



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

Diseño de Mini acueducto por Bombeo Eléctrico (MABE), en las comunidades (Verapaz centro, la Pita, Agua Dulce y Wascasoni) de la micro-región de Verapaz, del municipio de Totogalpa, departamento de Madriz

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por

Br. Ronald Fabricio Flores Duarte

Br. Erick Noel Pérez Rivas

Tutor

Ing. Jimmy Sierra Mercado

Asesor

Ing. Deybin Darwin López López

Managua, Septiembre 2017

DEDICATORIA

Primeramente dedico a Dios por haberme permitido culminar mi carrera llena de vida y fuerza para comenzar una nueva etapa en mi vida que me ayudara a crecer en todo aspecto como persona.

Le dedico principalmente a mis padres: **Santos Sergio Pérez Peralta y Lilliam Asunción Rivas Rivas**, que sin ellos no hubiera sido posible culminar mis estudios ya que con gran esfuerzo y sacrificio me han ayudado a prepararme.

De igual manera le dedico este gran esfuerzo a mis hermanos: **Karen Suyen Pérez Rivas y Gleydi Massiel Pérez Rivas**, que siempre estuvieron conmigo en cada momento.

Agradezco al **Prof. Jimmy Sierra** y al **Ing. Deybin Darwin López López** por la disponibilidad que siempre demostraron para brindarnos sus conocimientos y quienes fueron una gran ayuda para sacar este trabajo adelante,

Gracias a todos.

Erick Noel Pérez Rivas

DEDICATORIA

A mi amigo especial e incondicional mi **Dios** por darme la vida, sabiduría, tolerancia, entendimiento, con el hago todo y está conmigo en las buenas y malas, en las noches más frías a pesar de mis errores en esta vida él supo perdonarme y comenzar nuevamente.

También a mi abuela **Guadalupe Esther Luque Aguilar (QEPD)** por quererme y apoyarme siempre, a mi madre **Miriam del Carmen Duarte Luque** quien con su sacrificio tan grande ha sido la persona indispensable en mi vida y por la que he podido culminar mi carrera universitaria porque sin ella yo no estaría aquí, sin su apoyo tanto económico como moral, sin su amor y fe en mí jamás hubiese podido cumplir esta meta, este sueño, todo este triunfo es de **Ellas**.

A mis abuelos, hermanos, primos y tíos que como familia me apoyaron siempre en este caminar animándome cada vez que decaía, para que me levantara y siguiera adelante con mi sueño que hoy con su ayuda se ve cumplido.

A todas aquellas personas que han creído en mí, me ayudaron en todo el transcurso de mi carrera: amigos, profesores, compañeros de clase, en especial a mi primo **Ing. Deybin Darwin López López** que siempre me apoyo en todo lo necesario para terminar este valioso documento, su sabiduría, se convirtió en una persona muy importante, estuvo y formo parte de este gran triunfo.

GRACIAS A TODOS

Ronald Fabricio Flores Duarte.

AGRADECIMIENTO

Primeramente damos gracias a **Dios** por permitirnos culminar nuestra carrera como Ingenieros Civiles, y por habernos brindado salud, vida, sabiduría, así mismo rodearnos de personas que siempre nos apoyaron y con su ayuda nos guiaron en el camino hacia este momento especial en nuestras vidas.

También de manera especial queremos agradecerles a nuestras familias por su apoyo incondicional y su motivación por seguir adelante. De manera especial queremos agradecer a las siguientes personas por su valiosa ayuda para lograr la realización de este trabajo monográfico:

Tutor **Ing. Jimmy Sierra Mercado** y asesor **Ing. Deybin Darwin López López** por su experiencia, conocimiento, disponibilidad, motivación.

Alcaldía Municipal de Totogalpa, en especial al Alcalde **Dr. Melvin López Gadea**, Y al área técnica de la Alcaldía, por su apoyo económico y logística.

A las personas de la comunidad porque siempre nos apoyaron en todas las visitas a la comunidad. Y a todas las persona e instituciones que no mencionamos su nombre pero que nos apoyaron con información, tramites, etc.

A TODOS GRACIAS.

**Erick Noel Pérez Rivas.
Ronald Fabricio Flores Duarte.**

RESUMEN EJECUTIVO

El propósito de este documento monográfico es realizar el diseño de un sistema de agua potable que preste un servicio eficiente y continuo durante su periodo de diseño de 20 años, el cual abastecerá a 753 habitantes con la finalidad de mejorar las condiciones de vida de los pobladores de la comunidad.

Para garantizar la finalidad de este documento, se planteó cumplir los siguientes componentes que facilitaron la ejecución del presente trabajo.

El Sistema de Abastecimiento de Agua Potable seleccionado es un Mini Acueducto por Bombeo Eléctrico (MABE) en la micro-región de Verapaz del municipio de Totogalpa departamento de Madriz, con una longitud 5.9km compuesta por tubería H^oG^o y PVC, cédula SDR-26 y SDR17 de diámetro 2" y 3".

El sistema está formado por: Estación de Bombeo, Tanque de Almacenamiento, Línea de Conducción, Red de Distribución, Pila Rompe Presión y conexiones domiciliarias. Se realizaron encuestas casa a casa a los habitantes de la comunidad, donde las personas accedieron a dar la información requerida, posteriormente se recopiló toda la información y se analizó de forma gráfica.

El levantamiento topográfico Planimétrico y Altimétrico se realizó con teodolito convencional, para determinar las distancias y elevaciones de la superficie del terreno por donde conducirá la tubería.

Se determinó la calidad del Agua a través de análisis de laboratorio para realizar su respectivo tratamiento de desinfección.

La red se diseñó utilizando Hazen Williams, para determinar los cálculos hidráulicos y el software de CAD para la elaboración de planos.

El costo total de inversión, asciende a **C\$ 1, 811,383.49** (Un millón ochocientos once mil trescientos ochenta y tres córdobas con 49/100 centavos) equivalentes a **\$ 60,098.99** (sesenta mil noventa y ocho dólares con 99/100 centavos).

I. INTRODUCCIÓN	1
II. ANTECEDENTES	2
III. JUSTIFICACIÓN	3
IV. OBJETIVOS	5
4.1. Objetivo general.....	5
4.2. Objetivos específicos	5
V. ASPECTOS GENERALES DE LAS COMUNIDADES	6
5.1 MACROLOCALIZACIÓN.....	6
5.2 MICRO-LOCALIZACIÓN	7
5.3 EDUCACIÓN:.....	8
5.4 VÍAS DE ACCESO	8
5.5 SECTOR SALUD	8
5.6 RELIGIÓN	9
5.7 ACCESO A SERVICIOS BÁSICOS.....	9
5.7.1 Telecomunicaciones	9
5.7.2 Agua y Saneamiento.....	9
5.8 FORMAS DE ORGANIZACIÓN Y ADMINISTRACIÓN COMARCAL	9
5.9 ESTRUCTURA ECONÓMICA DEL TERRITORIO.....	10
5.10 TOPOGRAFÍA Y CLIMA.....	11
5.11 RESULTADOS DE ENCUESTAS.....	12
5.11.1 Población por sexo.....	12
5.11.2 Educación.....	13
5.11.3 Situación legal de las Viviendas	14
5.12 ESTUDIOS HIDROGEOLOGÍCO.....	14
5.12.1 Recursos Hídricos.....	14
5.12.2 Geomorfología	15
5.12.3 Geología	15
5.12.4 Hidrología	16
5.12.5 Hidrogeología.....	16
VI. CRITERIOS PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO	17
6.1 PERÍODO DE DISEÑO.....	18
6.2 POBLACIÓN DE DISEÑO.....	18
6.3 TASA DE CRECIMIENTO.....	19

6.4 DOTACIÓN DE AGUA.....	20
6.5 PRODUCCIÓN DE LA FUENTE DE AGUA.....	21
6.6 CRITERIOS PARA EL CÁLCULO DEL VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO.....	22
6.6.1 Volumen compensador.....	22
6.6.2 Volumen de reserva	22
6.7 CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE LAS OBRAS DE CAPTACIÓN.....	22
6.8 CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DE LOS DIÁMETROS Y TUBERÍAS DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN.....	23
6.8.1 Línea de conducción por bombeo.....	23
6.9 CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DE LOS DIÁMETROS Y TUBERÍAS DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.....	24
6.10 CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DEL SISTEMA DE DESINFECCIÓN.....	25
6.10.1 Cantidad de cloro a dosificar	26
6.11 CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DEL EQUIPO DE BOMBEO ELÉCTRICO .	27
6.12 CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE LAS CONEXIONES.....	30
6.13 VELOCIDADES PERMITIDAS.....	30
6.14 COBERTURA DE TUBERÍA.....	31
6.15 VARIACIONES DE CONSUMO.....	31
6.16 GOLPE DE ARIETE	31
6.17 CELERIDAD.....	32
6.17.1 Cálculo de la sobrepresión	32
VII. DISEÑO METODOLÓGICO	32
7.1 FUENTES DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	33
7.1.1 Fuentes primarias.....	33
7.1.2 Fuentes secundarias.....	33
7.2 INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	34
7.3 MÉTODOS PARA RECOLECCIÓN DE DATOS	34
7.4 HERRAMIENTAS PARA RECOLECCIÓN DE DATOS.....	34
7.5 PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS.....	35
7.6 ESTUDIOS BÁSICOS PARA LLEVAR A CABO EL DISEÑO.....	36
7.7 SELECCIÓN DE FUENTE	36
7.8 FUENTE SUBTERRÁNEAS	36
7.8.1 Estudio de capacidad de la fuente.....	37
7.8.2 Análisis físico-químico y bacteriológico de la fuente subterránea	37
VIII. DISEÑO HIDRAULICO DEL SISTEMA	37

8.1 POBLACION.....	38
8.1.1 Población actual	38
8.1.2 Población a beneficiar	40
8.2. NIVEL DE SERVICIO Y DEMANDA DE AGUA.....	41
8.3. DISEÑO HIDRAULICO DEL SISTEMA.....	43
8.4 FUENTE AGUA POTABLE	44
8.5 CALCULO DEL EQUIPO DE BOMBEO Y SELECCIÓN DEL DIAMETRO.....	44
8.5.1 Cálculo del caudal de bombeo	44
8.5.2 Línea de conducción	45
8.5.3 Cálculo de la velocidad.....	45
8.5.4 Cálculo del golpe de ariete.....	46
8.5.5 Cálculo de la carga dinámica.....	49
8.5.6 Cálculo del equipo de bombeo	51
8.6 CASETA DE BOMBEO	52
8.7 SISTEMA DE DESINFECCION.....	52
8.7.1 Cálculo de la cantidad de solución	53
8.8 TANQUE DE ALMACENAMIENTO	54
8.9 RED DE DISTRIBUCION	55
8.9.1 Análisis de la Red.....	55
8.9.2 Datos para el diseño de Red	58
8.9.3 Curva de operación de la bomba.....	67
8.9.4 Tanque de almacenamiento	68
8.9.5 Procedimiento para cálculo de Pila rompe presión.....	73
8.10 COSTO DEL PROYECTO.	74
8.10.1 Costo de operación y mantenimiento.....	75
8.10.2 Tarifa de agua.....	78
IX. CONCLUSIONES.....	80
X. RECOMENDACIONES	81
XI. BIBLIOGRAFIA.....	82
XII. ANEXOS.....	83

I. INTRODUCCIÓN

El agua es el elemento vital para la existencia del ser humano y es considerado uno de los principales servicios básicos del ciudadano; siendo necesario disponer de una dotación de agua en cantidades suficientes y calidad adecuada, como condición indispensable para mejorar el nivel de vida de las familias y aspirar al desarrollo.

En Nicaragua existen ciudades y comunidades que están siendo afectadas por la deficiente calidad y cantidad del agua con que se cuenta, con el fin de evitar el deterioro de sus condiciones de vida y evitando a sus pobladores enfermedades de origen hídrico, es necesario plantearse soluciones a través de infraestructuras hidráulicas que permitan satisfacer eficientemente el servicio de agua potable a los diferentes sectores de la población.

El presente diseño del Mini acueducto por Bombeo Eléctrico (MABE) a realizarse en la micro-región de Verapaz, Municipio de Totogalpa del departamento de Madriz, está orientado a responder las necesidades de los pobladores. Esta comunidad se abastece de aguas procedentes de fuentes subterráneas por medio de pozos perforados y de pozos excavados que se ven afectadas o tienden a disminuir su capacidad de abastecimiento en la temporada seca del año y el cual no han tenido un servicio de agua potable que cubra las necesidades de la población.

Por lo anterior se pretende concebir obras ingenieriles enfocados en Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable en el sector Rural, así mismo diseñar hasta el nivel de factibilidad técnica y económica es un sistema de abastecimiento de agua potable en la comunidades de Verapaz cumpliendo con las normas técnicas y procedimientos nacionales establecidos por el ente regulador sectorial (agua, medio ambiente, salud, etc.) de los sistemas de agua y de saneamiento de nuestro país, aportando al bienestar y un mejor nivel de vida de las personas que habitan en la comunidad.

II. ANTECEDENTES

El presente proyecto consiste en la instalación de un Mini Acueducto por Bombeo Eléctrico (MABE), en la micro región de Verapaz, que beneficie a las comunidades de La Pita, Wascasoni Agua Dulce y Verapaz Centro, actualmente la comunidad cuenta con Pozos que se construyeron entre el Año 2006 y el Año 2010, siendo construidos con recursos financieros de INPRHU y con fondos de contrapartida aportadas por la Municipalidad. Igualmente aprovechando el proyecto de electrificación rural que recientemente se acaba de construir en estas comunidades con el apoyo del Gobierno Central a través de ENATREL.

Esta fuente (pozo) según prueba de bombeo realizado anterior a su construcción, tiene una capacidad potencial de 132gpm, suficiente para garantizar del vital líquido y darle cobertura a la cantidad de familias protagonistas que demanda este servicio en estas cuatro comunidades señaladas, así mismo garantizara del vital líquido a las Escuelas de primaria ubicadas en la comunidad de Wascasoni y Verapaz Centro, las casas bases e Iglesias de diferentes denominaciones ubicadas donde el proyecto dará cobertura.

En esta comunidad se han involucrado muchas organizaciones con proyectos destinados a diferentes sectores como la salud, viviendas, medio ambiente y alimentación. Dentro de ellos: Instituto para el desarrollo y la democracia (IPADE), Universidad Nacional Agraria (UNA), ADRA, Agencia Suiza para el Desarrollo y la Cooperación (COSUDE), fondo de las naciones unidas para la infancia (UNICEF), ministerio de salud (MINSA).

Según el líder se ha realizado dos gestiones a la alcaldía, pero a la fecha no tienen respuesta dado que la alcaldía por fondos no lo incluye en su planificación. Se han realizado 2 estudios preliminares en la comunidad para llevar a cabo el proyecto en el año 2015 y 2016.

En la actualidad se cuenta con una población con 140 familias hombres y niños quienes ven frenado su desarrollo local por la falta de agua potable.

III. JUSTIFICACIÓN

El municipio de Totogalpa está ubicado en el corredor seco de Nicaragua, donde la sequía como el fenómeno meteorológico recurrente es la principal amenaza que afecta directamente la producción agroalimentaria y por ende ocasiona la poca disponibilidad de agua principalmente en la época de verano donde los niveles acuíferos de las fuentes de agua (pozos) se profundiza y algunos se secan.

La micro región de Verapaz, con 140 familias, presenta un alto grado de deficiencia en abastecimiento de agua Potable, debido a que existe una fuente cercana pero la comunidad no cuenta con las condiciones para captar aguas superficiales, por tal razón demandan la construcción de un sistema de agua potable, el cual será un Mini acueducto por Bombeo Eléctrico (MABE).

Las principales causas de muertes y enfermedades se encuentran relacionadas a los sistemas inadecuados de agua y saneamiento. En Nicaragua actualmente dentro de sus prioridades importantes a resolver a mediano y largo plazo, es la problemática del Saneamiento Básico tanto en la Zona Urbana como en la Rural.

El agua es una necesidad básica que aún no es accesible para los sectores más pobres del país los proyectos se ven priorizados con un plan de participación activa. Esta comunidad posee una gran necesidad desde hace muchos años y es la del acceso del agua potable.

El proyecto contempla la adquisición de materiales de construcción con sus especificaciones técnicas para construcción de mini acueducto por bombeo eléctrico (MABE), siguiendo los procedimientos de la Ley de Constatación del Estado (Ley 321). Las particularidades del proyecto son el acondicionamiento del pozo que servirá de abastecimiento al sistema, en este se instalara el equipo de bombeo, sarta y caseta de control de bomba, incluye la conexión de alimentación principal, este pozo es público registrado legalmente en la municipalidad.

El tanque de almacenamiento de agua, estará ubicada en terreno que cumple las condiciones adecuadas, donado a la comunidad beneficiaria por un productor la cual fue seleccionado por la altura 956 msnm, en este caso la Alcaldía Municipal de Totogalpa, hará las gestiones pertinentes para la negociación del terreno y legalizarlo a cuenta.

