Caja + Medidor + Válvula)				25,036.00
12.2.1	Conexión Corta de 0M - 3.50M	c/u	100	112.88	11,288.00
12.2.2	Conexión Larga de 3.50M - 7.50M	c/u	80	171.85	13,748.00
13	OTRAS OBRAS				94,933.50
13.1	Rotura y Reposición de Adoquinado	m ²	1,875.00	47.06	88,237.50
13.4	Rotura y Restauración de Anden	m ²	180	37.2	6,696.00
14	MEDIDAS AMBIENTALES	global	1	22,500.00	22,500.00
15	LIMPIEZA FINAL Y ENTREGA				3,741.02
15.1	Limpieza Final	glb	1	3,741.02	3,741.02
	TOTAL \$				U\$ 2,166,939.64

CONCLUSIONES

Durante el desarrollo del presente estudio monográfico, se lograron identificar las siguientes conclusiones:

1 - La fuente de abastecimiento del sistema de agua potable del casco urbano del municipio de Santo Domingo cuenta con suficiente capacidad para brindar el total de la demanda proyectada durante el periodo de diseño proyectado para el presente estudio (2022 – 2042)

2 - Los estudios hidrológicos de la llanura referida, confirman la existencia, a lo largo y ancho de la misma de un reservorio (acuífero o depósitos) regional de gran potencial (265 MMC). La recarga del acuífero es abundante debido a la alta precipitación en la zona y a la alta permeabilidad que caracteriza a los materiales rocosos presentes en la superficie y en el subsuelo del área.

3 - Desde el punto de vista del contenido mineral, en general, las aguas son idóneas para el consumo humano; sin embargo, dado que la llanura es una zona de agricultura extensiva e intensiva, donde se hace uso en gran escala de agroquímicos, existe el peligro potencial que las se contaminen.

4 - La alternativa propuesta de este mejoramiento que se llevara a cabo en la comunidad estará conformado por: rehabilitación del sistema, aplicación de la línea conducción, Un nuevo sistema de almacenamiento para 208,000 Galones y 1,820 metros de red de distribución de PVC, la que funcionará por medio de ramales abiertos, válvulas principales y conexiones domiciliarias.

8 - La población actual según el estudio socioeconómico corresponde a una población de 7,016 habitantes; al culminar el período de diseño de 20 años la población servida será de 12,578 habitantes.

9 - El diseño hidráulico se analizó por el programa de EPANET 2.0, están dentro de los rangos establecidos por las normas NTON de **INAA**.

10 - La fuente tiene la capacidad de abastecer los requerimientos de la población proyectada y una calidad que no presenta grado de contaminación, según los análisis realizados. El tratamiento de desinfección que se le dará al agua será por medio del proceso de cloración.

11 - El costo total de inversión, el cual asciende a U\$ 2,166,939.64

RECOMENDACIONES

Para la ejecución del mejoramiento del sistema de agua potable es muy importante que la alcaldía de Santo Domingo y la población, tomen en cuenta las siguientes recomendaciones:

1 - Se deberá reconfirmar la calidad del agua de la fuente mediante el análisis físico-químico y bacteriológico para evitar alguna contaminación durante su ejecución.

2 - Una vez construido el sistema de agua potable se brindará capacitación técnica sobre hábitos higiénicos a través de la educación ambiental, lo que contribuirá a mantener el cuidado y protección de la fuente.

3 - No permitir el consumo de agua sin cloración para evitar que se presenten enfermedades en la comunidad.

4 - Para que el sistema preste un buen servicio, es importante que se cumpla la guía de mantenimiento y operación, para mantener el buen funcionamiento del sistema de Agua Potable.

5 - Garantizar personal de mano de obra calificado para la construcción del sistema y contratar ingeniero de supervisión para que se apliquen las especificaciones técnicas contenidas en los planos.

6 - Garantizar el pago de la tarifa del servicio, lo cual servirá para sostener y mantener los costos de operación y mantenimiento del sistema durante su período de diseño.

7 - Para disminuir los posibles impactos negativos ocasionados al medio ambiente, debido a la ejecución del proyecto, se debe cumplir con lo establecido en la unidad de evaluación ambiental.

BIBLIOGRAFÍA Y ANEXOS

ENACAL. Normas y procedimientos técnicos para la implementación de proyectos de Agua Potable.

Alcaldía Municipal de Santo Domingo Plan de Desarrollo Municipal.

Normas Técnicas NTON 09 – 003 – 99 **INAA**.

Diseño de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable urbano

Manual de HIDRÁULICA J. M.

Acevedo Netto-Guillermo Acosta Álvarez 1975, Editorial HARLA S.A.

Apuntes de ingeniería sanitaria hidráulica 2 -Diseño de abastecimiento de agua potable.

Fondo de Inversión Social de Emergencia (FISE 2010). Catálogo de Etapas y Sub- Etapas. Managua, Nicaragua: Nuevo – FISE. División de desarrollo institucional.

Webgrafia

<http://www.INAA.gob.ni/Documentos/Ambiental/Normas%Alc.pdf>

<http://www.enacal.gob.ni>

<http://www.inide.gob.ni>

N°	Zona del Acueducto	Diámetros de tubería	Observaciones
1	Línea de Conducción	6 pulgadas SDR 17	Referencia coordenadas levantadas para límite de transición de cédulas
2	Zona 1 o zona baja	6 pulgadas SDR 17, 4 pulgadas SDR17, 3 pulgadas SDR 26 y 2 pulgadas SDR 26	Fue necesario anexar en plano un tramo de tubería el cual no estaba reflejado, también se corrigió diámetro de tubería en sector del By pass, plano reflejaba 2 pulgadas y en campo existe 3 pulgadas, así mismo se incluyeron y eliminaron válvulas. (ver detalle de accesorios)
3	Zona 2 o zona alta	6 pulgadas SDR 17, 4 pulgadas SDR 17, 3 pulgadas SDR 26 y 2 pulgadas SDR 26	Fue necesario suprimir en plano un tramo de tubería el cual estaba reflejado y no existe, también se corrigió el diámetro en sector del Bo Jalteva, plano reflejaba 3 pulgadas y en campo existe 4 pulgadas. Así mismo se incluyeron y eliminaron válvulas. (ver detalle de accesorios)
4	Zona III	2 pulgadas SDR 26	Esta es una zona anexa a la zona II pero se abastece de manera independiente de un pequeño tanque de acero color rojo, en esta zona en plano se debió suprimir una red de 4 pulgadas cuando en realidad se abastece de tubería 2 pulgadas

