



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**“DISEÑO DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LA
COMUNIDAD LOS CHILES, MUNICIPIO DE SAN CARLOS, DEPARTAMENTO
DE RIO SAN JUAN”.**

Para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por

Br. Kenia Olibeyda Alegría Espinoza
Br. Juan Cristóbal Mendieta Flotes

Tutor

M.Sc. Ing. José Ángel Baltodano Maldonado

Managua, Junio 2021



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN



Managua 1 de junio de 2021

Dr. Ing. Oscar Gutiérrez Somarriba
Decano FTC
Su despacho. -

Estimado Dr. Ing. Gutiérrez:

Reciba un saludo de mi parte, y al mismo tiempo le doy a conocer que he revisado el trabajo de monográfico titulado: **"DISEÑO DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LA COMUNIDAD LOS CHILES, MUNICIPIO DE SAN CARLOS, DEPARTAMENTO DE RÍO SAN JUAN"** realizado por los bachilleres: Kenia Olibeyda Alegría Espinoza y Juan Cristóbal Mendieta Flores, para optar al título de Ingeniero Civil.

Este trabajo monográfico fue realizado de forma independiente por los sustentantes, y cumple con los objetivos propuestos en su protocolo y por lo tanto considero que puede ser presentada y defendida antes el jurado que usted designe.

Sin más a que hacer referencia, se despide de usted,

Atentamente,

M.Sc. Ing. José Ángel Baltodano M.
Profesor Titular
Tutor



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
DECANATURA

DEC-FTC-REF-No.194
Managua, 20 Agosto del 2019

Bachilleres
JUAN CRISTOBAL MENDIETA FLORES
KENIA OLIBEYDA ALEGRIA ESPINOZA
Estimados (as) Bachilleres:

Es de mi agrado informarles que el PROTOCOLO de su Tema **MONOGRAFICO**, titulado "**DISEÑO DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA COMUNIDAD DE LOS CHILES, MUNICIPIO DE SAN CARLOS, DEPARTAMENTO DE RIO SAN JUAN**" Ha sido aprobado por esta Decanatura.

Asimismo les comunico estar totalmente de acuerdo, que el (la) **Ing. José Angel Baltodano Maldonado**, sea el (la) tutor (a) de su trabajo final.

La fecha límite, para que presenten concluido su documento, debidamente revisado por el tutor guía será el **17 de Febrero del 2020**

Esperando puntualidad en la entrega de la Tesis, me despido.

Atentamente,

Dr. Ing. Oscar Gutiérrez Somarriba
Decano



CC: Protocolo
Tutor – Ing. José Angel Baltodano Maldonado
Archivo*Consecutivo



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
DECANATURA

DEC.FTC.REF No. 057
Managua, 15 Junio del 2020.

Bachilleres
JUAN CRISTOBAL MENDIETA FLORES
KENIA OLIBEYDA ALEGRIA ESPINOZA
Presentes

Estimados Bachilleres:

En atención a su carta de solicitud de **AMPLIACION DEL TIEMPO DE ENTREGA**, para efectuar la pre-defensa de su trabajo de **Monografía** titulado **"DISEÑO DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA COMUNIDAD DE LOS CHILES, MUNICIPIO DE SAN CARLOS, DEPARTAMENTO DE RIO SAN JUAN"** Esta Decanatura le aprueba **2 MESES DE AMPLIACION**, considerando los problemas planteados en su comunicación.

La fecha límite, para que presenten concluido su documento, debidamente revisado por el tutor guía será el **17 de Agosto del 2020**. Para la programación de su fecha de pre-defensa.

Esperando de ustedes puntualidad en la entrega de su trabajo final, me despido.



Dr. Ing. Oscar Gutiérrez Somarriba
Decano

Tutor – Ing. José Angel Baltodano Maldonado
Archivo*Consecutivo



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
DECANATURA

DEC.FTC.REF No. 031
Managua, 26 Febrero del 2020.

Bachilleres
JUAN CRISTOBAL MENDIETA FLORES
KENIA OLIBEYDA ALEGRIA ESPINOZA
Presentes

Estimados Bachilleres:

En atención a su carta de solicitud de **PRORROGA**, para efectuar la pre-defensa de su trabajo de **Monografía** titulado "**DISEÑO DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA COMUNIDAD DE LOS CHILES, MUNICIPIO DE SAN CARLOS, DEPARTAMENTO DE RIO SAN JUAN**" Esta Decanatura le aprueba **2 MESES DE PRORROGA**, considerando los problemas planteados en su comunicación.

La fecha límite, para que presenten concluido su documento, debidamente revisado por el tutor guía será el **27 de Abril del 2020**. Para la programación de su fecha de pre-defensa.

Esperando de ustedes puntualidad en la entrega de su trabajo final, me despido.

Atentamente,

Dr. Ing. Oscar Gutiérrez Somarriba
Decano

Tutor – Ing. José Angel Baltodano Maldonado
Archivo*Consecutivo

AGRADECIMIENTO

Dejo constancia de mi agradecimiento a:

Dios, primeramente, por haberme ayudado y brindado las fuerzas necesarias para seguir mis estudios y llegar hasta donde estoy hoy día.

Mi familia, en especial a mi madre Mayra Espinoza (QEPD) por su dedicación en los cuidados y su guía absoluta en este paso por la vida, por ser un ejemplo de a seguir de lucha y esfuerzo a diario

A cada uno de los miembros de mi familia y amigos por su apoyo, para lograr desempeñar este proyecto con mucho esfuerzo, esmero y trabajo.

Mis hijos por ser un motor en mi vida y estar presente en esta etapa de gran importancia de mi vida.

A nuestro tutor infinito agradecimiento por su orientación y compartir sus valiosos conocimientos.

Finalmente, todas aquellas personas que de una u otra forma estuvieron brindándome su ayuda comprensión en los momentos que más necesite.

Kenia Alegría Espinoza

DEDICATORIA

Lleno de regocijo amor y esperanza dedico este proyecto, a cada uno de mis seres queridos, quienes han sido pilares para seguir adelante.

Para mí es gran satisfacción poder dedicarles a ellos, lo que con mucho esfuerzo y dedicación me he ganado.

A mi madre Mayra Espinoza (QEPD) por haberme forjado como la persona que soy en la actualidad, todos mis logros te los debo a ti mamá incluyendo este.

A mis hijos porque han sido y serán mi mayor motivación de mi vida mi orgullo de ser lo que seré.

A mi seres queridos y familiares por confiar y apoyarme en este proyecto vital en mi vida.

Kenia Alegría Espinoza

DEDICATORIA

Dedico la realización de este trabajo a Dios nuestro padre, por darme salud, bendecirme e iluminar mi vida y la de mi familia, permitiendo junto a ellos alcanzar mis sueños y mis metas, por finalizar mis estudios. Te doy gracias señor. A Jesús mi salvador y al Espíritu Santo mi consolador.

A toda mi Familia, especialmente;

A mis Padres:

Juan Cristóbal Mendieta y Maria del Carmen Flores por apoyarme y educarme en valores.

A mi Esposa e Hijos:

Sobeyda Francina Sánchez Gómez, Elías Mateo y Mauro Cristóbal Mendieta Sánchez, este logro es para ustedes.

A mis Hermanos:

José Luis y Claudia Mendieta Flores.

A todos los profesores que han sido parte de mi formación durante los años de estudios.

Br. Juan Cristóbal Mendieta Flores

AGRADECIMIENTOS

Doy gracias de todo corazón a Dios mi Señor, por darme la vida, la voluntad de seguir siempre adelante tendiéndome su mano.

Agradezco a mi Esposa Sobeyda Sánchez, por el amor que me dá y en haberme animado a elaborar y terminar este arduo trabajo.

Un cordial agradecimiento al M.Sc. Ing. José Ángel Baltodano Maldonado, por su amable atención en haberme apoyado y ayudado en todo momento.

A todas los docentes que colaboran atentamente y contribuyen a la formación profesional por parte de la Facultad de Tecnología de la Construcción de la UNI.

Agradezco a la Alcaldía Municipal de San Carlos por brindar su información y apoyo a las solicitudes realizadas.

Agradezco de manera especial al Ing. Ernesto Maradiaga de AQUATEC por su valiosa contribución con explicaciones y aclaraciones a las consultas realizadas.

Br. Juan Cristóbal Mendieta Flores

RESUMEN EJECUTIVO

El presente trabajo monográfico consiste en el diseño de sistema de abastecimiento de agua potable que satisfaga la necesidad de agua potable que presenta actualmente la comunidad Los Chiles del municipio de San Carlos departamento de Rio San Juan. En el que se valoran las características socioeconómicas y topográficas de la comunidad, así como el acceso actual a las fuentes de abastecimiento superficiales y subterráneas.

En la comunidad se instaló un sistema de abastecimiento de agua hace más de 30 años el cual no cumple con la demanda actual por varios factores como el crecimiento poblacional, las fuentes que lo abastecían están agotadas, la operación y mantenimiento estaba en manos de CAP'S, pero actualmente está en abandono todo el sistema, obligando a la población a excavar pozos privados pero sin resultados positivo debido a que la presencia de agua subterránea es nula, de ahí la necesidad de buscar una fuente superficial que satisfaga la demanda.

Como resultado de la encuesta y recolección de información en entidades gubernamentales locales se estimó una población de 3,024 habitantes distribuidos en 765 hogares (4 hab/vivienda) y 5,336 habitantes para una proyección de 20 años.