En relación red de distribución que es la línea va a partir del tanque hacia los puntos de consumo o puestos domiciliarios, la Alcaldía municipal negociará con los dueños de propiedad para el pase de servidumbre, para lo cual se requerirá del apoyo de los Gabinetes de Familia. Comunidad y Vida de cada Comunidad y de la asesoría legal de la municipalidad.

Se construirá la Red de conducción sobre terreno público a la orilla de la carretera que va de la Pita a Verapaz centro, Agua Dulce y Wascasoni por lo que no será un problema legal.

IV. OBJETIVOS

4.1. Objetivo general

Diseñar un sistema de mini acueducto por bombeo eléctrico (MABE) en la micro-región de Verapaz en el Municipio de Totogalpa.

4.2. Objetivos específicos

- a)** Recopilar la Información del estudio socio – económico de la comunidad con el fin de conocer el estado actual de la región.
- b)** Determinar con el estudio topográfico la Altimetría y Planimetría con el fin de conocer las características de la naturaleza y las condiciones del terreno.
- c)** Aplicar las Normas Técnicas y Criterios de Diseño para Pequeños Sistemas de Acueductos Rurales vigentes en Nicaragua.
- d)** Diseñar la red de distribución del mini acueducto a través de cálculos Hidráulicos.
- e)** Realizar presupuesto del mini acueducto por bombeo eléctrico a detalle, con su programa de actividades.

V. ASPECTOS GENERALES DE LAS COMUNIDADES

5.1 MACROLOCALIZACIÓN

Madriz es un departamento de Nicaragua que está localizado al Norte del país, en la frontera con Honduras, limita:

- Norte: Departamento de Nueva Segovia.
- Sur: Departamento de Estelí y Chinandega.
- Este: Departamento de Jinotega.
- Oeste: Republica de Honduras.

Tiene una extensión territorial de 1602 Km², su población departamental Según datos proyectados por INIDE para el año 2005 es de 132,459 habitantes.

Está conformado por nueve municipios: Las Sabanas, Palacagüina, San José de Cusmapa, San Juan de Río Coco, San Lucas, Somoto, Telpaneca, Totogalpa y Yalagüina

El municipio de Totogalpa se encuentra ubicada a 216 kms de Managua, capital de la República. Ubicado en el departamento de Madriz a una distancia de 30 km de la cabecera departamental (Somoto), dicho municipio está localizado entre las coordenadas 13°33' de latitud Norte y 86° 29' longitud Oeste. Tiene una población estimada de 11,927 en el 2005 según datos del INIDE distribuidos en un área de 137 Km² y 45 comunidades organizadas en 7 micro regiones con una densidad poblacional de 72 hab/Km².

Sus límites son:

- Norte: limita con el municipio de Macuelizo, Ocotal y Mozonte.
- Sur: limita con el municipio de Yalagüina y Palacagüina.
- Este: limita con el municipio de Telpaneca
- Oeste: limita con el municipio de Somoto

Mapa N° 1-Macro-localización del área de proyecto



Fuente: Alcaldía Tototalpa

5.2 MICRO-LOCALIZACIÓN

Las comunidades de Wascasoni, La Pita, Agua Dulce y Verapaz, se encuentra ubicada al Este del Municipio de Tototalpa Wascasoni está a 5 km. de Tototalpa, Verapaz centro 4 Km. Agua Dulce 4 km. Y la Pita a 5.5.km. de distancia de Tototalpa, sus carreteras son de tierra y están muy accesibles del casco urbano.

Mapa N° 2 - Micro localización del área de estudio (Comunidades Verapaz, La Pita, Wascasoni y Agua Dulce).



Fuente: Alcaldía Tototalpa

5.3 EDUCACIÓN:

En las comunidades de Wascasoni y Verapaz se encuentran dos centros escolares que imparten educación primaria y preescolar para las cuatro comunidades, los jóvenes que estudian su secundaria la reciben en el instituto del municipio de Totogalpa.

5.4 VÍAS DE ACCESO

La principal vía de acceso es la carretera que se desprende del lado este del casco urbano de Totogalpa hacia las comunidades. Guascasoni, la Pita y Verapaz son las comunidades más cercanas al municipio de Totogalpa en esa dirección Wascasoni está a 5 km, Verapaz centro 4 Km. Agua Dulce 4 km. Y la Pita a 5.5.km. de distancia de Totogalpa. Sus carreteras son de tierra y están muy accesibles del casco urbano. Este camino también comunica con otras comunidades como Cayantu, Hornito, Cuje, Terrero Grande entre otros. Esta vía es de macadán y se encuentra en buenas condiciones en época de verano y de difícil acceso en el invierno, debido al tipo de terreno presente en la zona. A lo largo del camino (unos 5 kilómetros) se han hecho huellas de rodamiento.

5.5 SECTOR SALUD

Las comunidades de Wascasoni, La Pita, Agua Dulce y Verapaz, no cuentan con centros de salud por esta razón los pobladores reciben atención en el centro de salud del municipio ubicado a orillas de la carretera en el centro del municipio.

5.6 RELIGIÓN

Verapaz cuenta con una Ermita Católica, que está ubicada en la parte más céntrica de la comunidad. No cuenta con un sacerdote permanente, pero los miembros de la Ermita tienen un delegado de la palabra que se encarga de impartir la predica cuando no hay párroco que oficie la misa, generalmente los domingos. Otra parte de la población asiste a las celebraciones evangélicas en la misma comunidad.

5.7 ACCESO A SERVICIOS BÁSICOS

5.7.1 Telecomunicaciones

Se cuenta con la señal de telefonía celular de la empresa Claro y Movistar en todas las comunidades.

5.7.2 Agua y Saneamiento

La población de estas comunidades se abastece de agua de criques (manantiales) y pozos excavados a mano y perforados a los cuales no se les da tratamiento.

5.8 FORMAS DE ORGANIZACIÓN Y ADMINISTRACIÓN COMARCAL

Los habitantes de estas comunidades consideran que sin la participación de sus pobladores de forma organizada, no es posible el desarrollo sostenible de la comunidad; es por eso que se implementan y crean espacios o mecanismos de participación comunitaria, entre ellos están: asambleas comunales o territoriales, encuentros con la junta comunal, líder, lideresas y la realización de asambleas comunitarias, procesos de consultas con la municipalidad.

Generalmente los puntos de encuentro en el territorio son la Casa Base y la Escuela, ubicadas en la comunidad de Verapaz y en Guascasoni.

Las comunidades están administradas por un líder comunal y una directiva, la cual representa a los pobladores en los diferentes espacios de participación y comunicación, todo lo relativo al desarrollo y bien común de la comunidad.

Tabla n 1. Estructura de la organización de las comunidades.

Nº	CARGO	NOMBRES Y APELLIDOS
1	Presidente/a	Nery Heberto Rivera Alvarado
2	Secretario/a	Argentina Venencia Zamora
3	Tesorero/a	José Hermógenes Miranda
4	Fiscal	Aura Lila Rivera
5	Vocal	José Dimas Pérez Sánchez
En Caso de requerir más vocales		
6	Vocal	Santos Lucio Mejías
7	Vocal	Dilcia Esther Sánchez López

Fuente: Alcaldía Totogalpa

5.9 ESTRUCTURA ECONÓMICA DEL TERRITORIO

Las principales actividades económicas, a que se dedican los pobladores de la comunidad de Wascasoni, La Pita y Verapaz Centro de la micro región II de Verapaz, , es la producción de granos básicos (maíz, frijol y sorgo) y la crianza ganadería extensiva a baja escala, así mismo, la principal sub actividad económica es que los pobladores viajan a los cortes de café en la temporada (Diciembre, enero y febrero), a los municipios, de Dipilto, San Fernando y Jalapa en el departamento de Nueva Segovia y San Juan de Rio Coco en el departamento de Madriz, para obtener ingresos, otra parte de estos pobladores trabajan en la Empresa agroindustrial de tabaco PROTALA S.A,

ubicada en la misma micro región así mismo otra parte de los pobladores viajan a la ciudad de Ocotál que queda próxima a laborar en los beneficios de café.

5.10 TOPOGRAFÍA Y CLIMA

El municipio de Totogalpa está inserto en la región climática conocida como Región de Sabana Tropical, El complejo fisiográfico presenta una variedad de microclimas que comprende 3 grandes paisajes: Las elevaciones (hasta de 1 500 msnm) con una zona montañosa alta, húmeda y fría donde hay remanentes de pinares, Una franja intermedia con alturas promedio de 1 300 msnm. En las partes más bajas los remanentes de bosques son sostén de venado cola blanca, conejos, entre otras especies de la fauna territorial; Planicies o llanuras (1 200 msnm) baja, seca y caliente con grandes parches de vegetación secundaria.

1) TEMPERATURA:

El municipio gozaba en la década de 1 970 – 1 980 de temperaturas medias entre 23° y 24°C, es decir, de un ambiente agradable comparado con el actual que se ha visto deteriorado por los daños causados a los recursos naturales.

2) PRECIPITACIÓN:

Se encuentra en la zona hidrológica de menor precipitación del país, donde las lluvias oscilan entre los 800 y los 1,000 mm., teniendo un valor promedio de 890 mm., por lo que las recargas de agua en quebradas y fuentes subterráneas son altamente pobres.

5.11 RESULTADOS DE ENCUESTAS

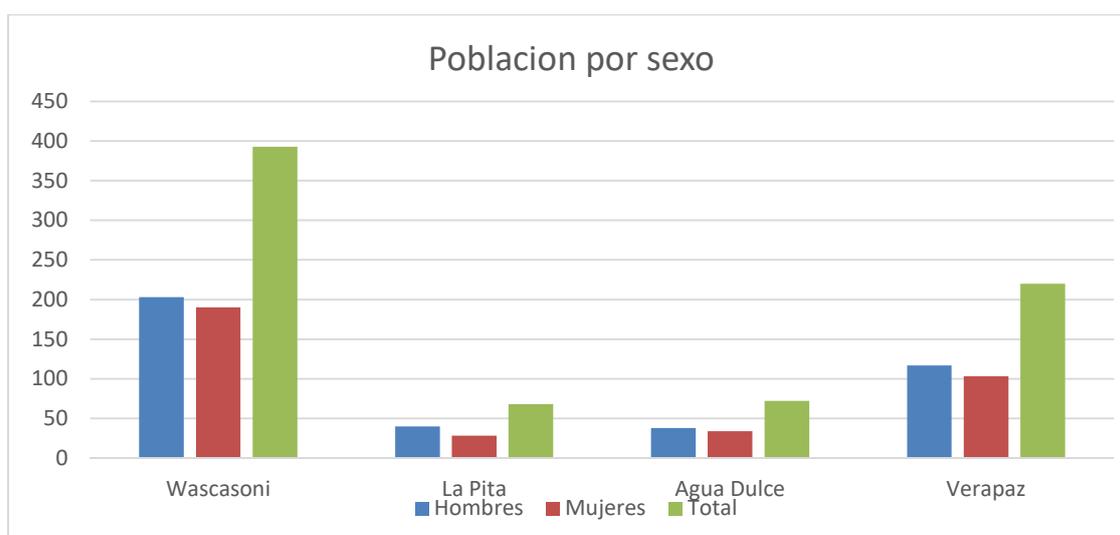
A partir de la información primaria recolectada, se obtuvieron los siguientes resultados.

5.11.1 Población por sexo

Las Comunidades de Wascasoni, La Pita, Agua Dulce, Verapaz, están organizadas en Micro Región Verapaz Centro; de esta forma se facilita la atención a los pobladores por parte del Minsa y la Comuna así como otras instituciones que inciden en ellas.

En la gráfica #1, se puede apreciar la distribución por sexo en cada uno de los sectores de las Comunidades de Wascasoni, La Pita Agua Dulce y Verapaz. Su población es de 140 viviendas, con un total de 753 habitantes siendo de estos 398 hombres para un porcentaje del 52.9% y 355 mujeres para un porcentaje del 47.1%.

Grafico # 1. Población por Sexo



Fuente: Elaboración Propia

5.11.2 Educación

El nivel de escolaridad de la población de las comunidad de Wascasoni, Agua Dulce, La Pita y Verapaz, se clasifica de la siguiente manera en nivel primaria con un porcentaje 58.1% seguido va la categoría otros con el 24.7% y el nivel Secundaria con un 15.3% seguido va el Nivel Universidad con un 1.9%.

En dichas comunidades existen dos Escuelas una está ubicada en la comunidad de Verapaz y otra en Wascasoni que atienden de primero a sexto y en ambas existen preescolares formales, de igual manera preescolares comunitarios que están ubicados en casas particulares, las comunidades de La Pita y Agua Dulce asisten a la comunidad de Wascasoni y secundaria a Tototalpa o bien a Cayantú.

Tabla n 2. Nivel de Educación en las comunidades.

Nivel de Educación					
Sector	Primaria	Secundaria	Universitario	Técnicos	TOTAL
Wascasoni	223	50	6	107	386
Agua Dulce	38	19	1	9	67
Verapaz	123	34	6	48	211
La Pita	38	8	1	15	62
Porcentaje	58.1%	15.3%	1.9%	24.7%	726

Fuente: Elaboración Propia

5.11.3 Situación legal de las Viviendas

Las viviendas de Wascasoni, La Pita, Agua Dulce, y Verapaz en su mayoría están construidas con paredes de adobe y techos de teja y zinc, pocas son de bloque y ladrillo, existen un total de 157 casas todas se encuentran habitadas. En cuanto a la tenencia de la vivienda los resultados obtenidos en el Censo Muestra que 156 son propias 1 es prestada para un total de 157 viviendas.

Tabla n 3: Estado Legal de las Viviendas

Sector	Propia	Prestada	Total
Wascasoni	75	0	75
La Pita	13	0	13
Agua Dulce	14	1	15
Verapaz	54	0	54
Porcentaje	99.4%	0.6%	157

Fuente: Elaboración Propia

5.12 ESTUDIOS HIDROGEOLÓGICO

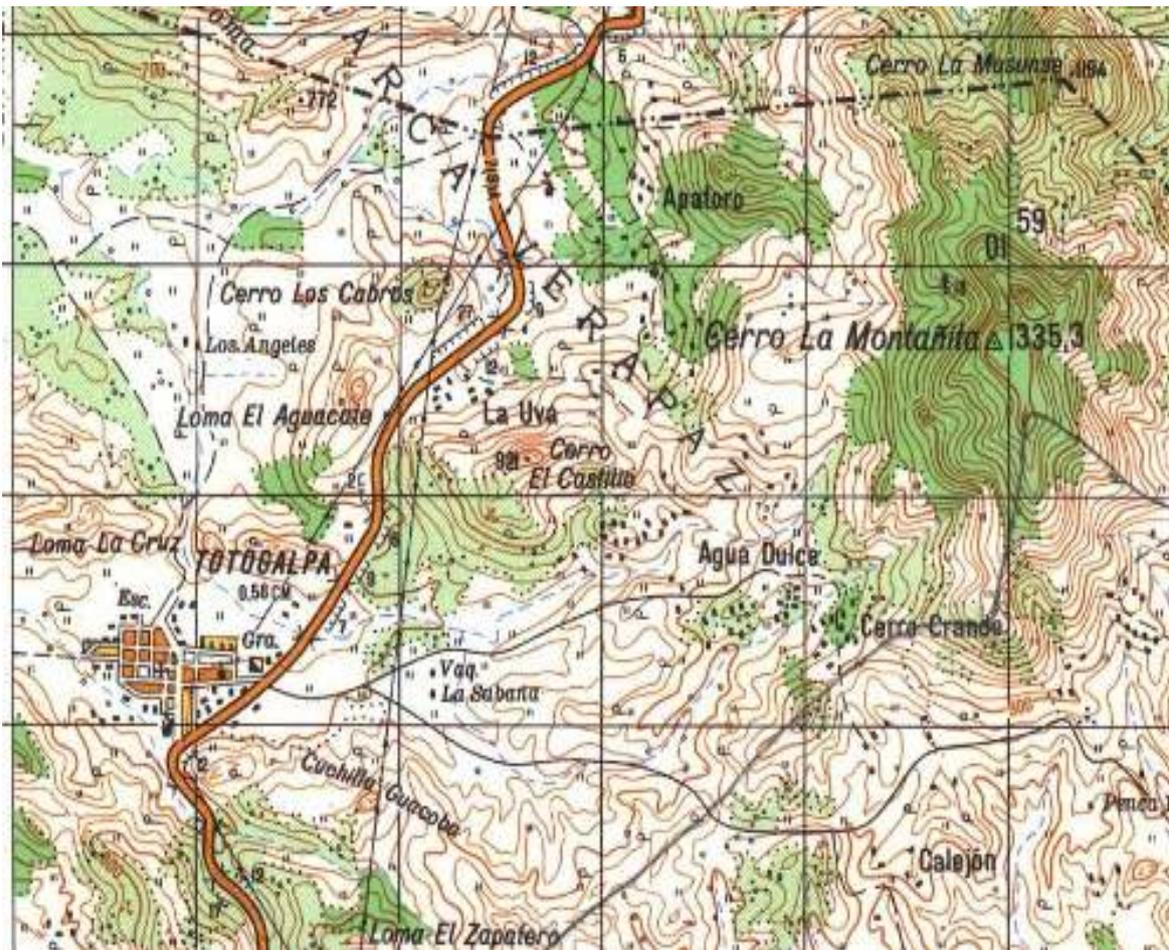
5.12.1 Recursos Hídricos

En la micro región de Verapaz que comprende las cuatro comunidades, cuentan con 3 pozos perforados públicos, 3 pozos excavados a mano públicos y 2 privados, 2 Criques públicos y 2 privados.