RESULTADOS DEL ANALISIS HIDRAULICO DE LA RED PARA EL 2042

Tabla de Red – Nudos- Linea de conduccion					
	Cota	Demanda Base	Demanda	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	LPS	m	m
Conexión PI-1	714.648	0	0	717.29	2.65
Conexión PI-2	714.554	0	0	717.16	2.61
Conexión PI-3	713.635	0	0	717.01	3.37
Conexión PI-4	712.873	0	0	716.9	4.02
Conexión PI-5	712.314	0	0	716.78	4.46
Conexión PI-6	714.338	0	0	716.66	2.32
Conexión PI-7	711.756	0	0	716.54	4.78
Conexión PI-8	711.804	0	0	716.42	4.62
Conexión PI-9	711.647	0	0	716.3	4.65
Conexión PI-10	711.113	0	0	716.18	5.07
Conexión PI-11	710.668	0	0	716.06	5.4
Conexión PI-12	711.176	0	0	715.94	4.77
Conexión PI-13	710.821	0	0	715.82	5
Conexión PI-14	709.551	0	0	715.71	6.15
Conexión PI-15	714.279	0	0	715.59	1.31
Conexión PI-16	710.632	0	0	715.48	4.85
Conexión PI-17	709.762	0	0	715.36	5.6
Conexión PI-18	709.8	0	0	715.29	5.49
Conexión PI-19	710.357	0	0	715.18	4.83
Conexión PI-20	712.286	0	0	715.12	2.84
Conexión PI-21	707.709	0	0	715.01	7.3
Conexión PI-22	703.51	0	0	714.89	11.38
Conexión PI-23	701.677	0	0	714.77	13.09
Conexión PI-24	700.274	0	0	714.65	14.38
Conexión PI-25	699.161	0	0	714.53	15.37
Conexión PI-26	698.515	0	0	714.41	15.9
Conexión PI-27	696.654	0	0	714.29	17.64
Conexión PI-28	699.569	0	0	714.18	14.61
Conexión PI-29	699.901	0	0	714.06	14.15
Conexión PI-30	699.577	0	0	713.94	14.36
Conexión PI-31	697.541	0	0	713.82	16.28
Conexión PI-32	697.76	0	0	713.7	15.94
Conexión PI-33	698.814	0	0	713.58	14.76
Conexión PI-34	697.866	0	0	713.46	15.59
Conexión PI-35	695.683	0	0	713.37	17.68
Conexión PI-36	696.298	0	0	713.22	16.92
Conexión PI-37	701.189	0	0	713.1	11.91
Conexión PI-38	703.114	0	0	712.98	9.87

Conexión PI-39	705.621	0	0	712.86	7.24
Conexión PI-40	709.92	0	0	712.74	2.82
Conexión PI-41	706.902	0	0	712.63	5.73
Conexión PI-42	700.829	0	0	712.51	11.68
Conexión PI-43	694.936	0	0	712.4	17.46
Conexión PI-44	697.781	0	0	712.28	14.5
Conexión PI-45	698.386	0	0	712.16	13.78
Conexión PI-46	701.352	0	0	712.05	10.69
Conexión PI-47	704.741	0	0	711.93	7.19
Conexión PI-48	702.462	0	0	711.81	9.35
Conexión PI-49	702.976	0	0	711.69	8.71
Conexión PI-50	701.752	0	0	711.57	9.82
Conexión PI-51	698.973	0	0	711.45	12.48
Conexión PI-52	695.706	0	0	711.33	15.62
Conexión PI-53	693.509	0	0	711.21	17.7
Conexión PI-54	690.774	0	0	711.09	20.32
Conexión PI-55	684.655	0	0	710.98	26.32
Conexión PI-56	681.562	0	0	710.86	29.3
Conexión PI-57	679.772	0	0	710.74	30.97
Conexión PI-58	676.701	0	0	710.62	33.92
Conexión PI-59	673.989	0	0	710.5	36.52
Conexión PI-60	667.042	0	0	710.39	43.35
Conexión PI-61	658.822	0	0	710.28	51.46
Conexión PI-62	657.372	0	0	710.17	52.79
Conexión PI-63	661.959	0	0	710.05	48.09
Conexión PI-64	667.075	0	0	709.93	42.86
Conexión PI-65	669.028	0	0	709.81	40.79
Conexión PI-66	665.516	0	0	709.7	44.18
Conexión PI-67	661.596	0	0	709.58	47.98
Conexión PI-68	655.415	0	0	709.46	54.05
Conexión PI-69	659.207	0	0	709.34	50.14
Conexión PI-70	662.136	0	0	709.22	47.09
Conexión PI-71	666.094	0	0	709.11	43.01
Conexión PI-72	666.573	0	0	708.99	42.41
Conexión PI-73	666.18	0	0	708.87	42.69
Conexión PI-74	664.954	0	0	708.75	43.79
Conexión PI-75	666.05	0	0	708.62	42.57
Conexión PI-76	666.371	0	0	708.5	42.13
Conexión PI-77	665.847	0	0	708.38	42.54
Conexión PI-78	665.471	0	0	708.26	42.79
Conexión PI-79	666.428	0	0	708.14	41.72
Conexión PI-80	666.905	0	0	708.02	41.12
Conexión PI-81	667.355	0	0	707.9	40.55