La fuente de abastecimiento propuesta es el Rio Ventura, el cual tiene la capacidad para garantizar la demanda actual y de proyección de la población, a este rio se le realizó un análisis de calidad de agua en el que se determinó la necesidad de reducir parámetros de turbidez, hierro y bacteriológicos. Se deben crear obras complementarias para su captación, protección y mejora de la calidad de agua antes de llegar a la planta de tratamiento.

El sistema propuesto consiste de fuente superficial, obra de derivación y sedimentación, seguido de un pozo de captación con bomba sumergible, sarta y

línea de conducción, sistema de tratamiento presurizado compacto, tanque de almacenamiento y red de distribución.

Para dimensionar los componentes del sistema se determinó la demanda futura con una dotación de 95 l/hab/día más las pérdidas según las normas establecidas del INAA dando como resultado de 11.37 l/s de consumo máximo día al final del periodo de diseño.

Debido a la topografía accidentada de la comunidad las presiones que se presentan bajo la condición sin consumo en algunos puntos sobrepasan los 50 m., estas presiones se presentan mayoritariamente por la noche, la tubería propuesta PCV SDR-26 la cual soporta 160 psi o 112.64 mca. En la condición consumo máxima hora todas las presiones son positivas y ninguna está por debajo de los 14 m. garantizando así las presiones recomendadas.

Con el proyecto se garantiza llevar el vital líquido a un 100% de la población, contribuyendo grandemente a la mejora de la calidad de vida y desarrollo de la comunidad.

Contenido

I GENERALIDADES	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Antecedentes	2
1.3 Justificación.....	3
1.4 Objetivos	4
1.4.1 Objetivo general	4
1.4.2 Objetivos específicos	4
1.5.1 Alcance	5
1.5.2 Limitaciones	5
II. DESCRIPCIÓN DE LA COMUNIDAD	7
2.1 Macro localización.....	7
2.1.1 Micro localización.....	8
2.2 Jurisdicción política	9
2.3 Topografía	9
2.4 Geología e hidrogeología	10
2.5 Clima	13
2.6 Vías de comunicación	13
III MARCO TEÓRICO Y CRITERIOS DE DISEÑO.....	15
3.1 Generalidades	15
3.2 Periodo de diseño	15
3.3 Proyección de población	16
3.3.1 Métodos de proyección	17
3.4 Dotación de agua potable.....	18
3.5 Demanda de agua potable	20

3.5.1	Consumo doméstico (CD).....	20
3.5.2	Consumo promedio diario (CPD).....	20
3.5.3	Consumo máximo día (CMD).....	20
3.5.4	Consumo de máxima hora (CMH).....	21
3.6	Pérdidas en el sistema.....	21
3.7	Conexión domiciliar.....	22
3.7.1	Conexión domiciliar de patio.....	22
3.8	Puesto público.....	22
3.9	Distribución de consumo en los tramos.....	22
3.10	Estación de bombeo.....	23
3.11	Línea de conducción.....	23
3.11.1	Pérdidas localizadas.....	24
3.11.2	Golpe de ariete.....	26
3.11.3	Carga normal de operación.....	27
3.12	Almacenamiento.....	27
3.13	Red de distribución.....	28
3.14	Coeficiente de fricción.....	29
3.15	Velocidad de flujo.....	29
3.16	Presiones de operación.....	30
3.16.1	Presión mínima y presión máxima.....	30
3.17	Diámetro mínimo.....	30
3.18	Análisis hidráulico.....	30
3.18.1	EPANET.....	30
3.18.2	Condiciones de análisis hidráulico de la red.....	31
3.19	Fuentes de abastecimientos.....	31

3.19.1	Manantiales	32
3.20	Obras de captación	33
3.20.1	Para fuentes superficiales.....	33
3.20.1.1	Desarenadores	33
3.20.2	Para fuentes subterráneas.....	37
3.21	Calidad del agua	37
3.21.1	Características físico química y microbiológicas.....	38
3.21.1.1	Características físicas.....	38
3.21.1.2	Características químicas.....	39
3.21.1.3	Características microbiológicas	40
3.22	Desinfección del agua.....	41
3.22.1	Tipo de cloro a utilizar.....	45
3.22.2	Forma de aplicación del cloro	46
3.22.3	Tiempo de contacto	46
3.23	Vertederos de excedencias.....	46
3.23.1	Vertedero de pared delgada	47
IV:	DISEÑO METODOLÓGICO	49
4.1.	Estudio socioeconómico.....	49
4.2.	Levantamiento topográfico	49
4.3.	Calidad del agua	49
4.3.1	Obra de captación.....	49
4.4	Dimensionamiento de los elementos del sistema.....	50
4.4.1	Proyección de población	50
4.4.1.1	Cálculo de la tasa de crecimiento	50
4.4.2	Cálculo de consumo.....	50

4.4.2.1 Dotación.....	50
4.5 Período de diseño	51
4.6 Variaciones de consumo	51
4.7 Línea de conducción	51
4.7.1 Caudal de bombeo.....	51
4.7.2 Diámetro económico	52
4.8 Tanque de almacenamiento	52
4.9 Pérdidas hidráulicas en el sistema	52
4.10 Carga total dinámica (CTD)	53
4.11 Potencia de la bomba y el motor.....	53
4.12 Golpe de ariete.....	54
4.13 Red de distribución	56
V ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	59
5.1 Resultados de la encuesta	59
5.1.1 Población	59
5.1.2 Viviendas	60
5.1.3 Distribución de población por edad en la comunidad en estudio	60
5.1.4 Nivel académico.....	61
5.1.5 Población económicamente activa (PEA)	61
5.1.6 Aspectos económicos	62
5.1.7 Organización comunitaria	62
5.1.8 Servicios públicos existentes	63
5.1.8.1 Agua potable.....	63
5.1.8.2 Pozos.....	64
5.1.8.3 Drenaje pluvial	67

5.1.8.4 Desechos sólidos.....	67
5.1.8.5 Energía eléctrica	68
5.1.8.6 Transporte y comunicación	68
5.1.8.7 Educación	68
5.1.8.8 Salud.....	68
5.1.8.9 Tenencia y legalidad de la tierra	69
5.1.8.10 Aspectos ambientales.....	70
5.1.8.11 Planes de desarrollo	71
5.2 Estudio de población	72
5.2.1 Determinación de la tasa de crecimiento geométrico.....	72
5.3 Proyección de población geométrica	73
5.3.1 Proyección de la población de la comunidad “Los Chiles”	73
5.3.2 Proyección de consumo de centros públicos	74
5.3.3 Determinación de la proyección de consumo	75
5.4 Levantamiento topográfico	76
5.5 Estudio de la fuente de abastecimiento.....	78
5.5.1 Calidad del agua de la fuente de abastecimiento.....	79
5.6 Obra de derivación y sedimentación	83
5.6.1 Obra de captación.....	83
5.6.2 Planta de tratamiento agua potable	84
5.6.2.1 Datos para planta de tratamiento.....	84
5.6.2.2 Componentes principales de la planta de tratamiento	85
5.6.3 Tratamiento.....	88
5.6.3.1 Dimensionamiento de la estación de cloración.....	88
5.6.3.2 Calculo de la dosis de cloro por día	89

5.6.4	Calidad del agua tratada por la planta de tratamiento.....	89
5.7	Análisis y diseño hidráulico de la línea de conducción.....	90
5.8	Distribución de caudales por tramo	91
5.9	Red de distribución.....	91
5.9.1	Análisis hidráulico de la red con la condición sin consumo.....	93
5.9.2	Análisis hidráulico de la red consumo máximo día más incendio.....	93
5.9.3	Análisis hidráulico de la red consumo máxima hora	94
5.9.4	Análisis tiempo de permanencia	95
5.9.5	Análisis cloro residual	96
5.10	conexiones domiciliarias	97
5.11	Estación de bombeo	97
5.11.1	Capacidad de la fuente	97
5.11.2	Carga total dinámica (CTD)	98
5.11.3	Pérdidas por fricción en la línea de conducción.....	98
5.11.4	Equipo de bombeo para los primeros 10 años	98
5.11.5	Equipo de bombeo para los segundos 10 años.....	103
5.11.6	Características del equipo de bombeo para 10 y 20 años.....	107
5.12	Volumen de almacenamiento.....	107
5.12.1	Accesorios complementarios del tanque de almacenamiento	108
5.12.1.1	Tubería de llegada.....	108
5.12.1.2	Tubería de salida.....	108
5.12.1.3	Tubería de limpieza	108
5.12.1.4	Tubería de rebose	108
5.13	Golpe de ariete.....	109
5.14	Análisis económico de la línea de conducción.....	111

5.14.1	Selección del diámetro económico	111
5.14.1.1	Costos de inversión y costo anual equivalente de inversión	111
5.14.1.2	Costos de operación.....	113
5.14.1.3	Costo anual equivalente total (CAET) (Inversiones y operación)	114
5.15	Diseño general del sistema de abastecimiento	114
5.15.1	Fuente de abastecimiento.....	116
5.15.2	Características de los equipos de bombeo	117
5.15.3	Red de distribución	117
5.16	Costo estimado del proyecto.....	118
5.16.1	Costo de inversión	118
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		119
Conclusiones		119
Recomendaciones		122
Bibliografía.....		123
Anexos.....		i
A.	Análisis hidráulico.....	ii
A.1	Análisis hidráulico de los nodos de la red de distribución. Condición: sin consumo.	ii
A1.1	Diagrama del análisis hidráulico de la red de distribución. Condición: sin consumo.	viii
A.2	Análisis hidráulico de los nodos de la red de distribución.	ix
Condición: consumo máximo día más caudal contra incendio.		ix
A 2.1	Diagrama del análisis hidráulico de la red de distribución. Condición: Consumo máximo día más incendio.....	xv
A.2.2.	Análisis hidráulico de la red de distribución. Condición: consumo máximo día más incendio.....	xvi