5.12.2 Geomorfología

Topográficamente esta región es quebrada, sobresaliendo elevaciones que van desde 600msnm a 1000msnm, como La Montañita, El Castillo, Cerro Grande, Apatoro entre otros.

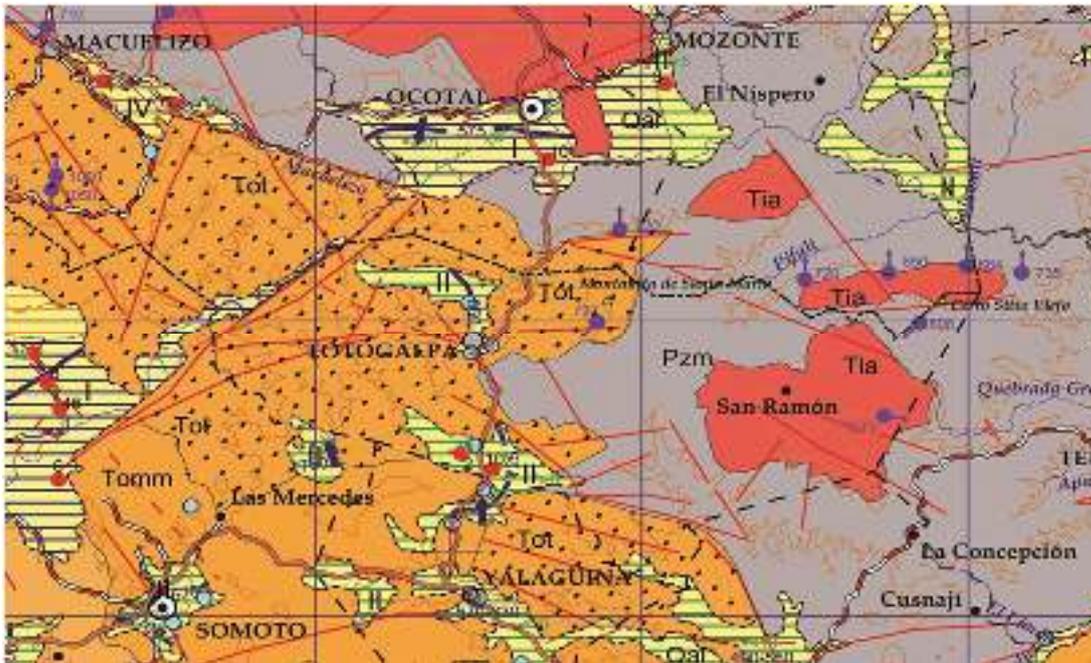
Mapa No.3 -Topográfico del área de estudio



Fuente: Alcaldía Totogalpa

5.12.3 Geología

La región se encuentra en un relieve quebrado y montañoso, debido a un proceso sucesivo de erupciones ocurridas en la era terciaria, los geólogos suponen que son restos de cráteres volcánicos fuertemente erosionados. Los



Fuente: Alcaldía Totogalpa

VI. CRITERIOS PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO

En el desarrollo de esta etapa se emplean las normas y criterios técnicos para el diseño hidráulico en zonas rurales, con características de reglamentos de aplicación obligatoria integradas bajo las siglas NTON (Normas Técnicas Obligatorias Nicaragüenses).

NTON 09001-99 Diseño de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable en el Medio Rural.

NTON 09002-99 Saneamiento Básico Rural.

NTON 09003-99 Normas para el Diseño de Sistemas de Abastecimiento y Potabilización del Agua (Sector Urbano).

Además se tomaron en consideración los aspectos más relevantes para el diseño:

Los factores culturales, económicos y sociales, se analizó cada componente y su integración en el conjunto

6.1 PERÍODO DE DISEÑO

En los diseños de proyectos de abastecimiento de agua se recomienda fijar la vida útil de cada uno de los componentes del sistema con el propósito.

- Determinar que periodos de los componentes del sistema, deberán satisfacer las demandas futuras de la comunidad.
- Que elementos del sistema deben diseñarse por etapas.
- Cuáles serán las previsiones que deben de considerarse para incorporar los nuevos elementos al sistema.

A continuación se indican los periodos de diseño de los elementos de un sistema.

Tabla N°4 - Periodo de Diseño de los Elementos de un Sistema de Agua Potable.

Tipos de Componentes	Periodo de Diseño
Pozos perforados	15 años
Lineas de conduccion	15 años
Tanque de almacenamiento	20 años
Red de distribucion	15 años

Fuente: Norma Técnica para el diseño de Agua Potable (NTON).

6.2 POBLACIÓN DE DISEÑO

Para el cálculo de la población futura, se usara el método geométrico expresado por la formula siguiente:

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

Dónde:

P_n = Población del año "n".

P_o = Población al inicio del periodo de diseño.

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

n = Numero de anos que comprende el periodo de diseño.

Si no se dispone de datos de población al inicio del periodo de diseño, deberá efectuarse un censo poblacional por medio de los representantes comunitarios o promotores sociales, previamente entrenados.

6.3 TASA DE CRECIMIENTO

Es necesario determinar las demandas futuras de una población para prever en el diseño las exigencias de fuentes de abastecimiento, líneas de conducción, redes de distribución, equipos de bombeo, planta de potabilización y futuras extensiones del servicio.

Por tanto es necesario predecir la población futura para un número de años, que será fijada por los periodos económicos del diseño.

La información necesaria para seleccionar la tasa de crecimiento con la cual habrá de proyectarse la población de la localidad en estudio, se realizara con los datos del Instituto Nacional de Información y Desarrollo (INIDE), el que maneja toda la información relacionada con la población. Ahí se pueden encontrar los datos de los últimos censos nacionales realizados en los años de 2005 y 2010

Para estimar la tasa de crecimiento de cada localidad se utilizara el método geométrico. Este método es más aplicable a localidades que no han alcanzado su desarrollo y que se mantienen creciendo a una tasa fija y es el de mayor uso en Nicaragua. Se recomienda usar las siguientes tasas en base al crecimiento histórico.

1) Ninguna de las localidades tendrá una tasa de crecimiento mayor de 4%

2) Ninguna de las localidades tendrá una tasa de crecimiento menor del 2.5%

6.4 DOTACIÓN DE AGUA

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

- 1- Nivel de servicio adoptado.
- 2- Factores geográficos.
- 3- Factores culturales y uso del agua.

Tabla N°5 - Dotaciones de Agua para Sector Rural.

Nivel de servicio	Dotaciones de agua (rurales)
Conexión de patio	50 l/hab/día 60 l/hab/día
Pozo excavado	20 l/hab/día 30 l/hab/día
Pozo perforado	20 l/hab/día 30 l/hab/día
Puesto público	30 l/hab/día 40 l/hab/día

Fuente: Norma Técnica para el diseño de Agua Potable (NTON).

Tabla N°6 -Nivel de Servicio.

Nivel de servicio Población a servir	Población a servir
Conexiones domiciliarias	Está en dependencia de la capacidad de la fuente
Pozos excavados a mano (36 pers/pozo)	Mínimo 6 familias de 6 miembros
Pozos perforados	Mínimo 100 pers/pozo
Puestos públicos con dos grifos	20 viviendas (120 pers/puesto)

Fuente: Norma Técnica para el diseño de Agua Potable (NTON).

6.5 PRODUCCIÓN DE LA FUENTE DE AGUA

El criterio más importante a considerar es que se cumpla la condición:

$$\text{Relación } (Q_{\text{estiaje}} / Q_{\text{max día}}) \geq 1.5$$

El caudal mínimo recomendado para MABE debe ser $Q_{\text{bombeo}} = 1.5 Q_{\text{max día}}$.

El caudal de explotación de bombeo estará en función de un periodo de bombeo mínimo de 12 horas y un máximo de 16 horas.

De no cumplirse con estas condiciones el caudal mínimo de la fuente, no satisface el requerimiento para el diseño hidráulico del sistema propuesto, por tanto se tendrá que adoptar otros escenarios alternativos (ajustar los datos de dotación, analizar los niveles de servicios y los porcentajes de cobertura), para hacer el sistema funcional, eficiente y sostenible.

6.6 CRITERIOS PARA EL CÁLCULO DEL VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO

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

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

6.6.1 Volumen compensador

El volumen necesario para compensar las variaciones horarias del consumo, se estimará en 15% del consumo promedio diario.

6.6.2 Volumen de reserva

El volumen de reserva para atender eventualidades en caso de emergencia, reparaciones en línea de conducción u obras de captación se estimara igual al 20% del consumo promedio diario.

De tal manera que la capacidad del tanque de almacenamiento se estimará igual al 35% del consumo promedio diario.

6.7 CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE LAS OBRAS DE CAPTACIÓN

Los criterios de aceptación del pozo serán los siguientes:

- a) El caudal máximo de explotación será obtenido mediante una prueba de bombeo.
- b) Disposición de la comunidad para operar y mantener el sistema.

6.8 CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DE LOS DIÁMETROS Y TUBERÍAS DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN.

La línea de conducción es el conjunto de ductos, obras de arte y accesorios destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento, desde la captación hasta la comunidad, formando el enlace entre la obra de captación y la red de distribución. Su capacidad deberá ser suficiente para transportar el gasto de máximo día. Se le deberá proveer de los accesorios y obras de arte necesarios para su buen funcionamiento, conforme a las presiones de trabajo especificadas para las tuberías, tomándose en consideración la protección y mantenimiento de las mismas. Cuando la topografía del terreno así lo exija se deberán instalar válvulas de “aire y vacío” en las cimas y válvulas de “limpieza” en los columpios.

De acuerdo a la naturaleza y características de la fuente de abastecimiento se distinguen dos clases de líneas de conducción:

Conducción por gravedad y conducción por bombeo.

6.8.1 Línea de conducción por bombeo

En el diseño de una línea de conducción por bombeo, se hará uso de una fuente externa de energía para impulsar el agua desde la toma hasta la altura requerida, venciendo la carga estática y las pérdidas por fricción originadas en el conducto al trasladarse el flujo. Deberá considerarse los siguientes aspectos para el cálculo hidráulico, las pérdidas por fricción se realizaran mediante la fórmula de Hazen William u otra similar, para determinar el mejor diámetro (más económico) se utilizara la fórmula de Bresse:

$$D_{econo} = 1.3 * x^{\frac{1}{4}} \sqrt{Q \left(\frac{m^3}{s} \right)}$$

$$X = \frac{\text{numero de horas de bombeo por dia}}{24 \text{ Hr}}$$

Dónde:

D_{econo} (m)= Diámetro económico.

Q (m³/s) = Caudal de bombeo.

Se dimensionara para la condición del consumo de máximo día al final del periodo de diseño, el cual se estima en 1.5 del consumo promedio.

La tubería de descarga deberá ser seleccionada para resistir las presiones altas, y deberán ser protegidas contra el golpe de ariete instalando válvulas aliviadoras de presión en las vecindades de las descargas de las bombas.

Para el dimensionamiento de la tubería de las líneas de conducción se aplicara la formula exponencial de Hazen – Williams, ampliamente utilizada donde se despeja la gradiente hidráulica.

$$hf = 10.647 \left(\frac{Q}{C}\right)^{1.852} * L * D^{-4.87}$$

Dónde:

h = Perdida de carga en metros.

L = Longitud en metros.

Q = Gasto en m³/seg.

D = Diámetro en metros.

C = Coeficiente de Hazen-Williams, cuyo valor depende del tipo de tubería utilizada.

6.9 CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DE LOS DIÁMETROS Y TUBERÍAS DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.

La red de distribución es el sistema de conductos cerrados que permite distribuir el agua bajo presión a los diversos puntos de consumo, que pueden ser conexiones domiciliarias o puestos públicos, para su diseño deberá considerarse los siguientes aspectos:

Se deberá diseñar para la condición del consumo de máxima hora al final del periodo de diseño, el cual resulta al aplicar el factor de 2.5 al consumo promedio diario.

El sistema de distribución puede ser de red abierta, de malla cerrada o una combinación de ambos.

La red se deberá proveer de válvulas, accesorios y obras de arte necesarias, para asegurar su buen funcionamiento y facilitar su mantenimiento.

Para el análisis de la red de distribución se utilizara el programa de uso gratuito Epanet (2.0 versión español).

6.10 CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DEL SISTEMA DE DESINFECCIÓN.

El cloro se presenta puro en forma líquida o compuesta como hipoclorito de calcio el cual se obtiene en forma de polvo blanco o pastillas y el hipoclorito de sodio de configuración líquida.

La cloración de los abastecimientos públicos representa unos de los procesos principales en la obtención de agua de calidad, el proceso de desinfección será tan efectivo como lo sea el control que se ejerza para el aseguramiento de la continua cloración y aplicaciones de cantidades proporcionales al gasto. La desinfección significa una disminución en la población de bacterias hasta una concentración inocua para el consumo humano.

Volumen de agua a utilizar para la disolución del hipoclorito de calcio:

Definida la concentración final (Cf) a ser empleada por el tanque dosificador, se aplica la siguiente ecuación para obtener el volumen del agua de disolución (Vf) en litros que será agregada a la masa de hipoclorito de calcio sólido

$$Vf = \left(\frac{Co * Wo}{Cf} \right) 1$$

Dónde:

Co: Porcentaje en peso de cloro activo

Wo: Peso del sólido de hipoclorito de calcio (Kg)

Cf: Concentración de cloro activo en solución (g/l)

Esto significa que por cada 1 Kg (Wo) de hipoclorito de calcio a una concentración del 70 % (Co) en peso y una concentración final de 1 % (Cf), la cantidad de agua a agregar será de Vf = 70% del peso.

6.10.1 Cantidad de cloro a dosificar

El cloro en el agua es un agente químico muy activo. Si una pequeña cantidad se agrega al agua reaccionará con la gran cantidad de sustancias disueltas o suspendidas en ella, entonces su poder desinfectante quedará destruido. En cambio sí se agrega la cantidad suficiente de cloro para que reaccione con estos compuestos llamados compuestos reductores, entonces un poco más de cloro que se agregue quedará como cloro y reaccionará con cualquier materia orgánica presente.

En la siguiente fórmula se expresa la cantidad de cloro a dosificar, para alcanzar una dosificación efectiva:

$$M = \left(\frac{D * Q}{C} \right)$$

Dónde:

M (l/hr): Cantidad de cloro a dosificar.

D (mg/l): Dosis de cloro.

Q (l/hr): Caudal de agua a tratar.

C (mg/l): Concentración de la solución.

6.11 CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DEL EQUIPO DE BOMBEO ELÉCTRICO

Los equipos de bombeo que generalmente se emplean para pozos perforados son los de turbina de eje vertical y sumergible, 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 seca y lluviosa.

El diámetro del ademe del pozo, el cual debe estar relacionado al caudal a extraerse.

Tabla N° 7 - Diámetros internos de Ademes

Diámetros internos ademes o forro del pozo en función del caudal de bombeo			
Caudal de bombeo		Diámetro nominal	
gpm	lps	pulgadas	mm
158.50	10	6	150
237.75	15	8	200
396.26	25	10	250
634.01	40	12	300
951.02	60	14	350
1268.03	80	16	400
1902.04	120	20	500
2995.71	189	24	600
>3000	>189	30	750

Fuente: Norma Técnica para el diseño de Agua Potable (NTON).

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

Tabla N°8 -Diámetros Internos de columnas de bombeo

Diámetros internos de columnas de bombeo en función del caudal de bombeo			
Caudal de bombeo		Diámetro nominal	
gpm	lps	pulgadas	mm
0 – 50	0 – 3.15	3	75
50 – 100	3.15 – 6.30	4	100
100 – 600	6.30 – 37.8	6	150
600 – 1200	37.8 – 75.7	8	200

Fuente: Norma Técnica para el diseño de Agua Potable (NTON).

En la descarga o sarta de la bomba deberán considerarse una válvula de compuerta y una válvula de retención.

Tabla N°9 - Diámetros Internos de Sarta

Diámetros internos de sargas de bombeo en función del caudal de bombeo			
Diámetro nominal		Caudal de bombeo	
pulgadas	mm	gpm	lps
2	50	0 – 80	0 – 5.0
3	75	80 – 200	5.0 – 12.6
4	100	200 – 400	12.6 – 25.2
6	150	400 – 900	25.2 – 56.8
8	200	900 – 1200	56.8 – 75.7
10	250	1200 – 1600	75.7 – 101.0

Fuente: Norma Técnica para el diseño de Agua Potable (NTON).