Conexión PI-82	667.947	0	0	707.78	39.83
Conexión PI-83	668.035	0	0	707.66	39.63
Conexión PI-84	667.679	0	0	707.54	39.86
Conexión PI-85	667.526	0	0	707.42	39.9
Conexión PI-86	660.547	0	0	707.31	46.76
Conexión PI-87	654.451	0	0	660.55	6.1
Conexión PI-88	650.799	0	0	660.43	9.63
Conexión PI-89	645.551	0	0	660.31	14.76
Conexión PI-90	639.477	0	0	660.2	20.72
Conexión PI-91	636.104	0	6.85	660.08	23.98
Conexión PI-92	637.784	0	0	659.96	22.18
Conexión PI-93	640.106	0	0	659.84	19.74
Conexión PI-94	641.907	0	0	659.72	17.81
Conexión PI-95	641.067	0	0	659.6	18.53
Conexión PI-96	640.248	0	0	659.48	19.23
Conexión PI-97	640.08	0	0	659.36	19.28
Conexión PI-98	635.989	0	0	659.24	23.26
Conexión PI-99	632.314	0	0	659.13	26.81
Conexión PI-100	628.338	0	0	659.01	30.67
Conexión PI-101	620.988	0	0	658.9	37.91
Conexión PI-102	612.043	0	0	658.79	46.75
Conexión PI-103	602.205	0	0	612.04	9.84
Conexión PI-104	591.591	0	0	611.94	20.35
Conexión PI-105	580.74	0	0	611.84	31.1
Conexión PI-106	571.986	0	0	611.73	39.75
Conexión PI-107	567.869	0	0	611.61	43.75
Conexión PI-108	567.888	0	0	611.5	43.61
Conexión PI-109	567.701	0	0	611.38	43.67
Conexión PI-110	557.04	0	0	567.7	10.66
Conexión PI-111	554.128	0	0	567.58	13.45
Conexión PI-112	552.389	0	0	567.47	15.08
Conexión PI-113	552.342	0	0	567.35	15
Conexión PI-114	555.302	0	0	567.23	11.92
Conexión PI-115	553.71	0	0	567.11	13.4
Conexión PI-116	549.659	0	0	566.99	17.33
Conexión PI-117	541.75	0	0	566.88	25.13
Conexión PI-118	537.133	0	0	566.76	29.63
Conexión PI-119	527.375	0	0	566.65	39.28
Conexión PI-120	521.593	0	0	527.38	5.78
Conexión PI-121	514.909	0	0	527.26	12.35
Conexión PI-122	507.987	0	12.2	527.15	19.16
Conexión PI-123	502.413	0	0	527.03	24.62
Conexión PI-124	496.642	0	0	526.82	30.18

Conexión PI-125	491.428	0	0	526.67	35.25
Conexión PI-126	486.288	0	0	526.56	40.27
Conexión PI-127	479.395	0	0	526.44	47.05
Conexión PI-128	473.471	0	0	526.33	52.86
Conexión PI-129	471.999	0	0	526.21	54.21
Conexión PI-130	467.154	0	0	525.98	58.83
Conexión PI-131	471.813	0	0	525.86	54.05
Conexión PI-132	479.283	0	0	525.75	46.47
Conexión PI-133	485.536	0	0	525.64	40.1
Conexión PI-134	489.637	0	0	525.52	35.88
Conexión PI-135	493.196	0	0	525.4	32.21
Conexión PI-136	492.129	0	0	525.28	33.15
Conexión PI-137	489.297	0	0	525.16	35.86
Conexión PI-138	489.438	0.28	0.28	525.04	35.6
Conexión PI-139	484.654	0	0	489.44	4.78
Conexión PI-140	478.772	0	0	489.33	10.55
Conexión PI-141	473.441	0	0	489.21	15.77
Conexión PI-142	468.906	0	0	489.1	20.19
Conexión PI-143	464.599	0	0	488.98	24.39
Conexión PI-144	460.085	0	0	488.87	28.78
Conexión PI-145	455.705	0	0	488.75	33.05
Conexión PI-146	452.16	0	0	488.64	36.48
Conexión PI-147	446.488	0	0	488.41	41.92
Conexión PI-148	441.277	0	0	488.29	47.02
Conexión PI-149	435.074	0	0	488.18	53.11
Conexión PI-150	428.658	0	0	488.07	59.41
Conexión PI-151	422.117	0	0	487.96	65.84
Conexión PI-152	415.34	0	0	422.12	6.78
Conexión PI-153	408.599	0	0	422.01	13.41
Conexión PI-154	403.407	0	0	421.9	18.49
Conexión PI-155	398.374	0	0	421.78	23.41
Conexión PI-156	393.573	0	0	421.67	28.1
Conexión PI-157	389.392	9.72	9.72	421.56	32.16
Conexión PI-158	385.631	0	0	421.53	35.9
Conexión PI-159	381.822	0	0	421.5	39.68
Conexión PI-160	378.184	0	0	421.48	43.29
Conexión PI-161	373.793	0	0	421.45	47.66
Conexión PI-162	368.863	0	18.25	421.42	52.56
Conexión PI-163	364.773	0	0	421.4	56.63
Conexión PI-164	361.484	0	0	421.39	59.9
Conexión PI-165	363.745	0	0	421.37	57.63
Conexión PI-166	365.053	8	8	421.35	56.29
Embalse FUENTE	717.39	No Disponible	-45	717.39	0