A.3. Análisis hidráulico de los nodos en la red de distribución. Condición: consumo máximo hora.....	xxiii
A3.1 Diagrama del análisis hidráulico de la red de distribución. Condición: Consumo máximo hora.....	xxix
A.3.2 Análisis hidráulico de la red de distribución.	xxx
Condición: consumo máxima hora.....	xxx
B. Datos de catálogos bombas	xxxvii
B.1 Bomba de 15 Hp (10 años)	xxxvii
B.2 Bomba de 20 HP (20 años)	xxxviii
C. Diseño de planta de tratamiento de agua.....	xliii
D. Costos de inversión.....	lxiii
E. Parámetros de calidad de agua (Normas CAPRE)	lxxi
E.1 Parámetros bacteriológicos.....	lxxi
E.2 Parámetros organolépticos.....	lxxii
E.3 Parámetros Físico- Químicos.....	lxxiii
F. Fotos.....	lxxiv
G. Cálculo del Golpe de Ariete para diferentes diámetros	lxxviii
G.1 Cálculo de pérdidas totales para tubería PVC de 4" de diámetro.....	lxxviii
G 1.2 Cálculo de pérdidas totales para tubería PVC de 6" de diámetro	lxxxi
G.1.3 Cálculo de pérdidas totales para tubería PVC de 8" de diámetro	lxxxi
H. Carga Normal de Operación.....	lxxxiv
H.1 Cálculo de sobrepresión (hga)	lxxxiv
H.1.1 Sobrepresión para tubería de 4"	lxxxiv
H.1.2 Sobrepresión para tubería de 6"	lxxxv
H.1.3 Sobrepresión para tubería de 8"	lxxxv
H.2 Presión máxima.....	lxxxv

I.	Diseño de obra de captación y pozo húmedo.....	lxxxvi
I.2.	Diseño de pozo húmedo o cárcamo de bombeo.	lxxxix
J.	Diagrama de carga total dinámica (CTD)	xcii
K.	Planos	xcii

CAPÍTULO I:

Generalidades

I GENERALIDADES

1.1 Introducción

El ser humano no puede existir sin el recurso vital del agua, esta ha estado ligada al desarrollo de las sociedades y de la vida misma. El derecho de acceso al agua con equidad, calidad y cantidad, constituye uno de los desafíos más importante para amplios sectores sociales en el mundo entero. Nicaragua es parte de esa realidad global. El recurso agua es inherente a la vida. El derecho de acceso a agua constituye la base esencial del derecho a la vida. De allí se deriva la necesidad de luchar cotidianamente para que todas las personas tengan acceso a este líquido vital e imprescindible para la vida. Razones por las cuales es necesario diseñar un “Sistema de Abastecimiento de Agua Potable” que satisfaga la necesidad del agua que presenta la comunidad Los Chiles del municipio de San Carlos departamento de Rio San Juan, ya que en dicha comunidad la población no tiene acceso a agua potable en condiciones de presión, calidad y continuidad adecuada.

El control de calidad y distribución del agua está reglamentado por el Instituto Nicaragüense de Acueducto y Alcantarillado, el que establece las normas técnicas en cuanto a calidad y conducción del agua, a su vez facilitan los servicios a diferentes sectores de la población. El Fondo de Inversión Social de Emergencia (FISE) destina recursos para estudios y diseños de sistemas de abastecimiento de agua potable en zonas rurales en caso particular para esta comunidad. Para la realización de este trabajo se estudiaron las demandas posibles como son: La población y su crecimiento en el tiempo, las fuentes de abastecimiento presente en la zona, se realizaron pruebas de calidad del agua para determinar si reúnen las normas establecidas por el INAA.

La comunidad en estudio para el diseño de abastecimiento de agua potable es: Los Chiles, que en la actualidad cuentan con un sistema de abastecimiento de

agua potable que no es adecuado debido a que no suministra el agua en cantidad y continuidad requerida, por ende, debe ser renovado. La Alcaldía de San Carlos, el FISE, ONG ASOLDECO y la Autoridad Nacional del Agua (ANA) han destinado recursos en investigación para el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable en la comunidad. Con esta propuesta se pretende diseñar un sistema de abastecimiento de agua que satisfaga las necesidades hídricas de los habitantes de dicha comunidad garantizando su calidad y cantidad, contribuyendo así al desarrollo de las personas beneficiadas.

1.2 Antecedentes

La república de Nicaragua tiene 129,494 kilómetros cuadrados de territorio. Es el país más grande de Centro América. De la extensión total del territorio, aproximadamente el 15.0% de su superficie lo cubren cuerpos de agua: Lagos, lagunas, ríos, ojos de aguas y manantiales. Sin embargo, el acceso a agua para toda su población es inequitativo y evidencia uno de los problemas más agudo del país. Esta situación es más compleja en el área rural ya que se debe recordar que el agua es un recurso natural limitado y expuesta a diversas formas de contaminación y al agotamiento, en perjuicio de que es un bien público esencial para la vida y preservación de la salud, cotidianamente los recursos de agua se ven sometidos a factores altamente negativos. De allí que el derecho de acceso a agua es indispensable para que las personas tengan una vida digna.

El origen de la comunidad Los Chiles se remonta a la década de los 50 del siglo pasado y está vinculada a la extracción de raicilla (Ipecacuana) silvestre, hule y madera (información proporcionada por los primeros pobladores de la comunidad durante el diagnóstico comunitario). En los años 90 el alrededor la comunidad contaba con grandes riquezas forestales y faunísticas, la población que la habitaba era poca. Se apreciaban grandes hectáreas de bosques densos, que eran

propiedad del estado, lo que atrajo a muchas familias de diferentes partes del país, dándose el aumento de la población y con ello: Mayor presión de los recursos de la zona, cambio en el uso del suelo (bosques por áreas agrícolas y ganaderas), disminución de los caudales de fuentes de agua, generación de desechos sólidos y líquidos (basura y aguas grises). El poblado de Los Chiles a través del tiempo ha presentado deficiencia en el abastecimiento de agua potable, en el cual acontece durante el periodo seco o verano, sin embargo, en los últimos años esta problemática ha aumentado de forma acelerada producto del cambio abrupto en el uso de la tierra; eliminando casi en su totalidad las áreas boscosas y dando apertura al avance de la ganadería extensiva y otros tipos de cultivos de consumo básico como el maíz y el frijol.¹

1.3 Justificación

En la actualidad la comunidad Los Chiles tiene un sistema de abastecimiento de agua que no satisface en cantidad y calidad el consumo de la población, esta presenta problemas de mal olor, color y sabor desagradable, es por eso que aun en la misma comunidad existen varios pozos excavados por los mismos pobladores que quieren satisfacer su propia demanda de este vital líquido, sin embargo estos se ven sometidos a factores de contaminación por estar expuestos al ambiente. De igual manera existen viviendas nuevas que no tienen acceso de ninguna forma a este servicio es por eso que se ven obligados a comprar a camiones o en peores casos recoger agua de lluvia las que representan un grave peligro para su salud. Por esta razón es necesario incorporar un sistema de abastecimiento de agua potable que cumpla con los requisitos establecidos en la norma técnica nicaragüense en lo que respecta a su abastecimiento seguro,

¹ Problemática del abastecimiento de agua en la comunidad Los Chiles, municipio de San Carlos Rio San Juan, Pág. 5, Robleto Molina Jamil Antonio, MSc Hidrólogo – ANA. Febrero 2014.

calidad y cantidades suficientes en un periodo mínimo de 20 años. Con la implementación del proyecto, se espera que la población sea: Abastecida de agua segura para el consumo humano, se reduzcan las enfermedades generadas y ocasionadas por falta de suministro de agua y así mejore la salud e incremente el nivel de vida de las comunidades, contribuyendo a uno de los objetivos de desarrollo del milenio, reducir a la mitad la proporción de personas sin acceso sostenible al agua potable y a servicios básicos de saneamiento².

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

➤ Diseñar un Sistema de Abastecimiento de Agua Potable para la comunidad Los Chiles, municipio de San Carlos, Rio San Juan.

1.4.2 Objetivos específicos

- Realizar un estudio socio económico de la población.
- Efectuar el levantamiento topográfico de la zona del proyecto.
- Ejecutar un estudio de calidad de agua de la fuente propuesta para el proyecto.
- Dimensionar los elementos con los que contara el sistema de abastecimiento de agua potable.
- Elaborar el presupuesto del proyecto.

² Objetivos de desarrollo del milenio. Objetivo 7 garantizar la sostenibilidad del medio ambiente.

1.5 Alcance y limitaciones

1.5.1 Alcance

Como población meta en la comunidad en estudio para el año 2017 había un total de 765 casas, y una población de 3,024 personas, en la siguiente tabla se muestra la cantidad de hogares y distribución por género en la comunidad:

Tabla No 1 Censo población Los Chiles 2017

Comunidad	# Casas	# Población	M	F	# Hab/viviendas
Los Chiles	765	3024	1471	1553	3.95

Fuente: Información FISE

En los últimos años en la comunidad Los Chiles se ha presentado un alto desarrollo a nivel de comercio local y rural debido a su ubicación como un puerto de montaña; ocasionando que en temporadas la comunidad tenga un incremento poblacional tanto de la población que busca como realizar sus gestiones a San Carlos, como la que busca como emigrar al país vecino de Costa Rica³.

1.5.2 Limitaciones

Como principal limitación para la realización del presente trabajo es la falta de análisis de resistencia de suelo en donde se pretende la ubicación del tanque de almacenamiento y la obra de captación.