El diámetro de la sarga está definido por el diámetro del medidor de agua. La válvula de retención debe colocarse entre la bomba y la válvula de compuerta, se deberá considerar una válvula de alivio para proteger la instalación del golpe de ariete.

Tabla N° 10 -Diámetros Internos de Válvulas de Alivio

Diámetros internos de válvulas de alivio en función del caudal de bombeo			
Diámetro nominal		Caudal de bombeo	
pulgadas	mm	gpm	lps
1	25	0 – 60	0 – 3.78
2	50	60 – 250	3.78 – 15
3	75	250 – 500	15 – 31
4	100	500 – 1000	31 – 63
6	150	1000 – 2000	63 – 126

Fuente: Norma Técnica para el diseño de Agua Potable (NTON).

Las sargas deberán llevar:

- Medidor Maestro.
- Válvulas de aire, de alivio, retención, y de pase.
- Manómetro con llave de chorro.”
- Codos, niples y uniones.

- Derivación descarga para prueba de bombeo y limpieza de la sarta.

6.12 CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE LAS CONEXIONES

Son tomas de agua que se aplican en el sector rural, pero en ocasiones esporádicas y sujetas a ciertas condiciones tales como disponibilidad suficiente de agua, bajos costos de operaciones, capacidad de pago de la población, y número de usuarios del servicio. Las condiciones sociales y técnicas son las siguientes:

Condiciones Sociales

- Deberá realizarse un estudio cuidadoso para considerar las posibilidades económicas de la comunidad para construir un sistema con tomas domiciliarias.
- Deberá realizarse una campaña educativa a la comunidad en cuanto al uso y ahorro del agua y protección del sistema ya que cada llave quedara dentro de cada casa.
- El flujo de un grifo deberá ser de 0.10 lps mínimo y 0.30 lps máximo.
- Se recomienda usar un flujo menor para no desgastar los empaques en muy corto tiempo. Se puede controlar el flujo con una válvula de tapón.
- La carga residual mínima deberá ser de 5 m y máxima 50 m.
- Se recomienda cargas menores que la máxima permisible, porque se controla mejor el sistema y se presenta menor desgaste de los empaques y accesorios.
- El diámetro de las conexiones y de los grifos será de." (12 mm).

6.13 VELOCIDADES PERMITIDAS

Se recomienda fijar valores de las velocidades del flujo en los conductos en un rango para evitar erosión interna o sedimentación en las tuberías. Los valores permisibles son los siguientes:

Velocidad mínima = 0.4 m/s

Velocidad máxima = 2.0 m/s

Cuando no se pueda cumplir con la velocidad mínima, proponer válvulas de limpieza para evitar la sedimentación de partículas en la red de distribución.

6.14 COBERTURA DE TUBERÍA

Para sitios que correspondan a cruces de carretera y caminos con mayor afluencia de tráfico se recomienda mantener una cobertura mínima de 1.20 metros sobre la corona de la tubería y en camino de poco tráfico vehicular una cobertura de 1 metros sobre la corona del tubo.

6.15 VARIACIONES DE CONSUMO.

Las variaciones de consumo estarán expresadas como factores de la demanda promedio diario y sirven de base para el dimensionamiento de la capacidad de obras de captación, línea de conducción, red de distribución, etc.

Estos valores son los siguientes:

Consumo máximo día (CMD): 1.5CPD (consumo promedio diario).

Consumo máxima hora (CMH): 2.5CPD (consumo promedio diario).

6.16 GOLPE DE ARIETE

Para cumplir con su objetivo las líneas de conducción se diseñan y operan para un régimen de flujo permanente, sin embargo en la operación son inevitables régimen de transición de un flujo permanente a otro. Al menos una vez en el inicio de su operación la línea de conducción necesita ser llenada de agua en ocasiones tiene que ser vaciada y llenada de nuevo. Cada arranque o paro de bomba o cada apertura y cierre de válvula, la conducción genera un régimen que varía de forma importante los parámetros hidráulicos de la velocidad y presión en cada punto de línea.

La línea se analizó para los efectos de sobrepresión que ocasiona el cierre de una válvula al final de la conducción.

6.17 CELERIDAD

Se trabajó con la ecuación de Allievi para calcular la velocidad de propagación de la onda de sobrepresión, conocida como celeridad:

$$C = \frac{9900}{48.3+k \frac{d \text{ tub}}{e}} \text{ m/s}$$

Donde

= Celeridad de la onda de presión m /seg.

= Coeficiente de módulo de elasticidad y para tubos PVC k=18.

= Diámetro interno de la tubería (m).

= Espesor del tubo (m).

6.17.1 Cálculo de la sobrepresión

En el caso de una maniobra rápida ($T < 2L/C$) la sobrepresión máxima será

$H_a = \frac{Cv}{g}$, es la sobrepresión por golpe de ariete esta debe sumarse a

presión estática máxima de la línea de conducción para seleccionar la cedula de tubería.

VII. DISEÑO METODOLÓGICO

Para llevar a cabo este trabajo se efectuó una recopilación de datos procedentes de los estudios que se han realizado en la zona ya sean

hidrológicos, investigativos u organizaciones que han trabajado y elaborado informes, también se analizó la base cartográfica existente de la zona (mapas topográficos y geológicos).

En el sitio se realizaron valoraciones a la red hídrica, morfología, así como los niveles de amenazas naturales. Además se consultó la bibliografía disponible relacionada a los temas geológicos, hidrológicos e hidrogeológicos de la zona de estudio. A continuación se detalla las actividades realizadas en el campo.

7.1 FUENTES DE RECOLECCIÓN DE DATOS

7.1.1 Fuentes primarias.

- Reconocimiento del área en estudio.
- Cantidad de agua en un determinado tiempo.
- Características del agua.
- Situación socioeconómica de cada familia beneficiada (encuestas).
- Identificación de las posibles fuentes de aguas.
- Datos y mapas de la zona en estudio.

7.1.2 Fuentes secundarias

- Se visitaron instituciones como la Alcaldía, MINSA, ENACAL, INETER, para recopilar información de las características básicas de la zona como ubicación, características locales, climatología, etc. para lograr una adecuada formulación del proyecto.

- ENACAL: Visita para obtener información sobre diferentes proyectos de agua potable en la zona. Alcaldías: Obtención de datos generales del municipio.

- INETER: Para obtener mapa topográfico del municipio de Totogalpa en el departamento de Madriz.

- Consultas en biblioteca de la Universidad Nacional de Ingeniería RUACS.
- Internet.

7.2 INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

- Encuestas socio- económicas a población beneficiada.
- Resultado de análisis físico- químico y bacteriológico de las fuentes en estudio
- Levantamiento topográfico para la elaboración de línea de conducción, distribución y el almacenamiento.

7.3 MÉTODOS PARA RECOLECCIÓN DE DATOS

- Observación in situ para analizar condiciones de la zona.
- Entrevistas a personas beneficiarios e involucrados en el proyecto.
- Selección de información y bibliografía.

7.4 HERRAMIENTAS PARA RECOLECCIÓN DE DATOS

- Mapas de la zona.
- Plano topográfico.
- GPS (Garmin).
- Equipo topográfico (Estadia, Teodolito óptico mecánico, calculadora,

Plomada).

- Libreta de campo.
- Cámara fotográfica.

7.5 PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS

El procesamiento se realizó en los programas siguientes: Excel, Word, Epanet y Cad.

- Procesamiento de datos obtenidos en la encuesta socio- económica en Microsoft Excel.
- Procesamiento de datos obtenidos del aforo a la fuente con el fin de analizarlos.
- Se seleccionó la información recopilada para redacción de este documento.
- Estudio de manuales de programas a utilizar.
- Digitalización de datos de instrumentos topográficos utilizados.
- Identificación de posibles líneas de distribución del agua.
- Obtención de ecuaciones y normas de diseño.
- Análisis de diferencias de niveles en la topografía.
- Análisis de posibles correcciones del sistema.

- Una vez procesados los datos en los diferentes programas, se organizó en tablas, cuadros, gráficos y dibujos, posteriormente se realizó el análisis de los mismos.

7.6 ESTUDIOS BÁSICOS PARA LLEVAR A CABO EL DISEÑO.

Este capítulo aborda de manera detallada los estudios importantes y básicos que permitieron llevar a cabo el diseño de las obras hidráulicas que requiere el sistema de agua potable, los estudios son:

7.7 SELECCIÓN DE FUENTE

7.7.1 FUENTES SUPERFICIALES:

En la zona no existen fuentes superficiales por que los riachuelos están secos la mayor parte del año.

7.8 FUENTE SUBTERRÁNEAS

La comunidad de Wascasoni está conformada por 75 casas, las cuales se abastecen de agua de un pozo perforado con bombeo manual comunal, y la parte del sector debajo de esa comunidad se abastece de agua de un pozo perforado por gravedad, el cual es privado su dueño comparte con la comunidad no tienen horario para acarrear el agua lo hacen cuando hay necesidad.

La Comunidad de Agua Dulce, se abastece de agua de un pozo perforado comunal con bomba de mecate y con muy buen caudal, esta comunidad es pequeña cuenta con 15 viviendas.

La comunidad de Verapaz, cuenta con un pozo perforado Comunal también un ojo de agua , ubicado en un terreno privado el dueño le permite a las familias de la parte de abajo de Verapaz centro tomen agua si es necesario. Cabe mencionar que las distancias de las fuentes de agua son muy lejanas lo

cual las familias tienen muchas dificultades y disponer de mucho tiempo, recorrer grandes distancias sobre pendientes para adquirir tan vital líquido. Esta comunidad cuenta con un total de 54 hogares.

La comunidad de la Pita se abastece de agua de un pozo perforado con bombeo manual este pozo tiene muy buen caudal proporciona 132 Galones de agua por minuto por tal razón este pozo ha sido seleccionado para la fuente de abastecimiento del sistema propuesto por el Proyecto. Cabe mencionar que esta comunidad es muy pequeña está conformada por 15 casas de habitación.

7.8.1 Estudio de capacidad de la fuente

Los datos de la prueba de bombeo (Ver anexo II), realizada a la fuente se obtuvieron en la alcaldía de Totogalpa, dieron como resultado que la capacidad de la fuente es de 132GPM, y el NEA se encuentra a una profundidad promedio de 7.31m, esto representa un mejor parámetro para descubrir el comportamiento del acuífero

7.8.2 Análisis físico-químico y bacteriológico de la fuente subterránea

Se realizó un análisis fisicoquímico y bacteriológico con el apoyo de la Empresa Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (ENACAL) para determinar la calidad del agua del pozo ubicado en un lote público.

Los estudios demuestran que el agua de este pozo es apta para consumo humano (Ver anexo III), ya que cumple con los criterios y parámetros contemplados en las normas CAPRE que rigen la calidad del agua en nuestro país, considerando dentro de los parámetros más importantes a tener en cuenta turbidez, color, arsénico, ph, conductividad eléctrica, hierro, coliformes totales, etc.

VIII. DISEÑO HIDRAULICO DEL SISTEMA

8.1 POBLACION

Los proyectos de agua deben cumplir con las normas y criterios técnicos para el diseño hidráulico en zonas urbanas y rurales con características de reglamentos de aplicación obligatoria integradas bajo las siglas NTON (Normas Técnicas Obligatorias Nicaragüenses) y con las normas de los entes normativos y otros actores nacionales. Los entes normativos son aquellos que por disposición de las leyes o decretos tienen la potestad de normar y regular las acciones públicas en sus ámbitos respectivos: MHCP, MARENA, INIFOM, MINED, MINSA, INAA, INETER, MTI y otros entes públicos.

Las normas NTON 09001-99 Normas Técnicas para el Diseño de Abastecimiento y Potabilización del Agua (sector rural), establecen que “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%.

8.1.1 Población actual

La población a servir es el parámetro básico, para dimensionar los elementos que constituyen el sistema. Se ha tomado como marco de referencia poblacional los datos del resumen censal del INIDE, obtenidos del Censo de Población y Vivienda de los años 1995 y 2005.

Tabla N° 11 - Datos Demográficos.

Periodo de diseño 20 años			
Tasa de crecimiento promedio 2.49%			
Datos demográficos nacionales	Año 1995	Año 2005	Tasa de crecimiento acumulada
País: Nicaragua	4,357,99 hab	5,142,98hab	1.67
Departamento: Madriz	107,567 hab	132,459 hab	2.1
Municipio: Totogalpa	8,796 hab	11,927 hab	3.71

Fuente: Elaboración Propia

Los resultados obtenidos nos revelan que la tasa de crecimiento anual del municipio es de 3.71%, la departamental y nacional resulto ser de 2.1% y 1.67% respectivamente, siendo la tasa media de crecimiento poblacional anual de 2.49%.

$$T_c = \frac{1.67+2.1+3.71}{3} = 2.49\%$$

Al carecer de datos históricos para la comunidad se procedió a calcular un promedio de las tasas de crecimientos que involucran al país, departamento y municipio arrojando como resultados una tasa del 2.49% que es menor a la mínima que establece la norma (NTON 09001-99) que es de 2.5%, por tanto se adopta la tasa mínima para las comunidades.

8.1.2 Población a beneficiar

La tasa de crecimiento que se considera es del 2.5% para un periodo de diseño de 20 años, ya que es un tiempo máximo económico para las obras de este tipo. Se utilizó el método geométrico para la proyección de la población debido a que es el más aplicable a ciudades que no han alcanzado su desarrollo como son las comunidades de la micro región de Verapaz (Wascasoni, La Pita, Agua Dulce y Verapaz Centro), y que se mantienen creciendo a una tasa fija y es el de mayor uso en Nicaragua.

Se proyecta la población a partir del año 2017 hasta el 2037. La población inicial de la comunidad es de 753 hab distribuidos en 140 viviendas que por motivos de topografía resulta factible abastecer a la población en un 100%.

Tabla N° 12 - Resultado de Encuesta.

Datos Demográficos de las Comunidades	
Resultados de Encuesta Censo realizados en el año 2017	
Nombre de las comunidades	Wascasoni, La Pita, Agua Dulce y Verapaz Centro
Número de habitantes	753
Número de habitantes a beneficiar	753
Número de viviendas	140
Densidad población	5.38 hab/viv

Fuente: Elaboración Propia

8.2. NIVEL DE SERVICIO Y DEMANDA DE AGUA

Se brindará el servicio al 100% de la población actual, con una dotación domiciliar de 50 lppd para una población inicial de 753 beneficiarios (2017) ubicados en 140 viviendas.

El tipo de sistema propuesto es Mini Acueducto por Bombeo Eléctrico (MABE) cuya fuente de energía será la Eléctrica

En anexo IV se presenta el consumo para la población proyectada a 20 años correspondiente a 1,234 beneficiarios para el año 2037.

Para la proyección de la población se hizo uso del método de proyección geométrica por ser el más aplicable para poblaciones que no han alcanzado su desarrollo como el municipio de Totogalpa y por consiguiente las comunidades de la micro región de Verapaz.

Se determinó de la siguiente manera:

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

P_n = Población futura.

P_o = Población total a beneficiar =753 hab.

r = Tasa de crecimiento adoptada =2.5%.

n = Numero de anos proyectados.= 5

$$P_{2022} = 753 (1 + 0.025)^5 = 852 \text{ hab.}$$

De esta forma se realizó para los años restantes.

Tabla N° 13 - Proyección de Población.

PROYECCION DE POBLACION				
Año	N	r=2.5	Población Inicial (Po)	Población Proyectada
2017	0	2.5	753	753
2022	5	2.5	753	852
2027	10	2.5	753	964
2032	15	2.5	753	1090
2037	20	2.5	753	1234

Fuente: Elaboración Propia

CALCULO DE CAUDALES DE CONSUMO

El consumo de la población se calculó de la siguiente manera:

$$Q_{\text{CONSUMO DIARIO}} = \frac{\text{N}^\circ \text{ de habitantes} \cdot \text{dotación}}{86400 \text{ seg}} = \text{ lts/seg}$$

$$Q_{\text{CONSUMO DIARIO}} = \frac{753 \text{ hab} \cdot 50 \text{ lppd}}{86400 \text{ seg}} = 0.436 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{\text{PROMEDIO DIARIO}} = Q_{\text{CONSUMO DIARIO}} + 7\% \text{ de } Q_{\text{CONSUMO DIARIO}} = 0.466 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{\text{PROMEDIO DIARIO TOTAL}} = Q_{\text{PROMEDIO DIARIO}} + 20\% \text{ } Q_{\text{PROMEDIO DIARIO}}$$

$$Q_{\text{PROMEDIO DIARIO TOTAL}} = 0.465 + 20\% (0.465) = 0.560 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{\text{MAXIMO DIA}} = Q_{\text{PDT}} \cdot 1.5$$

$$Q_{\text{MAXIMO DIA}} = 0.558 \text{ lts/seg} \cdot 1.5 = 0.839 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{\text{MAXIMA HORA}} = Q_{\text{PDT}} * 2.5$$

$$Q_{\text{MAXIMA HORA}} = 0.558 \text{ lts/seg} * 2.5 = 1.399 \text{ lts/seg.}$$

Tabla N° 14- Consumo a lo largo del Periodo de Diseño

N°	AÑO	CPD (lps)	CMD (lps)	CMH (lps)	Caudal de bombeo (lps)
0	2017	0.560	0.839	1.399	2.014
5	2022	0.633	0.950	1.583	2.279
10	2027	0.716	1.074	1.791	2.579
15	2032	0.810	1.215	2.025	2.916
20	2037	0.917	1.375	2.292	3.301

Fuente: Elaboración Propia

8.3. DISEÑO HIDRAULICO DEL SISTEMA

Para solucionar la problemática de abastecimiento de agua potable en la zona, se propone un sistema del tipo: Fuente –Tanque –Red teniendo en cuenta que la conducción se hará por bombeo eléctrico y la distribución por gravedad. El diseño se presenta de la siguiente manera:

- 1- Captación.
- 2- Línea de conducción.
- 3- Tanque de almacenamiento.
- 4- Línea de distribución.