Tabla de Red - Nudos					
	Cota	Demanda Base	Demanda	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	LPS	m	m
Conexión P35	311.20	0.0813	0.08	360.12	48.92
Conexión P36	310.86	0.0609	0.06	360.12	49.26
Conexión P29	298.75	0.0813	0.08	360.12	61.37
Conexión P27	298.08	0.1625	0.16	360.14	62.06
Conexión P78	326.53	0.2844	0.28	354.2	27.66
Conexión P79	326.58	0.1219	0.12	354.19	27.6
Conexión P19	300.83	0.0000	0	360.74	59.91
Conexión P18	304.93	0.0000	0	361.57	56.64
Conexión P70	311.46	0.2438	0.24	358.22	46.77
Conexión P71	309.13	0.0813	0.08	358.21	49.08
Conexión P30	298.53	0.1422	0.14	359.96	61.42
Conexión P31	297.37	0.0813	0.08	359.95	62.58
Conexión P54	315.75	0.3047	0.3	360.28	44.53
Conexión P39	310.83	0.2844	0.28	360.41	49.58
Conexión P5	316.40	0.3657	0.37	363.89	47.49
Conexión P50	315.30	0.1828	0.18	363.15	47.85
Conexión P21	298.75	0.3454	0.35	360.59	61.85
Conexión P20	301.07	0.3454	0.35	360.73	59.67
Conexión P96	304.54	0.0813	0.08	346.58	42.04
Conexión P97	305.26	0.0813	0.08	346.57	41.31
Conexión P95	304.32	0.0813	0.08	346.65	42.33
Conexión P93	302.77	0.2032	0.2	346.81	44.04
Conexión P94	302.61	0.0813	0.08	346.81	44.2
Conexión P92	306.97	0.0406	0.04	347	40.03
Conexión P91	314.94	0.0000	0	347.17	32.22
Conexión P89	314.98	0.0000	0	347.19	32.22
Conexión P90	322.56	0.0813	0.08	347.18	24.63
Conexión P87	319.21	0.0406	0.04	347.51	28.3
Conexión P88	315.29	0.0406	0.04	347.21	31.92
Conexión P86	315.15	0.2032	0.2	347.92	32.76
Conexión P85	307.98	0.1219	0.12	348.45	40.46
Conexión P84	305.37	0.1219	0.12	349.11	43.74
Conexión P83	301.86	0.2438	0.24	349.93	48.07
Conexión P82	302.22	0.1219	0.12	351.08	48.86
Conexión P81	310.55	0.1625	0.16	352.42	41.87
Conexión P80	323.37	0.2438	0.24	354.02	30.65
Conexión P77	321.70	0.0813	0.08	354.6	32.91
Conexión P98	321.35	0.0406	0.04	354.82	33.47
Conexión P75	315.44	0.2438	0.24	355.56	40.12
Conexión P76	320.26	0.0813	0.08	354.98	34.73

Conexión P74	307.92	0.0813	0.08	356.21	48.29
Conexión P73	303.22	0.1219	0.12	356.91	53.69
Conexión P72	305.30	0.2438	0.24	357.67	52.37
Conexión P60	305.88	0.0406	0.04	357.95	52.08
Conexión P59	306.54	0.0813	0.08	358.05	51.51
Conexión P58	301.39	0.2844	0.28	358.16	56.78
Conexión P57	298.00	0.3250	0.33	358.58	60.58
Conexión P56	298.78	0.1219	0.12	359.64	60.86
Conexión P69	324.02	0.0813	0.08	358.95	34.93
Conexión P68	324.61	0.4876	0.49	359.38	34.77
Conexión P67	309.76	0.0406	0.04	360.69	50.93
Conexión P64	309.22	0.0406	0.04	360.71	51.49
Conexión P63	317.69	0.2032	0.2	360.71	43.02
Conexión P62	315.03	0.1219	0.12	360.74	45.71
Conexión P61	307.79	0.1219	0.12	360.83	53.04
Conexión P52	310.78	0.5485	0.55	360.96	50.18
Conexión P46	307.59	0.3250	0.33	361.85	54.26
Conexión P37	311.71	0.0813	0.08	360.13	48.42
Conexión P38	311.72	0.0813	0.08	360.11	48.39
Conexión P33	299.59	0.5688	0.57	359.8	60.21
Conexión P47	335.88	0.1828	0.18	364.73	28.85
Conexión P3	333.98	0.0203	0.02	365.42	31.44
Conexión P48	324.06	0.2641	0.26	363.76	39.71
Conexión P44	305.36	0.0406	0.04	361.63	56.27
Conexión P41	312.36	0.1625	0.16	361.59	49.23
Conexión P55	299.33	0.1828	0.18	359.79	60.46
Conexión P53	315.66	0.3047	0.3	360.28	44.62
Conexión P32	298.52	0.5079	0.51	359.9	61.37
Conexión P34	309.74	0.0000	0	360.12	50.38
Conexión P40	305.35	0.1016	0.1	361.6	56.25
Conexión P42	306.37	0.1828	0.18	361.58	55.21
Conexión P45	305.36	0.0609	0.06	361.66	56.3
Conexión P22	299.26	0.0000	0	360.35	61.09
Conexión P26	298.15	0.1219	0.12	360.24	62.1
Conexión P23	298.36	0.0406	0.04	360.27	61.91
Conexión P24	297.87	0.1016	0.1	360.24	62.37
Conexión P12	302.36	0.2032	0.2	361.9	59.54
Conexión P15	303.04	0.1422	0.14	361.88	58.84
Conexión P16	303.99	0.1219	0.12	361.64	57.65
Conexión P17	304.82	0.0000	0	361.6	56.79
Conexión P13	301.50	0.2641	0.26	361.89	60.39
Conexión P14	297.25	0.2641	0.26	361.86	64.61
Conexión P9	307.21	0.0000	0	362.67	55.46