³ Problemática del abastecimiento de agua en la comunidad Los Chiles, municipio de San Carlos Rio San Juan, Pág. 3, Robleto Molina Jamil Antonio, Msc. Hidrólogo – ANA.

CAPÍTULO II:

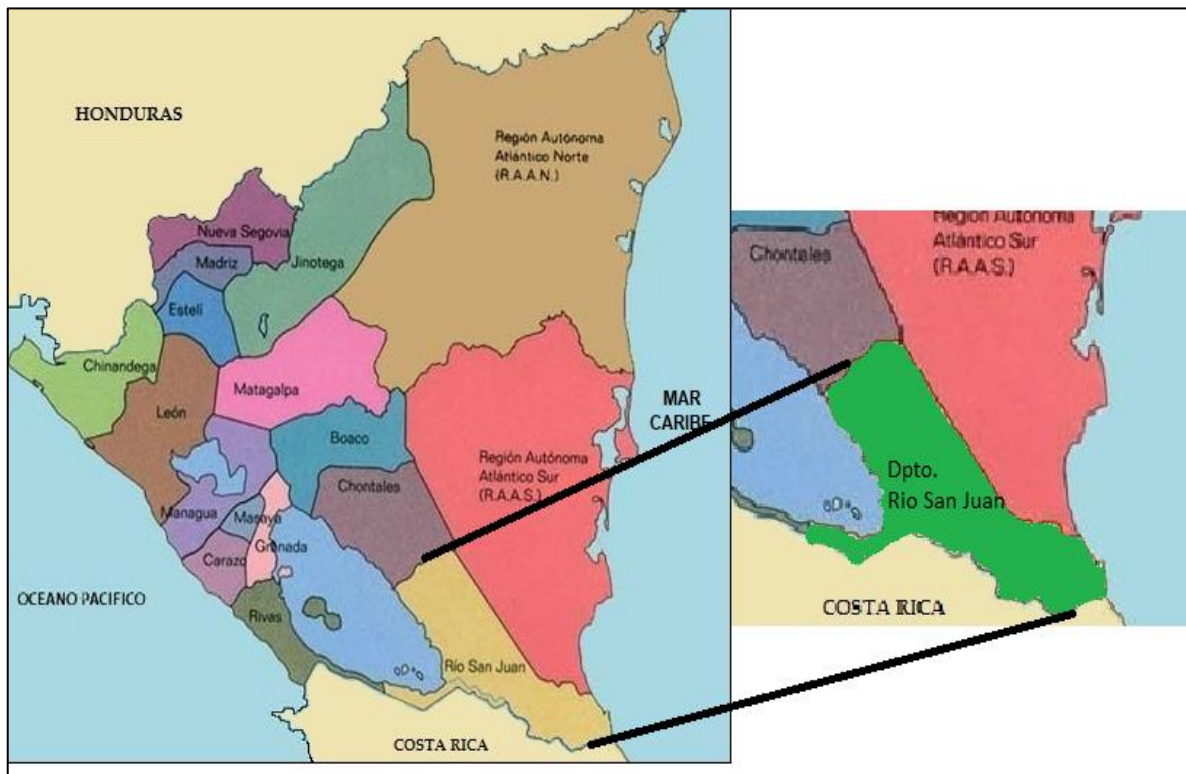
Descripción de la
comunidad

II. DESCRIPCIÓN DE LA COMUNIDAD

2.1 Macro localización

La comunidad Los Chiles pertenece políticamente al municipio de San Carlos, departamento de Río San Juan, a unos 305 km de la capital Managua.

Figura N° 1 Departamento de Río San Juan



Fuente: Elaboración propia

2.1.1 Micro localización

La comunidad Los Chiles se localiza a unos 44 km. aproximadamente al Noreste del casco urbano del municipio de San Carlos. Geográficamente se localizan en hoja cartográfica de escala 1:50,000 N°3053-I

Figura No 2. Micro localización de las comunidades



Fuente: Elaboración propia

Tabla No 2 Ubicación geográfica de la comunidad

Comunidad	Ubicación	
	Latitud Norte	Longitud Oeste
Los Chiles	11° 14'16.55"	84° 33'27.0"

Fuente: Elaboración propia

Los límites de la comunidad se presentan en la siguiente tabla:

Tabla No 3 Límites de la comunidad

Comunidad	Los Chiles
Norte	Municipio de "San Miguelito"
Sur	Comunidad la Esperanza.
Este	Comunidades las Azucenas, la Venada y la Cruz Verde.
Oeste	Municipio El castillo, comunidad San Ramón

Fuente: Elaboración propia

2.2 Jurisdicción política

La comunidad Los Chiles pertenece políticamente al municipio de San Carlos, departamento de Rio San Juan. Los habitantes de esta comunidad acuden al municipio para realizar sus gestiones comunales, planes de desarrollo, tenencia de la tierra, compras, visitas al centro de salud, inscripciones de nacimiento y diversas actividades sociales, cívicas y políticas.

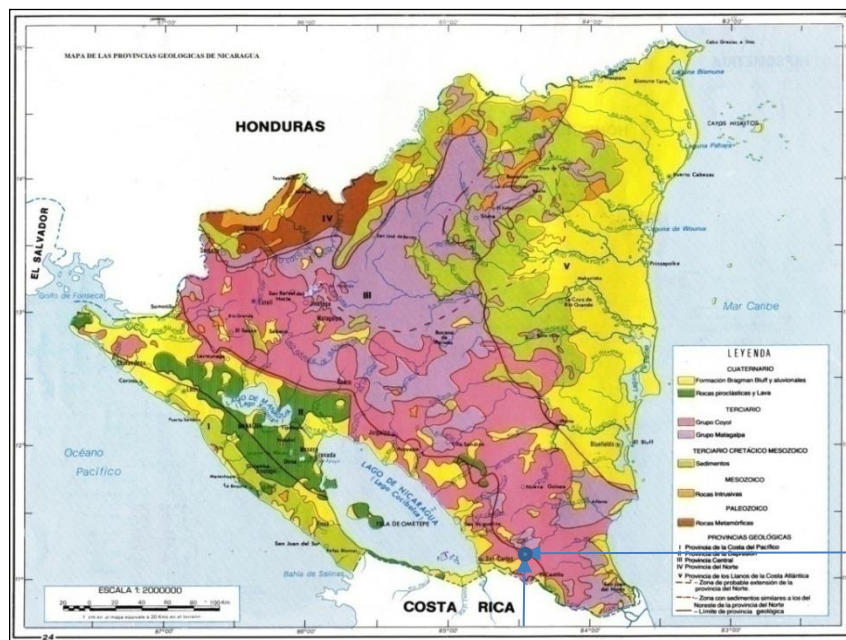
2.3 Topografía

El relieve de la comunidad se presenta de forma irregular con elevaciones desde los 80 msnm en los lados Noreste y Sureste y de 110 msnm en zona Noroeste y Suroeste, es decir las elevaciones van disminuyendo en dirección de Oeste a Este. Las viviendas se encuentran ubicadas en manzanas a los lados de una calle principal que atraviesa toda la comunidad.

2.4 Geología e hidrogeología

La geología de la comunidad en estudio está en la subprovincia de la depresión Nicaragüense que se caracteriza por ser un valle de relieve moderadamente suave. Se encuentra ubicada dentro de las provincias geológicas en la “II Provincia de la Depresión”. La depresión en la zona de estudio se encuentra rellena con depósitos piroclásticos y aluvionales. La cadena volcánica reciente, parcialmente activa, la atraviesa desde el NO hasta el SE. El graben se formó en consecuencia de la falla que provocó el hundimiento de las regiones comprendidas entre las fracturas y fue acompañado por actividad volcánica a lo largo de las fallas principales, como se muestra en la siguiente *Figura N° 3 Mapa de las Provincias Geológicas de Nicaragua*. Según WEYL (1980) la formación de la depresión nicaragüense se formó durante el pleistoceno, sin embargo, otros autores como Mc. BIRNEY (1956) la ubican en el mioceno.