8.4 FUENTE AGUA POTABLE

En la comunidades de la micro región de Verapaz la fuente utilizable para el abastecimiento que cumple en calidad y cantidad es el pozo ubicado en un lote público, que es propiedad de la comunidad. Este pozo cumple los parámetros antes mencionados agregando que topográficamente nos proporciona una menor distancia en línea de conducción, manteniendo una carga dinámica favorable para el equipo de bombeo.

8.5 CALCULO DEL EQUIPO DE BOMBEO Y SELECCIÓN DEL DIAMETRO

Para el diseño de la línea de conducción por bombeo se hará uso de energía eléctrica ya que las comunidades cuentan con este servicio, para impulsar el agua desde la toma hasta la altura requerida, venciendo la carga estática y las perdidas por fricción originadas en el conducto al trasladarse el flujo deberán de considerarse los siguientes aspectos:

Se dimensionara para la condición del consumo máximo día (CMD) al final del periodo de diseño. Tomando en cuenta que no se puede bombear las 24 horas, debido al gasto económico que esto implicaría para esta zona se tiene contemplado 10hrs para que el sistema de bombeo sea eficiente y con buenos resultados.

8.5.1 Cálculo del caudal de bombeo

$$Q \text{ bombeo} = \frac{24hrs}{10 hrs} * CMD$$

$$Q \text{ bombeo} = \frac{24hrs}{10 hrs} * 1.375lt/seg$$

$$Q \text{ bombeo} = 3.3 \text{ lps} = 52.314 \text{ GPM}$$

8.5.2 Línea de conducción

Para determinar del diámetro de la línea de conducción se utilizó el criterio del diámetro económico, cuya fórmula se expone a continuación.

$$D_{econo} = 1.3 * x^{\frac{1}{4}} \sqrt{Q \left(\frac{m^3}{s} \right)}$$

$$x = \frac{\text{numero de horas de bombeo por dia}}{24 Hr}$$

Dónde:

D_{econo} (m) = Diámetro económico.

Q (m^3/s) = Caudal de bombeo.

$$x = \frac{10Hr}{24 Hr} = 0.4167$$

$$D_{econo} = 1.3 * 0.4167^{\frac{1}{4}} \sqrt{0.003301 \left(\frac{m^3}{s} \right)} = 0.0600m = 2.36 \text{ pulg}$$

Ya que el diámetro económico resulto de 2.36 pulgadas y no existe en el mercado un diámetro de esa medida se asumirá el diámetro comercial de 3 ya que es el diámetro de sarta para bombeo.

8.5.3 Cálculo de la velocidad

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

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * d^2}$$

$$A = \frac{\pi * d^2}{4} \qquad V = \frac{4 * 0.003301}{3.1416 * 0.0762^2} = 0.7238 \text{ m/s}$$

De acuerdo a los resultados se puede observar que la línea de conducción propuesta cumple con la norma que establece un rango de velocidad entre 0.4 m/s y 2 m/s.

8.5.4 Cálculo del golpe de ariete

Cálculo de Velocidad o celeridad de la onda de choque

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \frac{d_{tub}}{e}}} = m/s$$

Dónde: C = Celeridad o velocidad de la onda m /seg.

K = Coeficiente de módulo de elasticidad del tipo de material de tubo (P.V.C=18).

D_{tub} = Diámetro interno de la tubería (m)

e = Espesor del tubo (m)

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 18 \frac{0.0762}{0.00523}}} = 561.778 \text{ m/s}$$

Cálculo de la máxima onda de presión en la tubería.

$$h_a = \frac{C * V}{g} = m$$

Dónde:

h_a = Sobrepresión o subpresión, mts.

V = velocidad m/s

C = celeridad o velocidad de la onda m/sec.

$$h_a = \frac{561.778 \cdot 0.7238}{9.81} = 41.45m$$

Cálculo de la sobrepresión o subpresión en las paredes de la tubería.

$$Sp_1 = (E_2 - E_1) + h_a = m$$

$$Sp_2 = (E_2 - E_1) - h_a = m$$

Dónde:

Sp_1 = sobrepresión, m.

Sp_2 = subpresión, m

E_2 = elevación rebose tanque almacenamiento, msnm

E_1 = elevación de ojo de la bomba, msnm

h_a = Sobrepresión o subpresión, m

$$Sp_1 = (957,8m - 884m) + 41.45m = 115.25m$$

Resistencia de la tubería

$$Pt = f * Pn = mca$$

Donde

Pt= Resistencia de la tubería, mca (tubería cedula -).

Pn= Pres, trabajo tubería, mca. Ver anexo VII

f= factor de seguridad.0.95 Ver anexo VII

1) Utilizando tubería SDR 26

$$Pt = 0.95 * 112mca \left(11.2 \frac{Kg}{cm^2} \right) = 106.4mca$$

Ya que la condición sobre las presiones $Pt_1 > Sp_1$ no se cumple con este tipo de cedula de tubería utilizaremos otro tipo de cedula que cumpla con la condición.

2) Utilizando tubería SDR 17

$$Pt = 0.95 * 175mca \left(17.5 \frac{Kg}{cm^2} \right) = 166.250mca$$

Análisis de la condición.

$$Pt_1 > Sp_1 \quad 166.250 > 115.25$$

$$0.4 < \frac{4 * Q}{\pi * d^2} < 2 \text{ m/s} \quad 0.4 < 0.7238 < 2 \text{ m/s}$$

Con los resultados obtenidos se determina que la tubería a usar será cedula 17. La línea de conducción que se propone construir se extenderá desde la

obra de captación hasta el tanque de almacenamiento, con una longitud de 454.06mts de tubería PVC de 3" de diámetro SDR-17. Esta línea está diseñada para conducir satisfactoriamente el Consumo Máximo Día al final del periodo de diseño.

8.5.5 Cálculo de la carga dinámica

Carga dinámica = carga estática total+ perdidas fricción+ perdidas por accesorios.

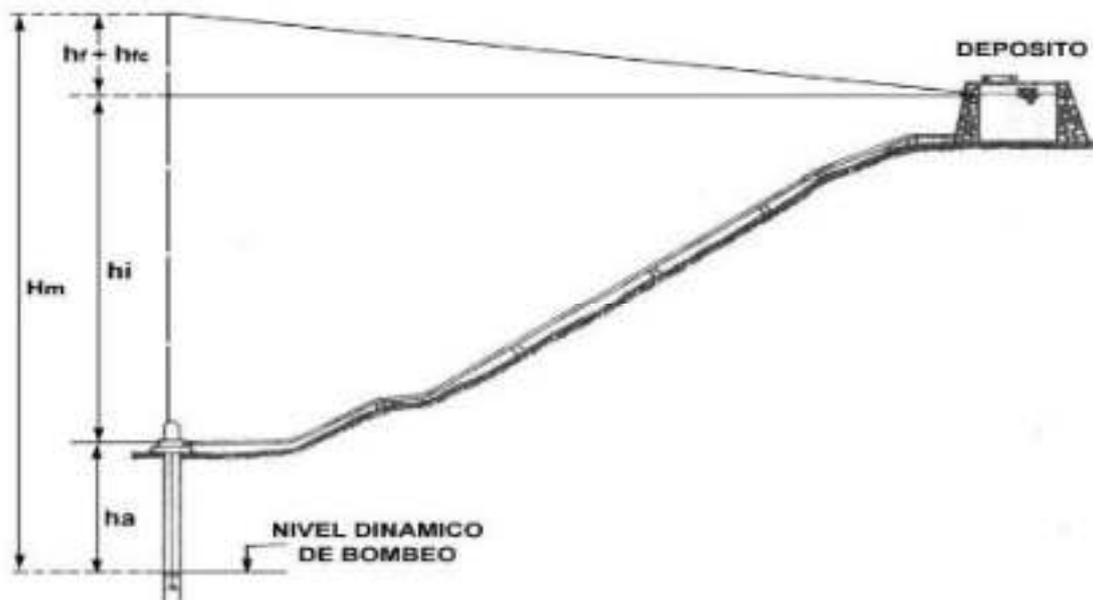
Carga estática = Elevación de rebose del tanque – Elevación del ojo de la bomba.

Elevación de rebose = 957.8m.s.n.m.

Elevación del ojo de la bomba = 884 m.s.n.m.

Carga estática = 957.8 m - 884 m = 73.8 mts.

IMAGEN N°1 - Carga Dinámica



Fuente: Agua potable para poblaciones rurales

Las pérdidas por fricción se determinaron usando la fórmula:

$$hf = 10.647 \left(\frac{Q}{C} \right)^{1.852} * L * D^{-4.87}$$

Donde

h_f = Perdidas por fricción.

Q = Caudal de bombeo m³/seg = 0.003301

C = Coeficiente de Hazen William para tubería PVC = 150

L = Longitud de línea de conducción = 434.06 mts + 20 mts (profundidad del pozo)= 454.06 mts

D = Diámetro de la tubería=0.0762m

$$hf = 10.647 \left(\frac{0.003301}{150} \right)^{1.852} * 454.06\text{mt} * 0.0762^{-4.87} = \mathbf{3.188}$$

Las pérdidas por accesorios

$$h_{\text{acces}} = K \frac{V^2}{2g}$$

h_{acces} = perdidas por accesorios

$$K = \frac{L}{D} * f_T$$

Dónde:

K = Coeficiente de Resistencia.

V = Velocidad.

G = Gravedad.

$\frac{L}{D}$ = Longitud Equivalente (ver anexo VI)

f_T = Factor de Fricción (ver anexo VI)

$h_{\text{CODO90}} = 0.01442$

$h_{\text{CODO45}} = 0.00769$

$h_{\text{CODO VALVUL}} = 0.07689$

$h_{\text{CODO VALVUL}} = 0.04806$

$h_{\text{accesorios}} = 0.147$

CARGA DINAMICA = 73.8m + 3.188m + 0.147m

CARGA DINAMICA = 77.14m

8.5.6 Cálculo del equipo de bombeo

Cálculo de potencia de la bomba:

$$NB = \frac{Q_{\text{bombeo}} * CARGA \text{ DINAMICA} * \gamma}{76 * EFIC}$$

Dónde:

NB = potencia de la bomba

Q bombeo = caudal de bombeo (m^3/s)

γ = Densidad del agua (Kg / m^3)

Efic = eficiencia de la bomba.

$$N_B = \frac{0.003301 m^3/seg * 77.14 * 1000 Kg/m^3}{76 * 0.6} = 5.58 = 6HP$$

8.6 CASETA DE BOMBEO

Es necesaria la construcción de una caseta de bombeo para mantener control y aseguramiento del sistema. Esta caseta se construirá de ladrillo cuarterón y decorado con las siguientes dimensiones 8.90m x 4m y 2.9 de altura.

(Ver anexo I)

8.7 SISTEMA DE DESINFECCION

Para la desinfección del sistema de abastecimiento de las comunidades se propone utilizar un hipoclorador de carga constante, el cual se instalara sobre el tanque con el objetivo de dosificar la cantidad de cloro a utilizar.

Las actividades de revisión del sistema de exponen a continuación:

- Controlar la válvula plástica de pase, para mantener una dosificación adecuada del hipoclorador.
- Verificar que no falte la solución de cloro en el recipiente del hipoclorador.
- Manipular adecuadamente la válvula de medición del inyector hidráulico para controlar el flujo.
- Medir el cloro residual libre para verificar la dosificación.

8.7.1 Cálculo de la cantidad de solución

La cantidad de cloro a ser utilizado en peso (kg) para obtener la solución al 1% de hipoclorito de calcio al 70% de peso disponible será:

Volumen de almacenamiento de solución propuesto (L) = 30

Porcentaje de peso de cloro activo = 70%

Concentración de cloro activo en solución = 1%

$$\text{Peso de hipoclorito de calcio a utilizar por día (kg)} = \frac{30 \times 0.01}{0.70} = 0.428 \text{Kg}$$

En la siguiente fórmula se expresa la cantidad de cloro a dosificar, para alcanzar una dosificación efectiva:

$$M = \left(\frac{D \times Q}{C} \right)$$

Dónde:

M (l/hr): Cantidad de cloro a dosificar.

D (mg/l): Dosis de cloro. 0.5-1 mg/lts

Q (l/hr): Caudal de agua a tratar 5036.4 lts/hr

C (mg/l): Concentración de la solución.

$$M = \left(\frac{0.5 \text{mg/lts} \times 5036.4 \text{lts/hr}}{10000} \right) = 0.252 \text{lt/hr}$$

Por lo tanto serán 84 gotas por minuto.

8.8 TANQUE DE ALMACENAMIENTO

Para determinar la capacidad de almacenamiento del tanque se evaluó la proyección a futuro y se tomó en cuenta el hecho de que se realizará un bombeo de 10hrs, dicho volumen se determinó por el método analítico.

En dicho análisis se determinó un volumen de 35 m³.

Se propone la construcción de un tanque de concreto ciclópeo sobre el suelo, con losa superior e inferior de concreto reforzado con las siguientes características:

- Altura interna: 2mts.
- Altura de rebose: 1.80mts.
- Ancho interno: 4.5mts.
- Largo interno: 4.5 mts.
- Tipo de Almacenamiento: Concreto ciclópeo sobre suelo.
- Capacidad 36 m³

El tanque de almacenamiento contara con todos sus accesorios para su funcionamiento como tubería de limpieza y de rebose, tubería de entrada y salida, válvulas de compuerta. Instalación de escaleras, tapa de inspección, impermeabilización en paredes.

8.9 RED DE DISTRIBUCION

Las variaciones de consumo de la red de distribución se analizaron mediante cálculos hidráulicos, el cual nos permitirá conocer el comportamiento del sistema en el consumo de máxima hora, máximo día en la red y el comportamiento del sistema.

El diseño definitivo se hará para las condiciones hidráulicas más desfavorables en la red, con el fin de asegurar su correcto funcionamiento para el periodo de diseño.

8.9.1 Análisis de la Red

Por condiciones topográficas en las comunidades el sistema a emplearse será una red de distribución abierta o ramificada, ya que la topografía dificulta la conexión entre ramales y su población tiene un desarrollo lineal (a lo largo de un camino).

La tubería principal se instalara en la carretera desde la comunidad La Pita hacia Verapaz y de La Pita a las otras comunidades de la cual se derivaran los ramales secundarios por lo tanto el flujo tendrá doble sentido y se preverán válvulas de compuerta en los ramales por cualquier desperfecto en las tuberías, lo que evitara que toda la población se quede sin servicio.

Uno de los inconvenientes de los sistemas abiertos en los extremos de los ramales secundarios se dan los puntos muertos es decir que no circula el agua sino que permanece estática en los tubos, generando sabores y olores no agradables especialmente en las zonas donde las casas están más separadas, en estos puntos se recomienda instalar válvulas de purga con la finalidad de limpiar y evitar la contaminación del agua.

El diseño de la red de distribución se llevó a cabo con la condición de máxima hora. Para determinar el gasto de cada tramo se procedió a calcular el caudal unitario.

$$Q_{\text{unitario}} = \frac{Q_{\text{maximahora}}}{\text{poblacionfutura}} = \frac{2.292}{1234} = 0.0018574 \text{ lts/seg}$$

Definida cada uno de los tramos de tubería y sus respectivos habitantes se determinaron los valores del gasto por tramo mediante la siguiente ecuación.

$$Q_{tramo} = Q_{unitario} * \text{núm. habitantes}$$

Los resultados se presentan a continuación

$$Q_{TRAMO\ B-C} = 0.001857 * 62 = 0.1152\text{ltr/seg/hab}$$

Tabla N°15 - Gasto Por Nodo.