Conexión P11	306.53	0.1828	0.18	362.63	56.1
Conexión P8	310.18	0.1219	0.12	362.78	52.6
Conexión P7	308.23	0.0000	0	363.89	55.66
Conexión P51	314.29	0.0203	0.02	363.07	48.78
Conexión P49	316.24	0.1016	0.1	363.19	46.95
Conexión P2	334.76	0.0000	0	365.61	30.85
Conexión P4	332.44	0.0609	0.06	365.37	32.93
Conexión P1	355.96	0.0000	0	365.97	10.01
Conexión P43	305.96	0.0609	0.06	361.57	55.61
Conexión P28	297.87	0.0000	0	360.14	62.27
Conexión P66	308.61	0.0406	0.04	360.74	52.13
Conexión P65	308.11	0.0000	0	360.8	52.69
Conexión P10	302.32	0.0000	0	362.67	60.36
Conexión P25	297.80	0.0609	0.06	360.24	62.43
Conexión P99	334.03	0.0000	0	354.8	20.76
Conexión P103	334.81	0.0813	0.08	354.8	19.99
Conexión P101	327.81	0.0813	0.08	354.79	26.98
Conexión P102	342.80	0.1219	0.12	354.78	11.98
Conexión P100	344.12	0.0000	0	354.8	10.68
Depósito Tanque	365.05	No Disponible	-13.77	366.05	1

Tabla de Red - Nudos

	Cota	Demanda Base	Demanda	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	LPS	m	m
Conexión P35	311.20	0.0813	0.08	360.12	48.92
Conexión P36	310.86	0.0609	0.06	360.12	49.26
Conexión P29	298.75	0.0813	0.08	360.12	61.37
Conexión P27	298.08	0.1625	0.16	360.14	62.06
Conexión P78	326.53	0.2844	0.28	354.2	27.66
Conexión P79	326.58	0.1219	0.12	354.19	27.6
Conexión P19	300.83	0.0000	0	360.74	59.91
Conexión P18	304.93	0.0000	0	361.57	56.64
Conexión P70	311.46	0.2438	0.24	358.22	46.77
Conexión P71	309.13	0.0813	0.08	358.21	49.08
Conexión P30	298.53	0.1422	0.14	359.96	61.42
Conexión P31	297.37	0.0813	0.08	359.95	62.58
Conexión P54	315.75	0.3047	0.3	360.28	44.53
Conexión P39	310.83	0.2844	0.28	360.41	49.58
Conexión P5	316.40	0.3657	0.37	363.89	47.49
Conexión P50	315.30	0.1828	0.18	363.15	47.85
Conexión P21	298.75	0.3454	0.35	360.59	61.85
Conexión P20	301.07	0.3454	0.35	360.73	59.67
Conexión P96	304.54	0.0813	0.08	346.58	42.04
Conexión P97	305.26	0.0813	0.08	346.57	41.31

Conexión P95	304.32	0.0813	0.08	346.65	42.33
Conexión P93	302.77	0.2032	0.2	346.81	44.04
Conexión P94	302.61	0.0813	0.08	346.81	44.2
Conexión P92	306.97	0.0406	0.04	347	40.03
Conexión P91	314.94	0.0000	0	347.17	32.22
Conexión P89	314.98	0.0000	0	347.19	32.22
Conexión P90	322.56	0.0813	0.08	347.18	24.63
Conexión P87	319.21	0.0406	0.04	347.51	28.3
Conexión P88	315.29	0.0406	0.04	347.21	31.92
Conexión P86	315.15	0.2032	0.2	347.92	32.76
Conexión P85	307.98	0.1219	0.12	348.45	40.46
Conexión P84	305.37	0.1219	0.12	349.11	43.74
Conexión P83	301.86	0.2438	0.24	349.93	48.07
Conexión P82	302.22	0.1219	0.12	351.08	48.86
Conexión P81	310.55	0.1625	0.16	352.42	41.87
Conexión P80	323.37	0.2438	0.24	354.02	30.65
Conexión P77	321.70	0.0813	0.08	354.6	32.91
Conexión P98	321.35	0.0406	0.04	354.82	33.47
Conexión P75	315.44	0.2438	0.24	355.56	40.12
Conexión P76	320.26	0.0813	0.08	354.98	34.73
Conexión P74	307.92	0.0813	0.08	356.21	48.29
Conexión P73	303.22	0.1219	0.12	356.91	53.69
Conexión P72	305.30	0.2438	0.24	357.67	52.37
Conexión P60	305.88	0.0406	0.04	357.95	52.08
Conexión P59	306.54	0.0813	0.08	358.05	51.51
Conexión P58	301.39	0.2844	0.28	358.16	56.78
Conexión P57	298.00	0.3250	0.33	358.58	60.58
Conexión P56	298.78	0.1219	0.12	359.64	60.86
Conexión P69	324.02	0.0813	0.08	358.95	34.93
Conexión P68	324.61	0.4876	0.49	359.38	34.77
Conexión P67	309.76	0.0406	0.04	360.69	50.93
Conexión P64	309.22	0.0406	0.04	360.71	51.49
Conexión P63	317.69	0.2032	0.2	360.71	43.02
Conexión P62	315.03	0.1219	0.12	360.74	45.71
Conexión P61	307.79	0.1219	0.12	360.83	53.04
Conexión P52	310.78	0.5485	0.55	360.96	50.18
Conexión P46	307.59	0.3250	0.33	361.85	54.26
Conexión P37	311.71	0.0813	0.08	360.13	48.42
Conexión P38	311.72	0.0813	0.08	360.11	48.39
Conexión P33	299.59	0.5688	0.57	359.8	60.21
Conexión P47	335.88	0.1828	0.18	364.73	28.85
Conexión P3	333.98	0.0203	0.02	365.42	31.44
Conexión P48	324.06	0.2641	0.26	363.76	39.71