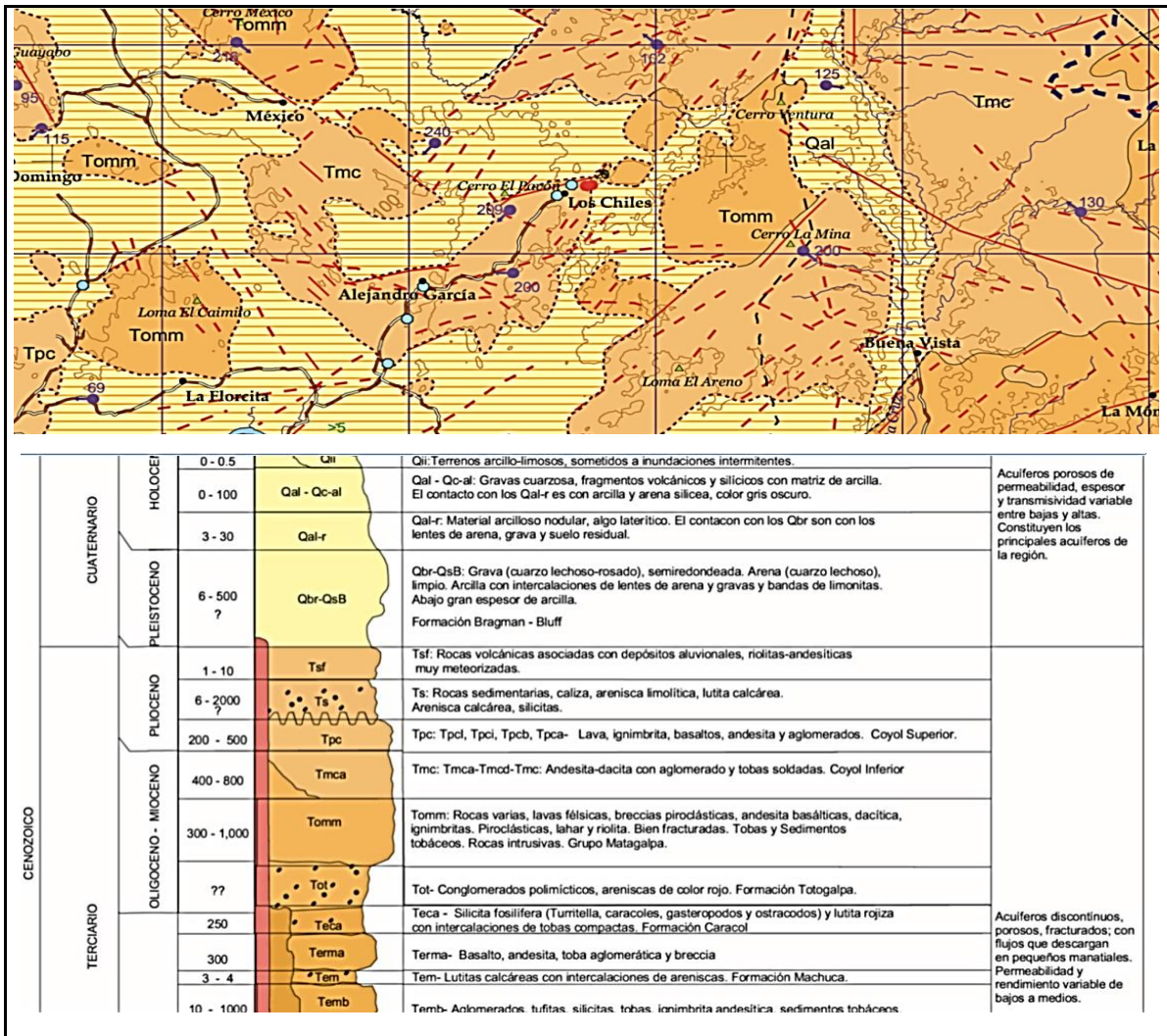
Figura N° 3 Mapa de las provincias geológicas de Nicaragua



Fuente: INETER

La litología de la comunidad Los Chiles es del tipo tmc (Andesita-dacita con aglomerados y tobas soldadas. Coyal Inferior). El acuífero contenido en esta formación es discontinuo, porosos, fracturados; con flujos que descargan en pequeños manantiales con permeabilidad y rendimiento variable de bajos a medios. (Ver Figura N^o 4).

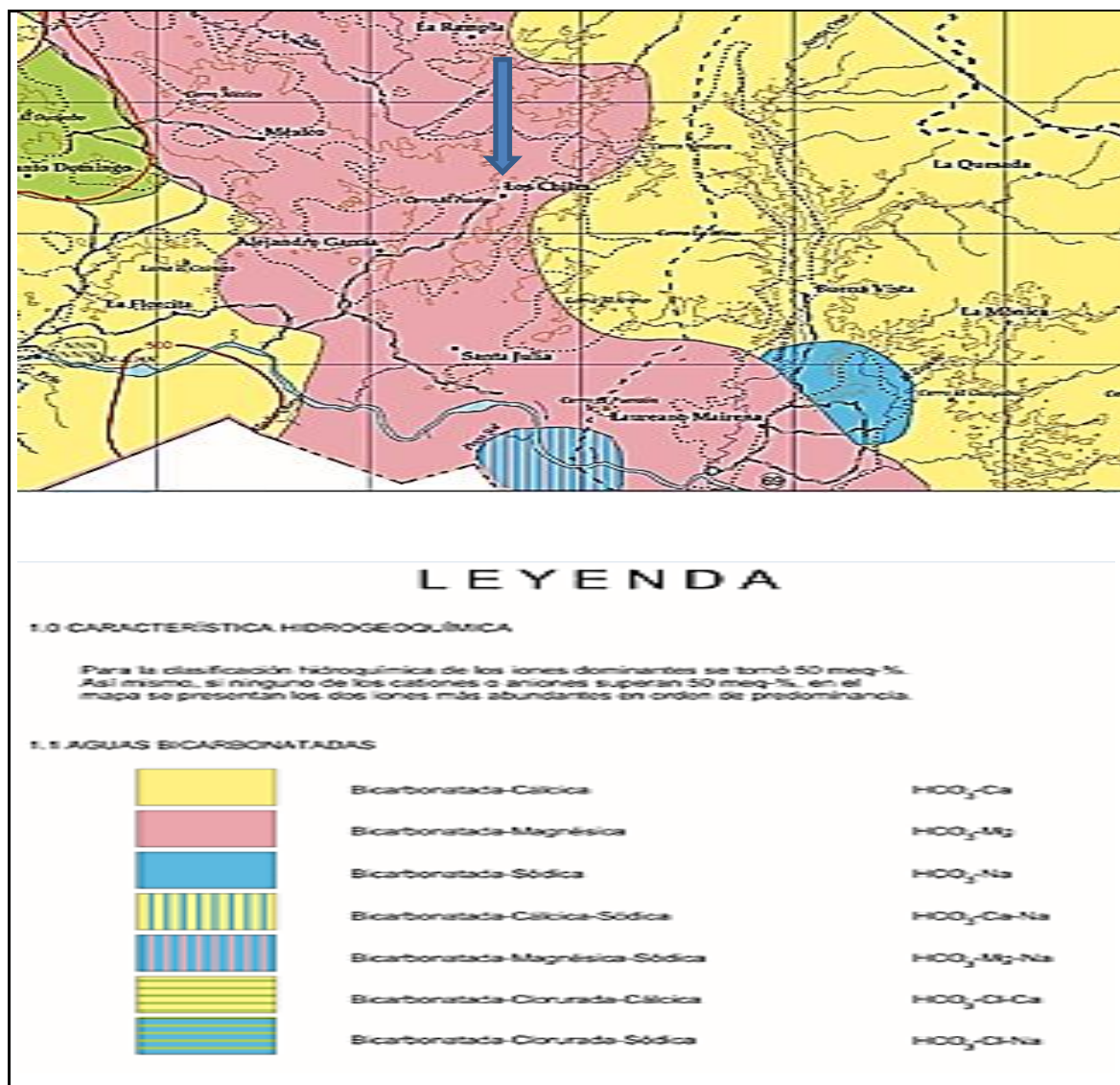
Figura N^o 4 Mapa hidrogeológico de la zona de estudio



Fuente: INETER

De acuerdo al Estudio hidrogeológico e hidroquímico realizado por INETER en 1998, la calidad del agua en la zona se identifica como Bicarbonatadas magnésica ($\text{HCO}_3\text{-Mg}$, los conteniendo de sólidos disueltos son aproximadamente de 500 mg/l a 1000 mg/l. (Ver Figura N° 5).

Figura N° 5 Mapa hidroquímico de la zona de estudio



Fuente: INETER

2.5 Clima

Los Chiles está ubicado en la zona de trópico húmedo del país, donde ocurren precipitaciones que varían de los 1,800 mm/anuales a 3,000 mm, con periodo lluvioso que varía de 7 a 11 meses. Las temperaturas son cálidas de 25 a 27°C⁴.

2.6 Vías de comunicación

En la actualidad los Chiles funciona como un polo de desarrollo con servicios de comercio, salud y educación para otros 19 centros poblados de sus alrededores. Esta función está también respaldada por el acceso que presentan los Chiles a través de carreteras de todo tiempo que permiten la circulación de pobladores. Según datos del MTI existen 13 buses y 5 camiones que cubren dos rutas:

Ruta 1: La Esperanza - Los Chiles, pasando por las comarcas: El Areno, El limón, Poza redonda N 1 y Buena Vista.

Ruta 2: San Carlos - Los Chiles pasando por las comarcas: San Carlos, Melchorita, Melchora, las Azucenas, San José, La Venada y Las Maravillas.

⁴ Línea de Base del Proyecto: "19818 Agua y Saneamiento Comunidad Los Chiles". Municipio de San Carlos, Departamento: Río San Juan, López Ortega Nelson, FSI Proyecto 19818, Julio 2017

CAPÍTULO III:

Marco teórico

III MARCO TEÓRICO Y CRITERIOS DE DISEÑO

3.1 Generalidades

El Estudio y Diseño del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable para la comunidad “Los Chiles” municipio de San Carlos, Departamento de Rio San Juan, se efectuará con las mejores prácticas de ingeniería, con base a las “Normas Técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09 003-99), Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA) ente regulador, y otros criterios de diseños de normas editadas y utilizadas en el país.

3.2 Periodo de diseño

En todo diseño de abastecimiento de agua potable es necesario fijar la vida útil de los elementos del sistema. Se fija el periodo de tiempo en años, en que cada uno de los componentes han de servir a la población a través del periodo de diseño. A continuación, se indican los períodos de diseños económicos.

Tabla No. 4 Períodos de diseños de elementos

Tipo de estructuras	Características especiales	Periodo de diseño/años
Presas, ductos grandes	Difíciles y costos de agrandar	25-50
Pozos, tanques, equipos, de bombeo, plantas de potabilización.	a) Fáciles de ampliar cuando el crecimiento y las tasas de interés son bajas. Menor del 3% anual.	20-25
	b) cuando el crecimiento y las tasas de interés son altas. Mayor al 3% anual.	10-15
Tuberías mayores de 12" de diámetro	Reemplazar tuberías pequeñas es más costoso a largo plazo.	20-15
Laterales y tuberías secundarias menores de 12" de diámetro	Los requisitos pueden cambiar rápidamente en áreas limitadas.	Para el desarrollo completo.