GASTOS POR NODO			
TRAMO	NUM. HABITANTES POR TRAMO	GASTOS POR TRAMO	GASTOS POR NODO
TANQUE-A	35	0.0650	2.2920
A-PRP	22	0.0409	0.0409
PRP-B	22	0.0409	0.7597
B-C	62	0.1152	0.7188
C-D	18	0.0334	0.6037
D-E	44	0.0817	0.0817
D-F	61	0.1133	0.5702
F-G	53	0.0984	0.3752
G-PRP	0	0.0000	0.0000
PRP-H	53	0.0984	0.1467
H-I	26	0.0483	0.0483
G-J	0	0.0000	0.2768
J-K	44	0.0817	0.0817
J-PRP	13	0.0241	0.1059
PRP-L	13	0.0241	0.0241
TANQUE-M	9	0.0167	1.4265
M-N	53	0.0984	0.0984
M-Ñ	97	0.1802	1.4098
Ñ-O	26	0.0483	1.1312
O-P	44	0.0817	0.3120
P-PRP	31	0.0576	0.0576
PRP-Q	31	0.0576	0.1727
Q-R	9	0.0167	0.0167
Q-S	53	0.0984	0.1152
O-T	62	0.1152	1.0829
T-U	62	0.1152	0.6557
U-V	71	0.1319	0.1319
U-W	0	0.0000	0.5405
W-X	62	0.1152	0.1152
W-PRP	31	0.0576	0.1727
PRP-Y	31	0.0576	0.2359
Y-Z	96	0.1783	0.1783

Fuente: Elaboración propia

8.9.2 Datos para el diseño de Red

Para la selección de diámetros de la red de distribución se tomaron en cuenta criterios técnicos y económicos para las zonas rurales, el material y longitud de las tuberías.

Para conocer las condiciones de comportamiento hidráulico del sistema fuente-tanque- red de abastecimiento de las comunidades se realizó un modelo hidráulico de 24 horas continuas.

A continuación se presentan los factores de consumo que se utilizaron durante las 24 horas de funcionamiento del sistema.

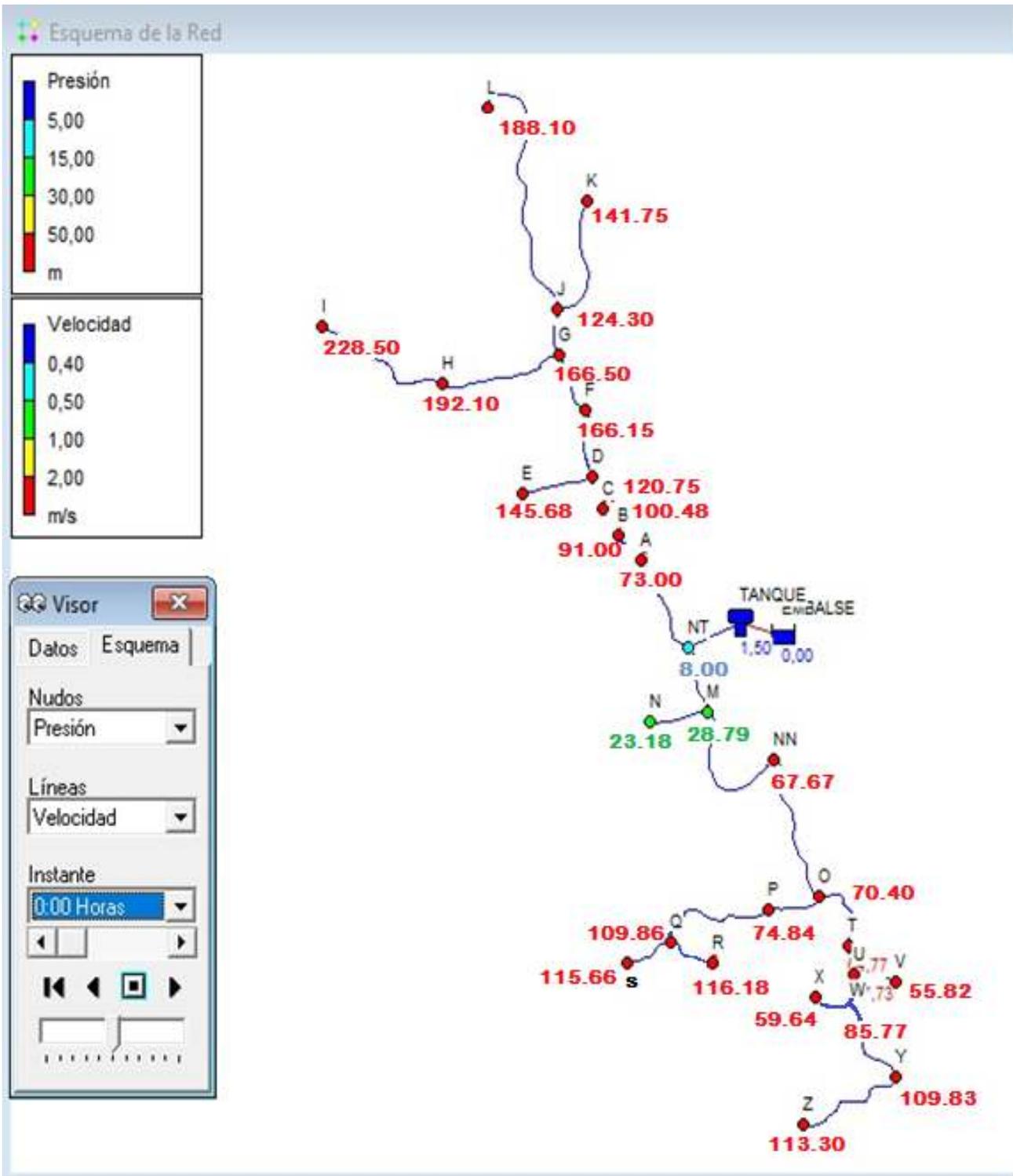
Tabla N° 16 - Tabla de Modulación de Consumo

CURVA MODELACION DE CONSUMO			
HORA	FACTOR	HORA	FACTOR
1	0.28	13	1.85
2	0.21	14	1.7
3	0.24	15	1.5
4	0.27	16	1.44
5	0.35	17	1.23
6	0.63	18	1
7	1.37	19	0.82
8	1.41	20	0.46
9	1.76	21	0.38
10	1.8	22	0.36
11	2.5	23	0.34
12	1.9	24	0.2

Fuente: ENACAL Totogalpa

Para el diseño de la tubería se propusieron diámetros teniendo en consideración el gasto de cada tramo así como los criterios de velocidades y presiones mínimas y máximas.

IMAGEN N°2–Simulación del sistema sin consumo.



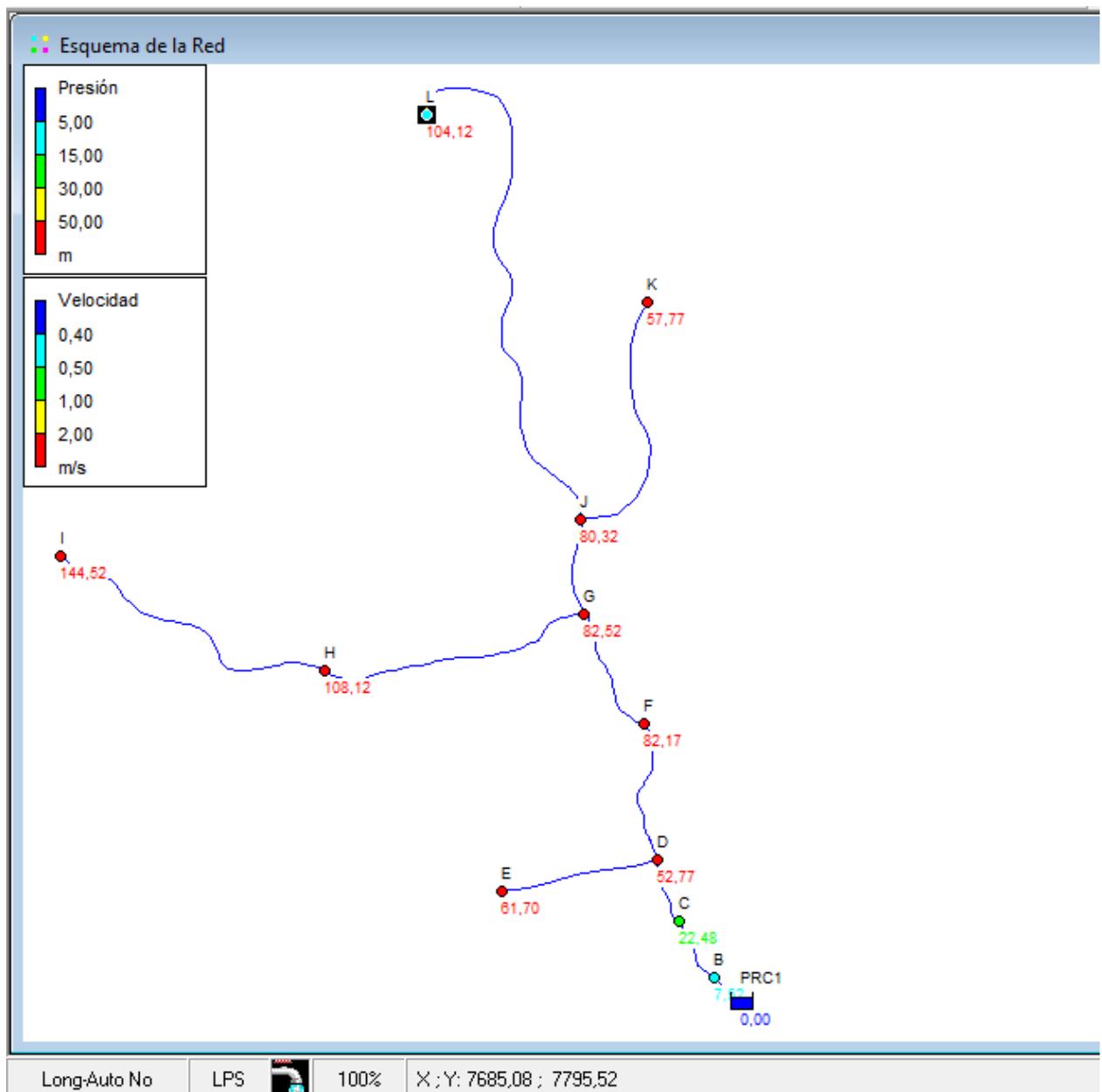
Fuente: Epanet

Pila Rompe Presión (PRP).

Las pilas rompe presión tienen como principal función reducir la presión hidrostática a cero y a la atmosfera local, generando un nuevo nivel de agua y creándose una zona de presión dentro de los límites de trabajo de las tuberías para evitar daños en ellas. Esta estructura permite utilizar tubería de menor clase reduciendo los costos en las obras de abastecimiento de agua potable.

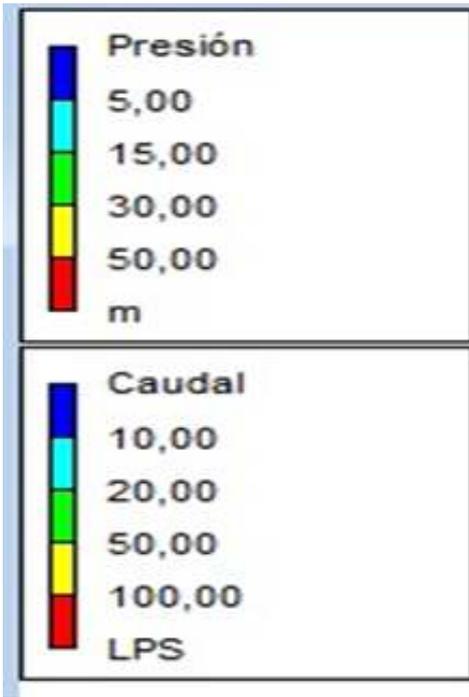
IMAGEN N°3 – Esquemas de Pilas Rompe Presión.

Pila Rompe Presión- N 1



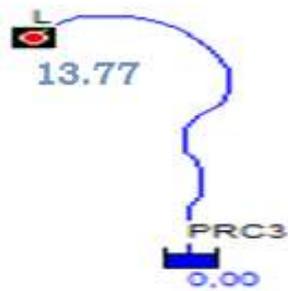
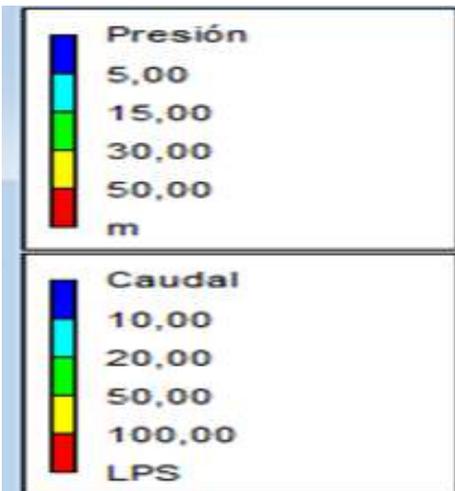
Fuente: Epanet

Pila Rompe Presión - N 2



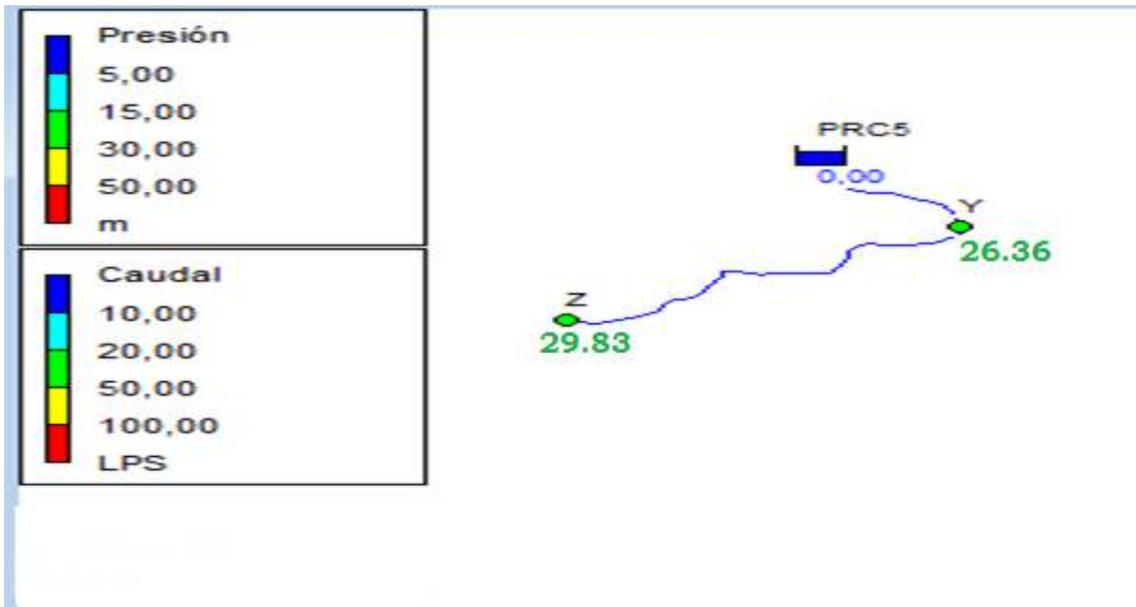
Fuente: Epanet

Pila Rompe Presión - N 3



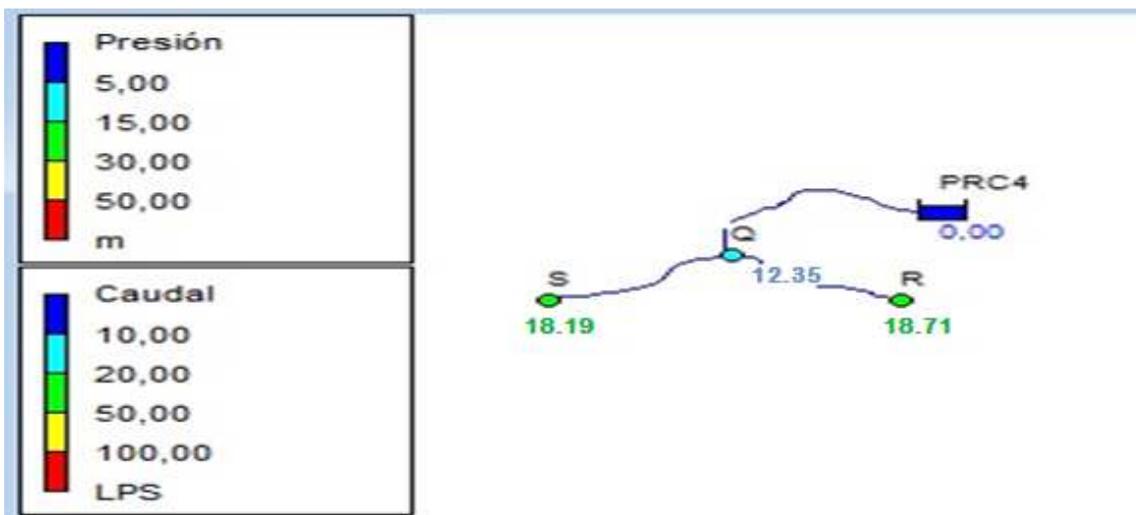
Fuente: Epanet

Pila Rompe Presión – N 4



Fuente: Epanet

Pila Rompe Presión – N 5



Fuente: Epanet

Tabla N°17 – Hora de Máximo Consumo.