Conexión P44	305.36	0.0406	0.04	361.63	56.27
Conexión P41	312.36	0.1625	0.16	361.59	49.23
Conexión P55	299.33	0.1828	0.18	359.79	60.46
Conexión P53	315.66	0.3047	0.3	360.28	44.62
Conexión P32	298.52	0.5079	0.51	359.9	61.37
Conexión P34	309.74	0.0000	0	360.12	50.38
Conexión P40	305.35	0.1016	0.1	361.6	56.25
Conexión P42	306.37	0.1828	0.18	361.58	55.21
Conexión P45	305.36	0.0609	0.06	361.66	56.3
Conexión P22	299.26	0.0000	0	360.35	61.09
Conexión P26	298.15	0.1219	0.12	360.24	62.1
Conexión P23	298.36	0.0406	0.04	360.27	61.91
Conexión P24	297.87	0.1016	0.1	360.24	62.37
Conexión P12	302.36	0.2032	0.2	361.9	59.54
Conexión P15	303.04	0.1422	0.14	361.88	58.84
Conexión P16	303.99	0.1219	0.12	361.64	57.65
Conexión P17	304.82	0.0000	0	361.6	56.79
Conexión P13	301.50	0.2641	0.26	361.89	60.39
Conexión P14	297.25	0.2641	0.26	361.86	64.61
Conexión P9	307.21	0.0000	0	362.67	55.46
Conexión P11	306.53	0.1828	0.18	362.63	56.1
Conexión P8	310.18	0.1219	0.12	362.78	52.6
Conexión P7	308.23	0.0000	0	363.89	55.66
Conexión P51	314.29	0.0203	0.02	363.07	48.78
Conexión P49	316.24	0.1016	0.1	363.19	46.95
Conexión P2	334.76	0.0000	0	365.61	30.85
Conexión P4	332.44	0.0609	0.06	365.37	32.93
Conexión P1	355.96	0.0000	0	365.97	10.01
Conexión P43	305.96	0.0609	0.06	361.57	55.61
Conexión P28	297.87	0.0000	0	360.14	62.27
Conexión P66	308.61	0.0406	0.04	360.74	52.13
Conexión P65	308.11	0.0000	0	360.8	52.69
Conexión P10	302.32	0.0000	0	362.67	60.36
Conexión P25	297.80	0.0609	0.06	360.24	62.43
Conexión P99	334.03	0.0000	0	354.8	20.76
Conexión P103	334.81	0.0813	0.08	354.8	19.99
Conexión P101	327.81	0.0813	0.08	354.79	26.98
Conexión P102	342.80	0.1219	0.12	354.78	11.98
Conexión P100	344.12	0.0000	0	354.8	10.68
Depósito Tanque	365.05	No Disponible	-13.77	366.05	1

Tabla de Red - Nudos					
	Cota	Demanda Base	Demanda	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	LPS	m	m
Conexión P35	311.1995	0	0	366.05	54.85
Conexión P36	310.859	0	0	366.05	55.19
Conexión P29	298.745	0	0	366.05	67.31
Conexión P27	298.0807	0	0	366.05	67.97
Conexión P78	326.533	0	0	366.05	39.52
Conexión P79	326.582	0	0	366.05	39.47
Conexión P19	300.8344	0	0	366.05	65.22
Conexión P18	304.9342	0	0	366.05	61.12
Conexión P70	311.457	0	0	366.05	54.6
Conexión P71	309.132	0	0	366.05	56.92
Conexión P30	298.5341	0	0	366.05	67.52
Conexión P31	297.368	0	0	366.05	68.69
Conexión P54	315.7455	0	0	366.05	50.31
Conexión P39	310.834	0	0	366.05	55.22
Conexión P5	316.4016	0	0	366.05	49.65
Conexión P50	315.303	0	0	366.05	50.75
Conexión P21	298.745	0	0	366.05	67.31
Conexión P20	301.0659	0	0	366.05	64.99
Conexión P96	304.543	0	0	366.05	61.51
Conexión P97	305.259	0	0	366.05	60.79
Conexión P95	304.32	0	0	366.05	61.73
Conexión P93	302.774	0	0	366.05	63.28
Conexión P94	302.608	0	0	366.05	63.45
Conexión P92	306.968	0	0	366.05	59.09
Conexión P91	314.942	0	0	366.05	51.11
Conexión P89	314.975	0	0	366.05	51.08
Conexión P90	322.556	0	0	366.05	43.5
Conexión P87	319.212	0	0	366.05	46.84
Conexión P88	315.291	0	0	366.05	50.76
Conexión P86	315.152	0	0	366.05	50.9
Conexión P85	307.982	0	0	366.05	58.07
Conexión P84	305.374	0	0	366.05	60.68
Conexión P83	301.858	0	0	366.05	64.2
Conexión P82	302.216	0	0	366.05	63.84
Conexión P81	310.55	0	0	366.05	55.5
Conexión P80	323.373	0	0	366.05	42.68
Conexión P77	321.695	0	0	366.05	44.36
Conexión P98	321.3529	0	0	366.05	44.7
Conexión P75	315.441	0	0	366.05	50.61
Conexión P76	320.258	0	0	366.05	45.8

Conexión P74	307.919	0	0	366.05	58.13
Conexión P73	303.221	0	0	366.05	62.83
Conexión P72	305.295	0	0	366.05	60.76
Conexión P60	305.875	0	0	366.05	60.18
Conexión P59	306.535	0	0	366.05	59.52
Conexión P58	301.385	0	0	366.05	64.67
Conexión P57	298.003	0	0	366.05	68.05
Conexión P56	298.779	0	0	366.05	67.27
Conexión P69	324.024	0	0	366.05	42.03
Conexión P68	324.614	0	0	366.05	41.44
Conexión P67	309.755	0	0	366.05	56.3
Conexión P64	309.2155	0	0	366.05	56.84
Conexión P63	317.694	0	0	366.05	48.36
Conexión P62	315.031	0	0	366.05	51.02
Conexión P61	307.786	0	0	366.05	58.27
Conexión P52	310.7762	0	0	366.05	55.28
Conexión P46	307.593	0	0	366.05	58.46
Conexión P37	311.713	0	0	366.05	54.34
Conexión P38	311.721	0	0	366.05	54.33
Conexión P33	299.587	0	0	366.05	66.47
Conexión P47	335.877	0	0	366.05	30.18
Conexión P3	333.9807	0	0	366.05	32.07
Conexión P48	324.056	0	0	366.05	42
Conexión P44	305.357	0	0	366.05	60.7
Conexión P41	312.364	0	0	366.05	53.69
Conexión P55	299.3294	0	0	366.05	66.72
Conexión P53	315.662	0	0	366.05	50.39
Conexión P32	298.522	0	0	366.05	67.53
Conexión P34	309.74	0	0	366.05	56.31
Conexión P40	305.35	0	0	366.05	60.7
Conexión P42	306.372	0	0	366.05	59.68
Conexión P45	305.362	0	0	366.05	60.69
Conexión P22	299.259	0	0	366.05	66.79
Conexión P26	298.146	0	0	366.05	67.91
Conexión P23	298.359	0	0	366.05	67.69
Conexión P24	297.873	0	0	366.05	68.18
Conexión P12	302.36	0	0	366.05	63.69
Conexión P15	303.043	0	0	366.05	63.01
Conexión P16	303.993	0	0	366.05	62.06
Conexión P17	304.817	0	0	366.05	61.24
Conexión P13	301.502	0	0	366.05	64.55
Conexión P14	297.247	0	0	366.05	68.81
Conexión P9	307.2121	0	0	366.05	58.84