Fuente: Normas técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09 003-99) pág. 23

3.3 Proyección de población

En los estudios y diseños de proyectos de infraestructuras, la población es el componente principal para proyectar, cuantificar y determinar los tamaños de las obras. Para el caso de los sistemas de agua potable, el estudio de población determina, además del dimensionamiento de sus componentes, las características de operación del mismo, por tanto, la escogencia del método para proyectar el crecimiento poblacional. La población de inicio del periodo de diseño, demanda menor cantidad de agua y fatiga menos a las infraestructuras, que la población al final del periodo. Esto trae ventajas y desventajas a un sistema de abastecimiento, debido a que las infraestructuras son las mismas durante todo el periodo de diseño, en consecuencia, al inicio, las tuberías y almacenamiento están sobradas en

capacidad y presentan mayores presiones residuales de operación, al final del periodo el almacenamiento y las tuberías estarán demandadas a su completa capacidad.

3.3.1 Métodos de proyección

Existen numerosos métodos de proyección de poblaciones. Pero el más utilizado es el método geométrico:

Cálculo de tasa de crecimiento $rg = \left[\left(\frac{P_n}{P_o} \right)^{1/t} \right] - 1$ Donde

Pn: Población final

Po: Población inicial

t: Tiempo (años)

rg: Tasa de crecimiento anual

Método geométrico.

Un crecimiento de la población en forma exponencial o geométrica supone que la población crece a una tasa constante.

Cálculo de población futura método geométrico $P_n = P_o(1 + rg)^t$

Donde:

Pn: Población futura

Po: Población base

rg: Tasa de crecimiento

t: Tiempo en años

El Instituto Nacional de Información de Desarrollo (INIDE) maneja toda la información relacionada con las poblaciones del país. Allí se pueden encontrar los documentos de los últimos censos nacionales realizados en los años 1950, 1963 y 1995 además, puede facilitar las proyecciones de población de todas las

localidades del país. Información proveniente de Instituciones propias del lugar, tales como: Alcaldías, ENEL, ENACAL y el Programa de Erradicación de la Malaria del MINSA.

Si fuera el caso de que no hubiera datos confiables sobre la población actual de la localidad en estudio, se podrán realizar censos y/o muestreos de la población bajo el asesoramiento directo del INIDE. La parte más importante para el cálculo de la tasa de crecimiento son los censos.

La tasa de crecimiento a utilizar no deberá exceder el 4% y tendrá un mínimo de 2.5%; si esta entre este rango se utilizara la tasa de crecimiento calculada si esta no está entre el rango se utilizará el máximo o el mínimo permitido según sea el caso.

3.4 Dotación de agua potable

La dotación de agua se expresa como la cantidad de agua por persona por día, es un parámetro dependiente del nivel de servicio adoptado, de los factores geográficos y cultura del uso del agua.

La escogencia de la dotación de agua potable y la demanda para el consumo de la población, es otro aspecto importante para el dimensionamiento de los elementos de un sistema de agua potable.

Según las características de la zona en que se encuentran la comunidad en estudio, generalmente la demanda de agua potable es para consumo humano, comercial e institucional. Así mismo, no hay demanda para caudales contra incendios.

En la Tabla 5 se presentan las dotaciones que corresponden a las mínimas recomendadas por el INAA.

Tabla No 5 Dotaciones de consumo

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

Fuente: “Normas Técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09 003-99).

En las normas para el Diseño de Sistema de Abastecimiento de Agua Potable revisada y editada por la Dirección de Normas de Construcción del Ministerio de la Construcción y Transporte, Junio 1989 en el capítulo II “Dotaciones y Demandas de agua para consumo”, en el inciso 2.2.2 dictadas para las ciudades y localidades del resto del país, se usarán los porcentajes del consumo promedio diario domiciliario, determinadas para cada estudio. Véase siguiente tabla.

Tabla No 6 Dotaciones y demanda de agua para consumo para las ciudades y comunidades del resto del país

<i>Consumo</i>	<i>Porcentaje</i>
Comercial	7% CD
Publico o Institucional	7% CD
Industrial	2% CD

Fuente: "Normas Técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09 003-99)

3.5 Demanda de agua potable

La demanda de agua potable se refiere a la cantidad de agua que se requiere para satisfacer las necesidades de consumo de la población en el suministro del vital líquido.

3.5.1 Consumo doméstico (CD)

El consumo doméstico corresponde a la dotación de agua adoptada multiplicada por la población a la que se le brindara el servicio.

3.5.2 Consumo promedio diario (CPD)

Corresponde al consumo doméstico más otros consumos (consumo institucional, consumo comercial y consumo industrial).

3.5.3 Consumo máximo día (CMD)

Las condiciones y variaciones en el clima inciden directamente en el consumo de agua potable, a través de los meses, semanas y días dentro de un año y con

respecto al consumo promedio diario, en uno o más días del año se dará en un máximo de consumo por encima del promedio diario total, al que se conoce como consumo máximo día.

El consumo de máximo día (CMD), corresponde al 150% del consumo promedio diario (CPD), y será igual al producto de 1.50 por el valor del consumo promedio diario (CPD), según Normas Técnicas de INAA⁵.

$$\text{CMD} = 1.5 * \text{CPD} + \text{pérdidas}$$

3.5.4 Consumo de máxima hora (CMH)

Durante el transcurso del día de máximo consumo, también se presentan fluctuaciones horarias en el consumo de agua, estas pueden ser máximas y mínimas; el exceso máximo horario que se presenta en el día de máximo consumo sobre el consumo promedio diario total, se conoce como consumo de máxima hora.

El consumo de máxima hora (CMH), corresponde al 250% del consumo promedio diario (CPD) y será igual a 2.50 multiplicado por el valor del consumo promedio diario (CPD), Según Normas Técnicas de INAA.

$$\text{CMD} = 2.5 * \text{CPD} + \text{pérdidas}$$

3.6 Pérdidas en el sistema

Las fugas por pérdidas en el sistema o pérdidas de operación se expresan como un porcentaje de la demanda promedio diario, el cual no será mayor al 20% para

⁵ Fuente: "Normas Técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09 003-99). Página 13.

sistemas nuevos, según las Normas Técnicas para proyectos de Agua Potable en el sector rural, emitidas por INAA.

3.7 Conexión domiciliar

Se aplica en los sistemas de abastecimiento de agua potable de mayor nivel de consumo, teniendo el usuario la oportunidad de ampliar el sistema dentro de su propiedad y alimentar varios artefactos sanitarios.

3.7.1 Conexión domiciliar de patio

Consiste en una llave domiciliar única colocada en el patio de la vivienda, se utiliza cuando la dotación y el consumo previsto sean menores que la capacidad de la fuente.

3.8 Puesto público

Es un punto de distribución que puede ser una o más llaves de chorro, su ubicación debe hacerse de manera que los usuarios no tengan que caminar más de 100 m.

3.9 Distribución de consumo en los tramos

Para la distribución del caudal por tramo en redes cerradas y de gran población se recomienda utilizar el método de distribución de caudal por longitud de tubería, el cual consiste en distribuir el total del gasto entre la longitud total de la red de distribución y así obtener un coeficiente de distribución que se multiplica por la longitud de cada tramo a servir⁶.

⁶ MSc. Ing. José Ángel Baltodano, Asesor Agua y Saneamiento FISE.

3.10 Estación de bombeo

En la mayoría de los casos, los sistemas de abastecimiento de agua potable, necesitan de las estaciones de bombeo para elevar o darle presión suficiente al agua y con ello abastecer satisfactoriamente a los distintos sectores del lugar (ciudades y/o comunidad) donde se pretende brindar el servicio de agua potable. La estación de bombeo está constituida por el equipo de bombeo (Bomba y Motor), fundaciones, caseta, conexión de bomba (sarta) y conexiones eléctricas.

3.11 Línea de conducción

Representa la tubería que transportará el agua desde la fuente de abastecimiento u obra de captación hasta el tanque de almacenamiento, la cual debe de satisfacer la condición de consumo máximo día a finales del periodo de diseño, para garantizar de esta manera la eficiencia del sistema. El tipo de línea de conducción a diseñar depende de las condiciones topográficas del área de captación con respecto a la ubicación del tanque de almacenamiento.

Si la fuente de captación de agua se encuentra en una zona topográficamente más alta que la zona de recepción, se diseña una línea de conducción por gravedad, ubicando a lo largo de la línea accesorios especiales para disipar la carga de presión, bolsas de aire en las tuberías, válvulas de limpieza, etc. Si la fuente de captación de agua se encuentra en una zona topográficamente más baja que la zona de recepción, se diseña una línea de conducción por bombeo, para la selección del diámetro de este tipo de línea se realiza un análisis técnico-económico más cuidadoso que las líneas por gravedad.

La fórmula empleada para el dimensionamiento hidráulico es la fórmula de pérdida por fricción de Hazen – Williams:

$$H_f = \frac{10.67 \times Q^{1.852} L}{C^{1.852} D^{4.87}}$$

Donde:

Hf: Pérdidas de carga

Q: Caudal en m³/s.

C: Coeficiente de fricción de Hazen - Williams.

D: Diámetro en metro.