HORA DE MAXIMO CONSUMO				
ESTADO DE LA RED MAXIMA HORA				
	LONGITUD	DIAMETRO	RUGOSIDAD	VELOCIDAD
TUBERIA	M	Mm		m/s
TANQUE-A	398.78	2	150	0.0343
A-PRP	40	2	150	0.0034
PRP-B	52.96	2	150	0.0046
B-C	79.39	2	150	0.0068
C-D	134.33	2	150	0.0115
D-E	62.048	2	150	0.0053
D-F	136	2	150	0.0117
F-G	160.82	2	150	0.0138
G-PRP	80	2	150	0.0069
PRP-H	200	2	150	0.0172
H-I	272.34	2	150	0.0234
G-J	78.38	2	150	0.0067
J-K	161.73	2	150	0.0139
J-PRP	160	2	150	0.0137
PRP-L	178.196	2	150	0.0153
TANQUE-M	228.98	2	150	0.0197
M-N	128.152	2	150	0.0110
M-Ñ	175.106	2	150	0.0150
Ñ-O	506.192	2	150	0.0435
O-P	177.847	2	150	0.0153
P-PRP	148.01	2	150	0.0127
PRP-Q	179.45	2	150	0.0154
Q-R	153	2	150	0.0131
Q-S	231.684	2	150	0.0199
O-T	308.85	2	150	0.0265
T-U	64.098	2	150	0.0055
U-V	57.54	2	150	0.0049
U-W	109.54	2	150	0.0094
W-X	77.433	2	150	0.0067
W-PRP	160	2	150	0.0137
PRP-Y	219.67	2	150	0.0189
Y-Z	319.62	2	150	0.0275

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 18 - Presiones en Máxima Hora.

PRESIONES EN MAXIMA HORA				
estado de los nudos de la red hora de máximo consumo				
	COTA	DEMANDA	ALTURA	PRESION
ID NODO	M	LPS	m	M
A	950.075	2.2920	891	59.075
B	879.745	0.8005	872.5	7.245
C	879.375	0.7188	857.4	21.975
D	878.850	0.6037	827.5	51.350
E	878.850	0.0817	818.32	60.530
F	878.347	0.5702	797.85	80.497
G	877.956	0.3752	797.5	80.456
H	789.108	0.1467	771.9	17.208
I	789.023	0.0483	735.5	53.523
J	877.815	0.2768	799.7	78.115
K	877.729	0.0817	822.25	55.479
L	789.670	0.1300	775.89	13.780
M	953.883	1.4265	937.22	16.663
N	953.883	0.0984	940.84	13.043
Ñ	952.282	1.4098	896.329	55.953
O	948.571	1.1312	893.51	55.061
P	948.211	0.3120	889.16	59.051
Q	866.262	0.2303	854.18	12.082
R	866.262	0.0167	847.82	18.442
S	866.089	0.1152	848.363	17.726
T	946.403	1.0829	899.23	47.173
U	946.130	0.6557	906.27	39.860
V	946.130	0.1319	908.18	37.950
W	945.746	0.5405	908.23	37.516
X	945.746	0.1152	904.36	41.386
Y	880.530	0.4086	854.17	26.360
Z	879.948	0.1783	850.7	29.248

Fuente: Elaboración propia.

En el tramo D-F Y F-G se puede ver que la presión final está fuera de lo que dicta la norma que es de 10 - 50 mca por lo tanto se propone en la medida de lo posible económicamente trabajar con tubería sdr 17 ya que esta es capaz de soportar hasta 175 mca

Tabla N° 19 – Presiones en los nodos sin consumo.

PRESIONES				
estado de los nodos de la red sin consumo				
	COTA	DEMANDA	ALTURA	PRESION
ID NODO	m	LPS	m	m
A	950.075	0.0	891	65.000
B	879.745	0.0	872.5	7.480
C	879.375	0.0	857.4	22.620
D	878.850	0.0	827.5	52.520
E	878.850	0.0	818.32	61.700
F	878.347	0.0	797.85	82.170
G	877.956	0.0	797.5	82.520
H	789.108	0.0	771.9	17.271
I	789.023	0.0	735.5	53.671
J	877.815	0.0	799.7	80.320
K	877.729	0.0	822.25	57.520
L	789.670	0.0	775.89	13.770
M	953.883	0.0	937.22	18.780
N	953.883	0.0	940.84	15.160
Ñ	952.282	0.0	896.329	59.671
O	948.571	0.0	893.51	62.490
P	948.211	0.0	889.16	66.840
Q	866.262	0.0	854.18	12.350
R	866.262	0.0	847.82	18.710
S	866.089	0.0	848.363	18.167
T	946.403	0.0	899.23	56.770
U	946.130	0.0	906.27	49.730
V	946.130	0.0	908.18	47.820
W	945.746	0.0	908.23	47.77
X	945.746	0.0	904.36	51.64
Y	880.530	0.0	854.17	26.36
Z	879.948	0.0	850.7	29.83

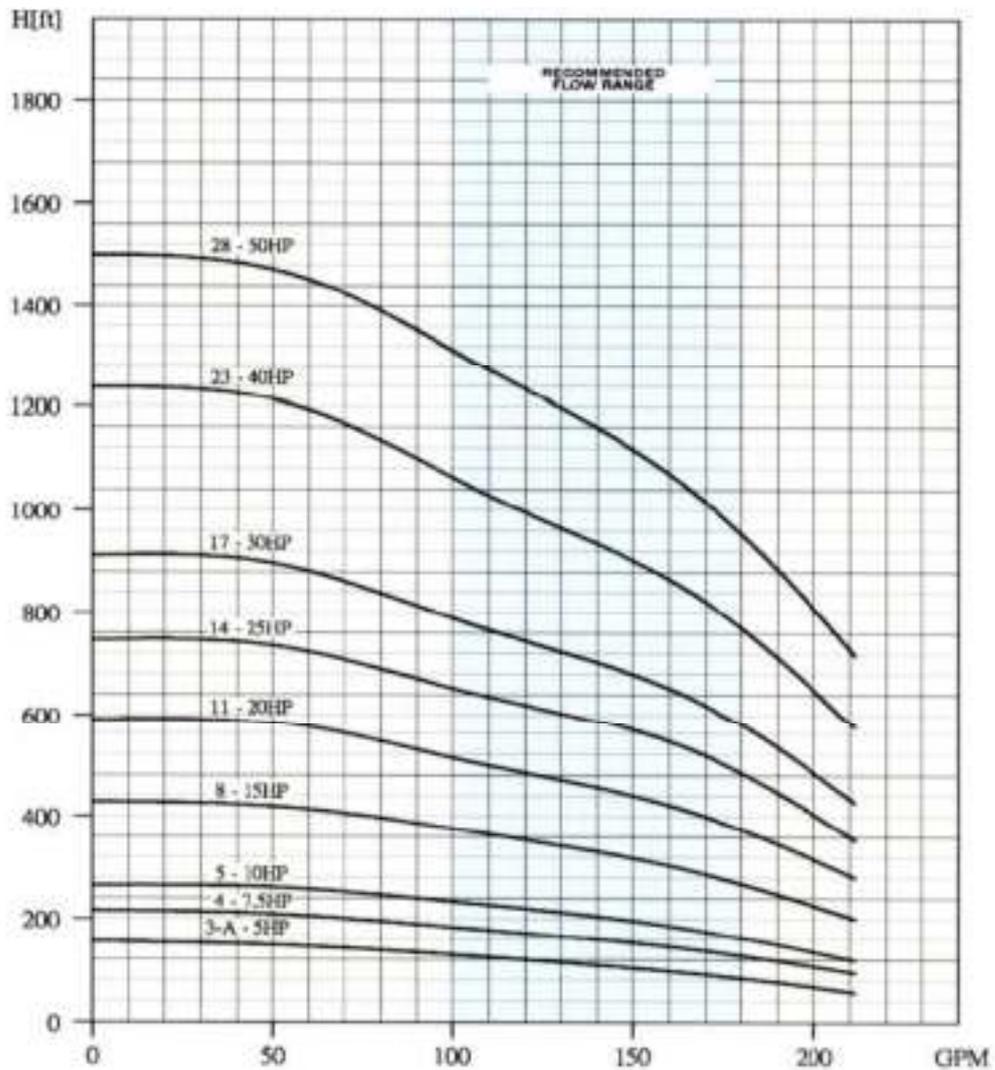
Fuente: Elaboración propia

TRAMO	GASTO (L/S)		LONGITUD (m)	DIAMETRO (plg)	VELOCIDAD (m/s)	PERDIDA DE CARGA		COTA PIEZOMETRICA
	TRAMO	DISEÑO				UNITARIO (%)	TRAMO (m)	INICIAL
1	2	3	4	5	6	7	8	
TANQUE-A	0.0000	2.2920	398.78	2	1.1308	14.86%	5.925	95
A-PRP	0.0817	0.8005	40	2	0.3949	5.19%	0.208	950.07
PRP-B	0.0817	0.8005	52.96	2	0.3949	5.19%	0.275	880.02
B-C	0.1152	0.7188	79.39	2	0.3546	4.66%	0.370	879.74
C-D	0.0334	0.6037	134.33	2	0.2978	3.91%	0.526	879.37
D-E	0.0817	0.0817	62.048	2	0.0403	0.53%	0.033	878.85
D-F	0.1133	0.5702	136	2	0.2813	3.70%	0.503	878.85
F-G	0.0984	0.3752	160.82	2	0.1851	2.43%	0.391	878.34
G-PRP	0.0000	0.0000	80	2	0.0000	0.00%	0.000	877.95
PRP-H	0.0483	0.0483	200	2	0.0238	0.31%	0.063	789.17
H-I	0.0483	0.0483	272.34	2	0.0238	0.31%	0.085	789.10
G-J	0.0000	0.2768	78.38	2	0.1365	1.79%	0.141	877.95
J-K	0.0817	0.0817	161.73	2	0.0403	0.53%	0.086	877.81
J-PRP	0.0483	0.1300	160	2	0.0641	0.84%	0.135	877.72
PRP-L	0.0483	0.1300	178.196	2	0.0641	0.84%	0.150	789.67
TANQUE-M	0.0167	1.4265	228.98	2	0.7038	9.25%	2.117	95
M-N	0.0984	0.0984	128.152	2	0.0486	0.64%	0.082	953.88
M-Ñ	0.1802	1.4098	175.106	2	0.6955	9.14%	1.600	953.88
Ñ-O	0.0483	1.1312	506.192	2	0.5581	7.33%	3.712	952.28
O-P	0.0817	0.3120	177.847	2	0.1540	2.02%	0.360	948.57
P-PRP	0.1152	0.2303	148.01	2	0.1136	1.49%	0.221	948.21
PRP-Q	0.1152	0.2303	179.45	2	0.1136	1.49%	0.268	866.53
Q-R	0.0167	0.0167	153	2	0.0082	0.11%	0.017	866.26
Q-S	0.0984	0.1152	231.684	2	0.0568	0.75%	0.173	866.26
O-T	0.1152	1.0829	308.85	2	0.5343	7.02%	2.168	948.57
T-U	0.1152	0.6557	64.098	2	0.3235	4.25%	0.272	946.40
U-V	0.1319	0.1319	57.54	2	0.0651	0.85%	0.049	946.13
U-W	0.0000	0.5405	109.54	2	0.2667	3.50%	0.384	946.13
W-X	0.1152	0.1152	77.433	2	0.0568	0.75%	0.058	945.74
W-PRP	0.1152	0.4086	160	2	0.2016	2.65%	0.424	945.74
PRP-Y	0.1152	0.4086	219.67	2	0.2016	2.65%	0.582	880.53
Y-Z	0.1783	0.1783	319.62	2	0.0880	1.16%	0.369	879.94

8.9.3 Curva de operación de la bomba

Los datos utilizados del equipo de bombeo para las simulaciones hidráulicas de una bomba sumergible, carga dinámica de 77.14 mts para el final del periodo de 20 años con la siguiente curva de operación.

IMAGEN N°2- CURVA DE OPERACIÓN DE LA BOMBA.



Fuente: UNITRA

8.9.4 Tanque de almacenamiento

El cálculo del volumen del tanque se realizó por el método analítico tomando cuenta que el tiempo de bombeo del sistema son 10hrs por lo tanto el tanque funcionara como un depósito de regulación que requiere almacenar agua en las hora de baja demanda para distribuirla en las horas que no habrá bombeo.

Este método se basa en el cálculo de coeficiente de regulación que está en función de alimentación de la fuente de abastecimiento al tanque.

El cálculo de coeficiente de regulación se basa en el método de coeficiente gastos horarios respecto al gasto promedio diario, el procedimiento de cálculo es:

Tabla N° 21 – Procedimiento para cálculo de Coeficiente de Regulación.

1	2	3	4	5
Horas	Entrada%	Salida%	Diferencia	Diferencia
	Qbombeo	Q Salida	Entrada-Salida	Acumulada

Fuente: Agua potable para poblaciones rurales

- En la columna 1 se anota el tiempo en horas.
- En la columna 2 se anota el volumen de agua depositada en el tanque en la unidad de tiempo considerada.
- En la columna 3 se anota el volumen de agua que sale del tanque.
- En la columna 4 se anota la diferencia algebraica entre el volumen de entrada y el volumen de salida.
- En la columna 5 se anota las diferencia acumuladas resultantes de la suma algebraica de las diferencia de la columna 4.

De los valores de la columna 5 se deduce el máximo porcentaje excedente y máximo porcentaje faltante por lo que:

$$R= 3.6 \frac{\text{Maximo exedente}\% - \text{Maximo faltante}\%}{100}$$

Dónde:

R= Coeficiente de regulación.

Máximo excedente % = Valor máximo positivo de las diferencias acumuladas.

Máximo faltante % = Valor máximo negativo de las diferencias acumuladas.

Para determinar la capacidad del tanque de regulación se utiliza la siguiente ecuación más el volumen considerado para situaciones de emergencia.

$$C= Q_{maxdia} * R$$

C= Capacidad del tanque m³.

R= Coeficiente de regulación.

Q_{maxdia}= Caudal de Máximo día (lts/seg).

Tabla N°22– Diseño de la Capacidad del Tanque.

DISEÑO DE CAPACIDAD DEL TANQUE				
HORAS	Q BOMBEO	DEMANDA HORARIA	DIFERENCIAS	DIFERENCIAS ACUMULADAS
1	0	28.00	-28	-28
2	0	21.00	-21	-49
3	0	24.00	-24	-73
4	0	27.00	-27	-100
5	0	35.00	-35	-135
6	0	63.00	-63	-198
7	240	137.00	103	-95
8	240	141.00	99	4
9	240	176.00	64	68
10	240	180.00	60	128
11	240	250.00	-10	118
12	240	190.00	50	168
13	240	185.00	55	223
14	240	170.00	70	293
15	240	150.00	90	383
16	240	144.00	96	479
17	0	123.00	-123	356
18	0	100.00	-100	256
19	0	82.00	-82	174
20	0	46.00	-46	128
21	0	38.00	-38	90
22	0	36.00	-36	54
23	0	34.00	-34	20
24	0	20.00	-20	0

Fuente: Elaboración propia

COEFICIENTE DE REGULACION: 24.372

CAPACIDAD DEL TANQUE: 33.518

Por lo tanto el volumen del tanque será 36 m³

Nivel inicial del tanque: 0.55mts.

Nivel de rebose: 1.8mts.

Nivel mínimo de agua: 0.15 mts.