Conexión P11	306.529	0	0	366.05	59.52
Conexión P8	310.183	0	0	366.05	55.87
Conexión P7	308.232	0	0	366.05	57.82
Conexión P51	314.294	0	0	366.05	51.76
Conexión P49	316.241	0	0	366.05	49.81
Conexión P2	334.758	0	0	366.05	31.3
Conexión P4	332.438	0	0	366.05	33.62
Conexión P1	355.962	0	0	366.05	10.09
Conexión P43	305.962	0	0	366.05	60.09
Conexión P28	297.867	0	0	366.05	68.19
Conexión P66	308.607	0	0	366.05	57.45
Conexión P65	308.11	0	0	366.05	57.94
Conexión P10	302.316	0	0	366.05	63.74
Conexión P25	297.803	0	0	366.05	68.25
Conexión P99	334.0344	0	0	366.05	32.02
Conexión P103	334.808	0	0	366.05	31.25
Conexión P101	327.808	0	0	366.05	38.25
Conexión P102	342.8	0	0	366.05	23.25
Conexión P100	344.121	0	0	366.05	21.93
Depósito Tanque	365.053	No Disponible	0	366.05	1

Tabla de Red - Nodos					
	Cota	Demanda Base	Demanda	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	LPS	m	m
Conexión N-41	302.47	1.21887	1.22	379.92	77.45
Conexión N-44	311.74	1.86894	1.87	378.67	66.93
Conexión N-36	335.94	0.36566	0.37	379.35	43.41
Conexión N-38	322.07	1.1173	1.12	379.23	57.16
Conexión N-32	351.41	0	0	384.74	33.33
Conexión N-34	342.7	0.04063	0.04	384.73	42.03
Conexión N-24	344.39	0	0	384.75	40.36
Conexión N-25	339.62	0.12189	0.12	384.72	45.1
Conexión N-22	343.6	0	0	384.79	41.19
Conexión N-23	338.82	0.08126	0.08	384.79	45.97
Conexión N-27	355.55	0	0	384.74	29.19
Conexión N-29	364.55	0.04063	0.04	384.73	20.18
Conexión N-11	327.25	0	0	384.48	57.23
Conexión N-12	333.79	0.36566	0.37	384.34	50.55
Conexión N-15	343.21	0.06094	0.06	384.86	41.65
Conexión N-18	336.41	0.02031	0.02	384.85	48.44
Conexión N-49	323.58	0.32503	0.33	368.35	44.77
Conexión N-50	326.4	0.16252	0.16	368.16	41.76

Conexión N-8	299.97	0.38598	0.39	381.94	81.97
Conexión N-42	298.18	0.54849	0.55	380.47	82.29
Conexión N-9	302.25	0.18283	0.18	381.94	79.69
Conexión N-14	329.91	0.04063	0.04	384.91	55
Conexión N-10	327.8	0.04063	0.04	384.52	56.72
Conexión N-13	342.71	0.04063	0.04	384.48	41.77
Conexión N-20	327.47	0	0	384.87	57.4
Conexión N-21	316.97	0	0	384.87	67.9
Conexión N-30	355.69	0.04063	0.04	384.74	29.05
Conexión N-33	350.95	0	0	384.74	33.79
Conexión N-3	314.96	0	0	385.69	70.73
Conexión N-16	351.58	0.08126	0.08	384.85	33.27
Conexión N-17	342.72	0.04063	0.04	384.85	42.13
Conexión N-26	345.4	0	0	384.74	39.34
Conexión N-19	336.06	0	0	384.84	48.78
Conexión N-28	362.41	0.08126	0.08	384.73	22.32
Conexión N-31	374.09	0.04063	0.04	384.73	10.64
Conexión N-2	360.15	0.04063	0.04	386.93	26.78
Conexión N-1	386.93	0	0	391.31	4.38
Conexión N-35	319.09	0.62975	0.63	380.07	60.98
Conexión N-39	313.47	0.48755	0.49	379.61	66.14
Conexión N-37	346.94	0.20315	0.2	379.18	32.24
Conexión N-40	312.21	1.21887	1.22	379.61	67.4
Conexión N-46	298.98	1.01573	1.02	374.86	75.88
Conexión N-47	307.67	0.2844	0.28	372.57	64.9
Conexión N-48	324.22	0.48755	0.49	370.51	46.29
Conexión N-53	317.23	0.12189	0.12	368.08	50.85
Conexión N-51	336.78	0.20315	0.2	367.98	31.2
Conexión N-52	334.98	0.24377	0.24	367.88	32.9
Conexión N-58	303.46	0.69069	0.69	343.27	39.81
Conexión N-59	297.47	0.2844	0.28	332.02	34.55
Conexión N-60	292.71	0.16252	0.16	330.03	37.32
Conexión N-61	292.25	0.44692	0.45	326.59	34.34
Conexión N-62	292	0.48755	0.49	319.42	27.42
Conexión N-63	291.75	0.16252	0.16	317.39	25.64
Conexión N-65	296.83	0.20315	0.2	314.39	17.56
Conexión N-66	302.53	0.12189	0.12	314.28	11.75
Conexión N-7	307.47	0	0	383.32	75.85
Conexión N-43	298.12	0.16252	0.16	380.45	82.33
Conexión N-6	310.28	0	0	383.52	73.24
Conexión N-54	300.56	0	0	366.9	66.34
Conexión N-55	300.72	0	0	366.48	65.76
Conexión N-56	299.63	0	0	359.35	59.72