L: Longitud de la Tubería en metros

Tabla No 7 Coeficiente de capacidad hidráulica (C) en la fórmula de Hazen-Williams

Material del conducto	Edad	
	Nuevos	Inciertos
Cloruro de Polivinilo (PVC)	150	130
Asbesto cemento	140	130
Hierro fundido corriente interior y exterior	130	100
Hierro fundido revestido de cemento	130	100
Hierro "dúctil"	130	100
Tubería de hormigón	130	120
Duelos de madera	120	120

Fuente: Tabla 7.1, página 43. Normas técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09 003-99).

3.11.1 Pérdidas localizadas

Se calcula las pérdidas por accesorios que se tendrá en la sarta de bombeo y en la entrada de la línea de conducción al tanque.

$$h_L = K \frac{V^2}{2g}$$

Donde.

V: Velocidad (m/s).

K: Coeficiente empírico (adimensional).

G: Fuerza de gravedad (m/s²)

Tabla No 8 Coeficientes K para el cálculo de pérdidas locales en los accesorios

Pieza, conexión o dispositivo	K _i
Rejilla de entrada	0.8
Válvula de pie	3
Entrada cuadrada	0.5
Entrada abocinada	0.1
Entrada de borda o reentrada	1
Ampliación gradual	0.3
Ampliación brusca	0.2
Reducción Gradual	0.25
Reducción brusca	0.35
Codo corto de 90°	0.9
Codo corto de 45°	0.4
Codo largo de 90°	0.4
Codo largo de 45°	0.2
Codo largo de 22° 30'	0.1
Tee con flujo en línea recta	0.1
Tee con flujo en ángulo	1.5
Tee con salida bilateral	1.8
Válvula de compuerta abierta	5

Pieza, conexión o dispositivo	K_i
Válvula de ángulo abierta	5
Válvula de globo abierta	10
Válvula alfallera	2
Válvula de retención	2.5
Boquillas	2.75
Controlador de gasto	2.5
Medidor Venturi	2.5
Confluencia	0.4
Bifurcación	0.1
Pequeña derivación	0.03
Válvula de mariposa abierta	0.24

Fuente: Conagua (2002) Manual para la elaboración y revisión de sistemas de riegos parcelarios. Comisión nacional del agua, México.

3.11.2 Golpe de ariete⁷

Debido a la ubicación de la fuente de abastecimiento y el punto más elevado de las comunidades donde es necesario la ubicación del tanque para cumplir con las presiones mínimas establecidas, se verificarán los efectos de sobrepresión transitorias producidas por “El golpe de ariete” provocada por:

- Interrupciones de energía eléctrica en las estaciones.
- Maniobras de cierre o apertura de válvulas en la tubería de descarga que se realizan antes del paro o después del arranque de una bomba respectivamente.

⁷ Teoría del golpe de ariete y sus aplicaciones en la ingeniería hidráulica, Uriel Mancebo del Castillo. Primera edición, editorial LIMUSA, S. A. México 1987.

➤ Por el arranque o paro de una bomba sin válvulas en la tubería de descarga, las fallas mecánicas en la misma bomba. Por ello se estimara de acuerdo a la expresión siguiente:

$$h_{ga} = \frac{145 \times V}{\sqrt{1 + \frac{E_a \times \emptyset}{E_t \times e}}}$$

Donde:

h_{ga} : Es la sobrepresión máxima producida por el golpe de ariete en metros columnas de agua (m.c.a.).

V: Es la velocidad de circulación del agua en la tubería en m/s.

\emptyset : Es el diámetro interno de la tubería en cm.

E_a : Módulo de elasticidad del agua en Kg/cm².

e: Es el espesor de la pared de la tubería en cm.

E_t : Módulo de elasticidad del material con que está fabricado el tubo.

3.11.3 Carga normal de operación

Se refiere a la carga producida por el desnivel topográfico entre el nivel estático del agua en el pozo y la superficie libre en el tanque, más las pérdidas totales producidas en el sistema.

3.12 Almacenamiento

En todo proyecto de abastecimiento de agua potable, se dimensionan los dispositivos de almacenamiento, con capacidad para suplir las demandas máximas a través de toda la vida útil del sistema y mantener reserva para los casos de interrupciones en el servicio debido a daños o reparaciones de los elementos de la red. En los sistemas en donde existan hidrantes para combatir incendios, también

será necesario almacenar los volúmenes de agua para enfrentar estas circunstancias.

Para poblaciones mayores a 5,000 habitantes se considerará una reserva para incendio con un almacenamiento de 2 horas de acuerdo a las normas técnicas mencionadas⁸.

Los tanques pueden ser de concreto, acero, plástico, mampostería; sobre suelo, torre o semienterrados.

Los criterios para dimensionar el tanque de almacenamiento son los siguientes:

- Volumen compensador: Es la cantidad de agua necesaria para compensar las variaciones horarias del consumo, se estimará en 15% del consumo promedio diario.
- Volumen de reserva: Es la cantidad de agua necesaria para atender eventualidades en caso de emergencias, reparaciones en línea de conducción u obras de captación, se estimará igual al 25% del consumo promedio diario.

3.13 Red de distribución

La red de distribución cumple con la función de suministrar cantidad necesaria de agua potable a los consumidores en forma segura desde el punto de vista sanitario. Un buen sistema de red de distribución conlleva a satisfacer las necesidades de abastecimiento de agua potable a la comunidad con cantidad, calidad y continuidad a través del servicio de conexiones domiciliarias.

⁸ Normas técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09 003-99), pagina 57 inciso 8.2.3

Para proyectar la red de distribución, es necesario realizar un levantamiento topográfico en donde se muestren las características planimétricas y altimétricas del terreno en el sitio donde se establecerá el proyecto; así mismo es importante obtener información sobre los servicios públicos existentes o proyectados como construcción de letrinas, comunicaciones, superficie de rodamiento de las calles existentes, si éstas están revestidas o no, etc.

El diseño de la red de distribución se efectúa para la condición más desfavorable, es decir la demanda máxima horaria de la población en el último año del periodo de diseño y para la condición de consumo cero. En estos análisis se observan las presiones residuales máximas y mínimas, las velocidades de flujos permisibles, diámetros mínimos, pérdidas por fricción y resistencia de la tubería.

3.14 Coeficiente de fricción

El coeficiente de fricción (C), a utilizar para la capacidad hidráulica de las tuberías utilizando la fórmula de Hazen- Williams será de 150 para las tuberías de cloruro de polivinilo (PVC).

3.15 Velocidad de flujo

En la red de distribución se permitirán velocidades de flujo de 0.4 metros por segundo como mínima y 2.0 metros por segundo como máxima.

3.16 Presiones de operación

3.16.1 Presión mínima y presión máxima

La presión residual mínima en la red de distribución será de 14 metros y la presión residual máxima como carga estática en la red de distribución será de 50 metros.⁹

3.17 Diámetro mínimo

El diámetro mínimo de la tubería de red de distribución será de 50 mm, en trayectos menores en 100 metros se pueden utilizar un diámetro de 37.5 mm cuando el tramo de calle no se extendiera en un futuro, con capacidad para suministrar la demanda de máxima hora.

3.18 Análisis hidráulico

El sistema que se analizará es de ramal abierto y se efectuarán las condiciones de análisis hidráulicos, utilizando el programa computarizado EPANET.

3.18.1 EPANET

EPANET es un programa y/o una herramienta que implementa todo un sinnúmero de ecuaciones de la rama de hidráulica que facilita la realización de simulaciones en periodo prolongados del comportamiento hidráulico y la calidad del agua en redes de suministro a presión.

⁹ Normas técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09 003-99) pág. 43

Una red puede estar constituida por tuberías, nudos, bombas, válvulas y depósitos de almacenamiento o embalses. EPANET efectúa un seguimiento de la evolución de los caudales en tuberías, las presiones en los nudos, los niveles en los depósitos y la concentración de las especies químicas presentes en el agua, a lo largo del periodo de simulación.

3.18.2 Condiciones de análisis hidráulico de la red

Las condiciones de análisis hidráulico para el diseño de la red de distribución, se determina usando la condición de demanda de máxima hora (DMH), para analizar la presión residual en cada nodo, así como también para la condición sin consumo en la red, la que determina la presión máxima.

3.19 Fuentes de abastecimientos

La fuente de abastecimiento para el suministro de agua potable, constituye el elemento más importante de todo el sistema por tanto debe estar suficientemente protegida y cumplir con dos propósitos:

1. Suministrar agua en cantidad suficiente para abastecer la demanda de la población durante el periodo de diseño considerado.
2. Mantener las condiciones de calidad necesaria para garantizar la potabilidad de la misma.

En la selección de la fuente juega un papel importante los datos o registros hidrológicos, pero es evidente que para poder garantizar un servicio continuo y eficiente, es necesario que el proyecto contemple una fuente capaz de suplir el agua para el día más crítico (día de máximo consumo).

De acuerdo a la forma de aprovechamiento, se consideran dos tipos principales:

- Aguas superficiales: Ríos, lagos, lagunas, lluvia, manantiales, etc.
- Aguas subterráneas: Acuíferos subterráneos o sub-superficiales.

3.19.1 Manantiales

Los manantiales son puntos localizados en la corteza terrestre por donde aflora el agua subterránea (Encarta 2009). Generalmente este tipo de fuentes, sufre variaciones en su producción, asociadas con el régimen de lluvia en la zona. En la mayoría de los casos, es de esperar que el caudal mínimo del manantial coincida con el final del período seco en la zona.

Los criterios para considerar un manantial como fuente de suministro de agua potable son los siguientes:

- El dato o datos de aforo, deberán corresponder al final del período seco de la zona y se tomará como base para el diseño, el mínimo valor obtenido.
- El caudal crítico de producción de la fuente deberá ser mayor o igual al consumo máximo diario de la población al final del período de diseño, de lo contrario se desechará su utilización, o se complementará con otra fuente disponible.
- Estas consideraciones son válidas para sistemas tipo MAG¹⁰, MABE¹¹ y CM¹².