Volumen inicial: 10 m³

Diseño del Tanque de almacenamiento (método volumétrico)

Capacidad Mínima:

La capacidad mínima del almacenamiento está compuesta por:

✓ **Volumen Compensador:**

El consumo Promedio Diario, al final del periodo de diseño es de 0.917 lps (14.536gpm), por lo tanto el volumen compensador es igual a:

$$CPD = (14.536\text{gpm}) (60\text{m}) (24\text{hrs}) = 20,931.84\text{gpd}$$

$$\text{Vol. comp.} = (0.25)(20,931.84\text{gpd}) = 5,232.96\text{gpd}$$

✓ **Reserva para eventualidades y/o emergencias:**

Este volumen será igual al 15% del consumo promedio diario.

$$CPD = (14.536\text{gpm}) (60\text{m}) (24\text{hrs}) = 20,931.84\text{gpd}$$

$$\text{Vol. reserva} = (0.15) (20,931.84\text{gpd}) = 3,139.776\text{gpd}$$

✓ **Reserva para combatir Incendios:**

El consumo de máxima hora y de máximo día, al final del periodo de diseño son de 2.292 lps (36.333 gpm) y 1.375 lps (21.796 gpm) respectivamente, por lo tanto el volumen para combatir incendio es igual a:

$$CMH = (36.333\text{gpm}) (60\text{m}) (24\text{hrs}) = 52,319.52\text{gpd}$$

$$CMD = (21.796\text{gpm}) (60\text{m}) (24\text{hrs}) = 31,386.24\text{gpd}$$

$$\text{Vol. Incd.} = (52,319.52 - 31,386.24) * \frac{2}{24\text{hrsdiarias}}$$

$$\text{Vol. Incd.} = 1,744.44\text{gpd}$$

✓ **Volumen Mínimo:**

$$\text{Vol. Min} = 5,232.96\text{gpd} + 3,139.776\text{gpd} + 1,744.44\text{gpd}$$

$$\text{Vol. Min} = 10,117.176\text{gpd} = 38.29\text{m}^3/\text{día}$$

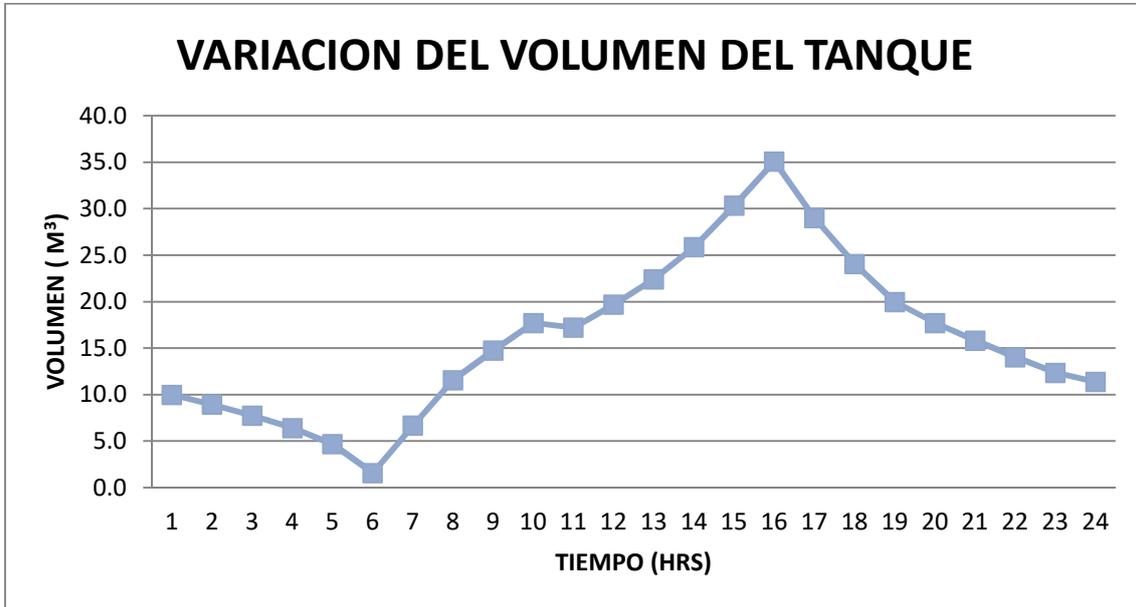
$$\text{Vol. Min} = 39 \text{ m}^3/\text{día}.$$

Tabla N°23– Variación de Volumen del Tanque.

VARIACION DEL VOLUMEN DEL TANQUE					
HORAS	Q (BOMBEO)	CMD (m3/hr)	DEMANDA HORARIA	VOLUMEN CONSUMIDO EN HORA	VOLUMEN DEL TANQUE (m3)
1	0	4.95	0.28	1.386	10
2	0	4.95	0.21	1.0395	8.9605
3	0	4.95	0.24	1.188	7.7725
4	0	4.95	0.27	1.3365	6.436
5	0	4.95	0.35	1.7325	4.7035
6	0	4.95	0.63	3.1185	1.585
7	11.88	4.95	1.37	6.7815	6.6835
8	11.88	4.95	1.41	6.9795	11.584
9	11.88	4.95	1.76	8.712	14.752
10	11.88	4.95	1.8	8.91	17.722
11	11.88	4.95	2.5	12.375	17.227
12	11.88	4.95	1.9	9.405	19.702
13	11.88	4.95	1.85	9.1575	22.4245
14	11.88	4.95	1.7	8.415	25.8895
15	11.88	4.95	1.5	7.425	30.3445
16	11.88	4.95	1.44	7.128	35.0965
17	0	4.95	1.23	6.0885	29.008
18	0	4.95	1	4.95	24.058
19	0	4.95	0.82	4.059	19.999
20	0	4.95	0.46	2.277	17.722
21	0	4.95	0.38	1.881	15.841
22	0	4.95	0.36	1.782	14.059
23	0	4.95	0.34	1.683	12.376
24	0	4.95	0.2	0.99	11.386

Fuente: Elaboración propia

IMAGEN N°3 - Comportamiento del Tanque.



Fuente: Elaboración propia

8.9.5 Procedimiento para cálculo de Pila rompe presión

Para determinar la altura de la cámara rompe presión, es necesario conocer la carga requerida (H) para que el gasto de salida pueda fluir.

Este valor se determina mediante la ecuación experimental de Bernoulli.

$$H = 1.56 \frac{v^2}{2g}$$

Dónde:

H = Carga de agua (m.).

V = Velocidad del flujo en m/s definida como $1.9735 Q/D^2$, considerando

Q = 1.375 l/s y D= 2".

g = Aceleración gravitacional (9.8 1 m/s²).

Remplazando los valores en la ecuación se tiene:

$$H = 1.56 \frac{(0.678\text{m/s})^2}{2*(9.81)} = 0.04\text{m}$$

A. Altura mínima de 10 cm.

H. Carga de agua (10 cm.)

B.L. Bordo libre mínimo 40 cm.

HT. Altura total de la cámara rompe presión

Resultando:

$$HT=A+H+B.L.= 60\text{cm}$$

Por facilidad, en el proceso constructivo y en la instalación de accesorios, se considerara una sección interna de 0.60 por 0.60 m.

8.10 COSTO DEL PROYECTO.

Una vez obtenido todos los elementos necesario del sistema se procedió a determinar el costo del proyecto. Una vez definido los cálculos se obtuvo que el valor de la obra asciende a **C\$ 1, 811,383.49** (Un millón ochocientos once mil trescientos ochenta y tres córdobas con 49/100 centavos) equivalentes a **\$ 60,098.99** (sesenta mil noventa y ocho dólares con 99/100 centavos). El tipo de cambio oficial al momento en que se hizo el presupuesto fue de C\$ 30 * 1 dólar.

Tabla N° 24– Takke Off.

					
<p align="center">PRESUPUESTO</p> <p align="center">MICRO-REGION VERAPAZ, MUNICIPIO DE TOTOGALPA, DPTO. DE MADRIZ</p> <p align="center">PROYECTO: DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE (MABE)</p>					
ETAPA	DESCRIPCIÓN DE LA ETAPA.	U/M	CANT.	UNIT. C\$	TOTAL C\$
1	DISEÑO DEL SISTEMA	GLB	1.00	45,600.00	45,600.00
2	PRELIMINARES	GLB	1.00	69,569.61	69,569.61
3	OBRAS DE CAPTACION	GLB	2.00	21,250.00	42,500.00
4	ESTACION DE BOMBEO	C/U	5.00	47,600.00	238,000.00
5	SARTA DE BOMBEO	C/U	24.00	2,091.81	50,203.48
6	LINEA DE CONDUCCIÓN	ML	438.00	129.55	56,742.71
7	LINEA DE DISTRIBUCIÓN	ML	957.02	456.74	437,114.66
8	TANQUE Y PILA ROMPE CARGA	M ^s	50.00	4,812.17	240,608.36
9	CASETA DE CONTROL Y OPERADOR	M3	15.00	5,225.67	78,385.00
10	CONEXIONES	C/U	190.00	1,542.59	293,092.66
11	PLANTA DE PURIFICACION (HIPOCLORADOR)	C/U	1.00	6,521.00	6,521.00
12	LIMPIEZA Y ENTREGA FINAL	GLB	1.00	3,200.00	3,200.00
IMPUESTO MUNICIPAL		1%			15,615.37
I.V.A		15%			234,230.62
TOTALES SIN IMPUESTOS					1,561,537.49
TOTAL		C\$	1,811,383.49		
		USD	60,098.99		

Fuente: Elaboración propia

8.10.1 Costo de operación y mantenimiento

El sistema de agua potable será manejado y operado por la comunidad, a través de su Comité de Agua Potable y Saneamiento (CAPS), el cual debe ser capacitado por las unidades ejecutoras correspondientes, a fin de que cada miembro conozca su responsabilidad.

Funciones del comité:

Mantener informada a la comunidad sobre el estado del sistema cuando tenga algún problema para que todos colaboren en la solución del mismo.

Y sobre las cuotas recibidas y los gastos que haya hecho el comité para las mejoras y mantenimiento del sistema.

Verificar que la población cumpla con una guía de mantenimiento que garantice el buen funcionamiento del sistema.

Tabla N° 25– guía de mantenimiento del sistema.

Componentes	Mantenimiento	Periodo
Predios de obra hidráulicas	Limpieza y retiro de maleza alrededor de los predios	cada 3 meses
	Reparaciones de los cercos	Anual
Captación	Limpiar el vertedero quitando la basura, palos que pueda tapar el paso del agua.	Todos los días
	Revisar y limpiar las válvulas.	una vez a la semana
	Limpieza o reemplazo de material filtrante.	Semestral
	Revisar que el dique que no presente fisuras y si es así hay que repararlos.	Semestral
Tanque	Revisar y limpiar las válvulas, tuberías y accesorios.	una vez a la semana
	Limpieza del tanque.	Mensual
	Limpieza de cajas de las válvulas y engrase de válvulas.	Mensual
	Reparación de grietas visibles, tuberías y accesorios.	5 años
	Pintar el tanque en sus paredes para prevenir fugas y sus escaleras.	5 años
Sistema de desinfección	Preparación de solución de cloro.	Diario
	Limpieza del recipiente del hipoclorador.	Mensual

Línea de conducción y red.	Revisar los puestos públicos a fin de que no se esté derrochando el agua.	Todos los días
	Recorrer la trayectoria de la tubería observando posibles roturas.	una vez a la semana
	Revisar las partes altas y bajas de la tubería para controlar las válvulas que estén funcionando.	una vez a la semana
	Abrir las válvulas de limpieza para sacar los sedimentos que se puedan acumular en la tubería.	una vez a la semana
	Limpiar las cajas de las válvulas y engrasar las válvulas.	mensual
	Revisar todas las cajas de válvulas y si están en mal estado repararlas.	Semestral
	Desinfección de Tuberías	Anual
	Reparaciones Extraordinarias	Permanente
Pila rompe carga	Limpieza de pila y válvulas.	Mensual
	Limpieza de cajas de las válvulas	Mensual

Fuente: Elaboración propia

Determinación de los Costos de Operación.

Para sostener el mantenimiento del sistema brindando un servicio eficiente y continuo a la población es necesario determinar los costos de operación y mantenimiento del sistema durante su periodo de diseño.

Gastos de cloro.

Se propone a utilizar 0.43 kg al día de hipoclorito calcio este viene en pastilla o polvo.

Gasto de cloro = C\$ 30 x 365 días = C\$ 10,950

Gastos Administrativos.

Para la operación y mantenimiento del sistema se propone una persona que realice las actividades de responsable administrativo, cuidado de paneles solares y clorador.

Gastos de personal.

Se considera un gasto mensual administrativo de C\$ 2,000.00

Sueldo Anual = C\$ 2000 x 12 meses = C\$ 24000

El mantenimiento que se dará al equipo de bombeo sea bomba o cambio de cable = C\$ 5,000 cada 5 años equivalente a C\$20,000 a los 20 años y C\$ 1,000 anuales.

Gasto Total Anual de Mantenimiento y Operación:

C\$ 10,950 + C\$ 24,000 + C\$ 1,000 = **C\$ 35,950.**

8.10.2 Tarifa de agua

Una vez calculado los costos de operación y mantenimiento se estableció una tarifa aproximada para el pago del servicio, pero esto será discutido y analizado por los beneficiados, con el propósito de garantizar que el sistema sea auto sostenible durante el periodo de diseño.

$$\text{TAF anual} = \frac{Ct}{\#Vivienda}$$

Dónde:

CT: Costo total de mantenimiento y operación.

Vivienda: Vivienda actuales.

$$\text{TAF anual} = \frac{35,950}{140} = \frac{256.78}{12} = \text{C\$ } 21.39$$

Se establece una cuota de 22 córdobas mensuales por vivienda, que servirá para asumir los costos de mantenimiento y operación.

A continuación se presenta el costo de la tarifa al final del periodo de diseño

Tabla N° 26– Tarifa Anual.

VALOR DE LA TARIFA ANUAL A LOS 20 AÑOS				
AÑO	N HABITANTES	N VIVIENDA	COSTO ANUAL	TARIFA MENSUAL
0	753	140	35,950	22
1	772	144	35,950	22
2	791	147	35,950	20
3	811	151	35,950	20
4	831	155	35,950	19
5	852	158	35,950	19
6	873	162	35,950	18
7	895	166	35,950	18
8	917	170	35,950	18
9	940	175	35,950	17
10	964	179	35,950	17
11	988	184	35,950	16
12	1012	188	35,950	16
13	1038	193	35,950	16
14	1064	198	35,950	15
15	1091	203	35,950	15
16	1118	208	35,950	14
17	1146	213	35,950	14
18	1174	218	35,950	14
19	1204	224	35,950	13
20	1234	229	35,950	13

Fuente: Elaboración propia

IX. CONCLUSIONES

Se llega a las siguientes conclusiones:

- La población actual según el estudio socio económico corresponde a una cantidad de 753 habitantes al culminar el periodo de diseño de 20 años la población a servir será de 1234 habitantes.
- El pozo perforado por IMPRHU en un lote comunal ubicado en la comunidad la Pita, es la fuente que presenta las condiciones más favorables, ya que tiene la capacidad para suministrar una dotación de 2.292 lts/seg satisfaciendo la demanda para consumo humano.
- Los resultados fisico-químicos de la fuente seleccionada demuestran que solo requiere cloración.
- En la línea de conducción la velocidad obtenida fue 0.723m/seg y se utilizara una tubería de 3'' PVC SDR-17 para una longitud de 434.56m.
- La red de distribución se realizará por ramales abierto con una longitud de 5440mts, la presión promedio en la red es de 49.98m.
- se construirán 5 PRP en los tramos A-B, G-H, J-L, P-Q y W-Y, para que las presiones no afecten la tubería y por ende el buen funcionamiento del sistema.
- Ya que en la comunidad cuentan con el servicio de energía eléctrica se utilizara una bomba eléctrica sumergible de acero inoxidable modelo SP-150-04 de 7.5HP.
- El costo total de inversión, el cual asciende a **C\$ 1, 811,383.49** equivalentes a **\$ 60,098.99**

X. RECOMENDACIONES

Para la ejecución del proyecto es muy importante que la Alcaldía de Totogalpa y el comité de Agua Potable y Saneamiento CAPS, tomen en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Una vez construido el Sistema de Agua Potable se deberá sensibilizar a la población sobre hábitos higiénicos a través de la educación ambiental, lo que contribuirá a mantener el cuidado y protección de la fuente.

- Se debe capacitar y concientizar a la ciudadanía para el uso racional de agua.

- 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 periodo de diseño.

- Una vez que se lleve a cabo la obra de captación se recomienda realizar un estudio de suelo que muestre la capacidad de soporte del mismo y verificar si hay necesidad o no de mejorar el suelo donde estará ubicado el tanque de almacenamiento.

XI. BIBLIOGRAFIA

INAA. Guía para la preparación de proyectos de agua potable y letrinas en el sector rural. Nicaragua. (1970). Managua.

Normas Técnicas: I- Diseño de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable en el Medio Rural (NTON 09001-99). (1999). Managua.

Normas Técnicas: II- Saneamiento Básico Rural (NTON 09001-99). (1999). Managua.

Centeno, J. E.-J. (2010). Diseño de Mini Acueducto por Bombeo Eléctrico (MABE). Esteli.

Dirección de acueductos rurales (DAR). Normas de diseño de sistema de agua (Urbano) INAA. (s.f.). Managua.

INAA. (1970). Manual de normas técnicas de la Empresa Aguadora de Managua. Managua.

Nuevo FISE. (junio, 2007). Manual de administración del ciclo de proyecto municipal – Capítulo VII: Agua y Saneamiento Rural. Managua.

*Br. Deybin Darwin López López y Br. Ana Raquel Lira Benavidez.
MONOGRAFIA: (diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable en la comunidad de las jaguas, municipio de ciudad antigua, nueva segovia).*

Roger Aguero Pittman Lima, setiembre de 1997 AGUA POTABLE PARA POBLACIONES RURALES (sistemas de abastecimiento por gravedad sin tratamiento).

Instituto Nacional de información de Desarrollo, INIDE. (2008).

Normas de calidad del agua para consumo humano, CAPRE.

XII. ANEXOS