Conexión N-57	296.03	0.04063	0.04	350.19	54.16
Conexión N-64	290.66	0.56881	0.57	314.79	24.13
Conexión N-4	314.96	0.20315	0.2	384.65	69.69
Conexión N-5	313.99	0.12189	0.12	383.84	69.85
Conexión N-45	311.59	0.8329	0.83	378.58	66.99
Depósito D-1	389	No Disponible	-16.74	391.32	2.32

Tabla de Red - Nodos					
ID Nudo	Cota	Demanda Base	Demanda	Altura	Presión
	m	LPS	LPS	m	m
Conexión N-41	302.47	1.21887	1.22	379.92	77.45
Conexión N-44	311.74	1.86894	1.87	378.67	66.93
Conexión N-36	335.94	0.36566	0.37	379.35	43.41
Conexión N-38	322.07	1.1173	1.12	379.23	57.16
Conexión N-32	351.41	0	0	384.74	33.33
Conexión N-34	342.7	0.04063	0.04	384.73	42.03
Conexión N-24	344.39	0	0	384.75	40.36
Conexión N-25	339.62	0.12189	0.12	384.72	45.1
Conexión N-22	343.6	0	0	384.79	41.19
Conexión N-23	338.82	0.08126	0.08	384.79	45.97
Conexión N-27	355.55	0	0	384.74	29.19
Conexión N-29	364.55	0.04063	0.04	384.73	20.18
Conexión N-11	327.25	0	0	384.48	57.23
Conexión N-12	333.79	0.36566	0.37	384.34	50.55
Conexión N-15	343.21	0.06094	0.06	384.86	41.65
Conexión N-18	336.41	0.02031	0.02	384.85	48.44
Conexión N-49	323.58	0.32503	0.33	368.35	44.77
Conexión N-50	326.4	0.16252	0.16	368.16	41.76
Conexión N-8	299.97	0.38598	0.39	381.94	81.97
Conexión N-42	298.18	0.54849	0.55	380.47	82.29
Conexión N-9	302.25	0.18283	0.18	381.94	79.69
Conexión N-14	329.91	0.04063	0.04	384.91	55
Conexión N-10	327.8	0.04063	0.04	384.52	56.72
Conexión N-13	342.71	0.04063	0.04	384.48	41.77
Conexión N-20	327.47	0	0	384.87	57.4
Conexión N-21	316.97	0	0	384.87	67.9
Conexión N-30	355.69	0.04063	0.04	384.74	29.05
Conexión N-33	350.95	0	0	384.74	33.79
Conexión N-3	314.96	0	0	385.69	70.73
Conexión N-16	351.58	0.08126	0.08	384.85	33.27
Conexión N-17	342.72	0.04063	0.04	384.85	42.13
Conexión N-26	345.4	0	0	384.74	39.34

Conexión N-19	336.06	0	0	384.84	48.78
Conexión N-28	362.41	0.08126	0.08	384.73	22.32
Conexión N-31	374.09	0.04063	0.04	384.73	10.64
Conexión N-2	360.15	0.04063	0.04	386.93	26.78
Conexión N-1	386.93	0	0	391.31	4.38
Conexión N-35	319.09	0.62975	0.63	380.07	60.98
Conexión N-39	313.47	0.48755	0.49	379.61	66.14
Conexión N-37	346.94	0.20315	0.2	379.18	32.24
Conexión N-40	312.21	1.21887	1.22	379.61	67.4
Conexión N-46	298.98	1.01573	1.02	374.86	75.88
Conexión N-47	307.67	0.2844	0.28	372.57	64.9
Conexión N-48	324.22	0.48755	0.49	370.51	46.29
Conexión N-53	317.23	0.12189	0.12	368.08	50.85
Conexión N-51	336.78	0.20315	0.2	367.98	31.2
Conexión N-52	334.98	0.24377	0.24	367.88	32.9
Conexión N-58	303.46	0.69069	0.69	343.27	39.81
Conexión N-59	297.47	0.2844	0.28	332.02	34.55
Conexión N-60	292.71	0.16252	0.16	330.03	37.32
Conexión N-61	292.25	0.44692	0.45	326.59	34.34
Conexión N-62	292	0.48755	0.49	319.42	27.42
Conexión N-63	291.75	0.16252	0.16	317.39	25.64
Conexión N-65	296.83	0.20315	0.2	314.39	17.56
Conexión N-66	302.53	0.12189	0.12	314.28	11.75
Conexión N-7	307.47	0	0	383.32	75.85
Conexión N-43	298.12	0.16252	0.16	380.45	82.33
Conexión N-6	310.28	0	0	383.52	73.24
Conexión N-54	300.56	0	0	366.9	66.34
Conexión N-55	300.72	0	0	366.48	65.76
Conexión N-56	299.63	0	0	359.35	59.72
Conexión N-57	296.03	0.04063	0.04	350.19	54.16
Conexión N-64	290.66	0.56881	0.57	314.79	24.13
Conexión N-4	314.96	0.20315	0.2	384.65	69.69
Conexión N-5	313.99	0.12189	0.12	383.84	69.85
Conexión N-45	311.59	0.8329	0.83	378.58	66.99
Depósito D-1	389	No Disponible	-16.74	391.32	2.32