¹⁰ Mini Acueducto por Gravedad.

¹¹ Mini Acueducto por Bombeo Eléctrico.

¹² Captación de Manantial

3.20 Obras de captación

La obra de captación consiste de una estructura colocada directamente en la fuente de abastecimiento a fin de captar el caudal deseado. Su diseño depende del tipo de fuente de abastecimiento seleccionado y sus características.

3.20.1 Para fuentes superficiales

Con o sin regulación de caudales se diseñan represas, dique tomas, bocatomas laterales, bocatomas de fondo, estaciones de bombeo y desarenadores.

3.20.1.1 Desarenadores

En los casos en que la fuente de abastecimiento de agua sea del tipo superficial, se hace necesario la instalación de un dispositivo que permita la remoción de la arena y partículas de peso específico similar (2.65), que se encuentra en suspensión en el agua y son arrastrados por ella. Esta es la función que cumplen los desarenadores, cuyos componentes son los siguientes¹³:

- 1- Dispositivo de entrada y salida que aseguren una distribución uniforme de velocidades en la sección transversal.
- 2- Volumen de agua para la sedimentación de las partículas, con sección transversal suficiente para reducir la velocidad del flujo por debajo de un valor predeterminado y con longitud adecuada para permitir el asentamiento de las partículas en su trayectoria.

¹³ Normas Rurales abastecimiento de agua potable parte 1 inciso 9.2.5

- 3- Volumen adicional en el fondo, para almacenar las partículas removidas, durante el intervalo de limpiezas.
- 4- Dispositivos de limpieza y rebose.

Procedimiento de diseño

El procedimiento de diseño será el siguiente:

- Velocidad de sedimentación

Se calcula a base de la ley de Stokes, que para

$g = 9.80 \text{ m/s}^2$ y $G = 2.65$ tiene la siguiente expresión:

$$V_s = 90 \frac{d^2}{\gamma}$$

En la cual:

V_s : Velocidad de sedimentación

d : Diámetro de la partícula en cm

γ : Viscosidad cinemática en cm^2/s (función de la temperatura)

- Velocidad de arrastre

Se calcula por la fórmula Camps y Shields

$$V_a = 161 \sqrt{d}$$

V_a : Velocidad de arrastre cm/s

D : Diámetro de la partícula en cm

- Velocidad de flujo V_h

Tomando en cuenta las variaciones límites que sufren, V_s y V_a , la velocidad de flujo se determina como sigue:

$$V_h = \frac{1}{3} V_a \text{ (cm/s)}$$

- Sección transversal

$$a = \frac{Q}{Vh}$$

Donde:

Area (a): m²

Caudal (Q): m³/s

Velocidad de flujo (Vh): m/s

- Área superficial "A"

$$A = \frac{Vh}{Vs} a \text{ (m}^2\text{)}$$

- Dimensiones útiles

l, b y h en base a las relaciones:

$$A = lb$$

$$A = hb$$

Se escogerán dimensiones para que el largo (l) sea de 5 a 9 veces la profundidad (h), considerando que el ancho (b) debe ser reducido al mínimo, para evitar velocidades altas cerca del vertedero de salida. También es necesario proveer la estructura de dimensiones de suficiente magnitud para permitir el acceso, para fines de limpieza y reparación. A la longitud útil (l) hay que agregarle el espacio de acceso que ocupan los dispositivos de entrada y salida. A la profundidad útil (h) hay que añadirle la cantidad necesaria, para disponer de un volumen adicional para el almacenamiento de arena removida.

- Dispositivo de entrada

Un tipo de dispositivo de entrada, sencillo y económico consiste en un canal provisto de orificios en el fondo y en uno de los lados. El número y tamaño de los

orificios será determinado en base al gasto (Q) y velocidad de entrada no mayor de 0.30 m/seg y coeficiente de contracción del orden de 0.65.

- Dispositivo de salida

El dispositivo de salida más conveniente es un vertedero colocado a todo el ancho (b) de la estructura, con la cresta hacia el lado opuesto de la dirección de flujo en el desarenador, para evitar el peso de material flotante y distribuir mejor las velocidades. La distancia (X_3) entre el vertedero y la pared del desarenador se determinará de tal manera que se obtenga una velocidad menor o igual a la velocidad de arrastre y se puede determinar cómo:

$$X_3 \geq \frac{h}{3}$$

- Volumen adicional

Volumen adicional necesario para el almacenamiento de arena removida, se determina en base a las concentraciones esperadas durante crecidas y del intervalo previsto entre limpieza. Si no se tiene datos específicos es recomendable proveer un volumen de reserva para una concentración de 3000 mg/lit, durante una crecida de 24 horas de duración, para el cálculo se adoptará un peso específico del sedimento de 350 kg/m³.

- Dispositivos de limpieza

El dispositivo de limpieza consistirá en una tanquilla colocada en el primer tercio del desarenador y hacia el cual el fondo del mismo deberá tener una pendiente no menor de 5%. La tanquilla se conecta con un tubo provisto de una válvula y la limpieza se efectúa aprovechando la carga hidráulica sobre la arena.

- Cota de rebose

El tubo de rebose deberá colocarse cerca de la entrada, para evitar sobre cargas al desarenador. La cota del tubo se fijará en relación con la altura deseada de agua de acuerdo a las condiciones hidráulicas del diseño.

- Ubicación del desarenador

El desarenador deberá ser ubicado lo más cerca posible de las obras de captación. En todo caso de tubería que une la toma con el desarenador deberá tener una pendiente uniforme entre el 2 y 2.5%.

3.20.2 Para fuentes subterráneas

La obra de captación la constituyen el pozo perforado y sus estructuras o el pozo excavado a mano y las galerías de infiltración en el caso de las aguas subsuperficiales.

3.21 Calidad del agua

Las normas consideradas son en base al documento “Normas Calidad del Agua para el consumo humano” emitidas por el comité coordinador regional del instituto de agua y saneamiento de Centro América, Panamá y República Dominicana (CAPRE en 1994) y que son aceptadas por el ministerio de Salud MINSA.

El objetivo de estas normas es proteger la salud pública y por consiguiente ajustar, eliminar y reducir al mínimo aquellos componentes o características del agua que puedan representar un riesgo para la salud de la comunidad e inconvenientes para la preservación de los sistemas de abastecimientos de agua.

- A la fuente de agua a utilizar en el proyecto se le deberá practicar por lo menos un análisis físico, químico y bacteriológico antes de su aceptación como tal.
- Los parámetros mínimos de control para el sector rural disperso serán: Coliformes totales, coliformes fecales, olor, sabor, color, turbiedad, temperatura, concentración de iones de hidrógeno y conductividad.

3.21.1 Características físico química y microbiológicas

Es el conjunto de características mediante las cuales se cuantifica la calidad del agua.

3.21.1.1 Características físicas

Color: El color en el agua puede ser de origen mineral o vegetal, causado por sustancias metálicas como el hierro o manganeso, materiales húmicos, taninos, algas, plantas acuáticas y protozoarios, o por residuos orgánicos o inorgánicos de industrias tales como: Refinerías, pulpas de café y papel.

Turbiedad: La turbiedad en el agua es atribuida principalmente a las partículas sólidas en suspensión, que disminuye la claridad y reducen la transmisión de la luz en el medio, puede ser provocada por sustancias como hierro y zinc, plancton, algas y detritos orgánicos. La turbidez está muy ligada al color y reduce la eficiencia de la cloración.

Olor y sabor: Los términos olor y sabor generalmente se confunden, aunque ni el olor ni el sabor pueden ser directamente correlacionados, con la seguridad sanitaria de una fuente de abastecimiento. Su presencia puede causar rechazo por parte del consumidor. Las principales causas se deben a:

- Descomposición de la materia orgánica.
- Algas y otros organismos microscópicos.
- Hierro, manganeso y productos metálicos de la corrosión.

3.21.1.2 Características químicas

Potencial hidrógeno: Expresa la intensidad de las condiciones ácidas o básicas de una solución cualquiera mediante la concentración del ion hidrógeno. El agua no tiene ácido ni álcali, tiene un valor del pH igual a 7, al cual se le llama valor neutro del pH. La adición de ácidos fuertes como el ácido sulfúrico o el clorhídrico bajan notablemente el valor del pH; así un álcali aumenta el valor del pH sobre 7 dependiendo de la variación de la intensidad y de la cantidad de álcali que agregue. En resumen, los valores del pH < de 7 indican Acidez, 7 indica neutralidad y los valores de 7 hasta 14 indican alcalinidad. El pH se determina por el método del colorímetro y con el aparato llamado phchímetro.

Alcalinidad: Básicamente es la medida de la capacidad del agua para neutralizar acidez. La alcalinidad de las aguas naturales está dada en primer lugar por las sales de ácidos débiles, aunque pueden también contribuir las bases débiles o fuertes.

Cloruros: La forma más común de ocurrencia de los cloruros en el agua para el consumo humano es el cloruro de sodio o sal común. La presencia de cloruros en el agua se considera importante más por razones del gusto que le comunican que por motivos de salud.

Dureza: La presencia de cationes polivalentes, principalmente los cationes de calcio y de magnesio dan origen a la dureza de las aguas. No se ha encontrado ninguna correlación entre las aguas con alto contenido de dureza y daños al organismo.

Hierro y manganeso: El hierro y el manganeso están muy frecuentemente ligados y son raras las aguas que los contienen independientemente. La presencia del hierro en el agua produce mal sabor (amargo) y color rojizo, produce manchas en la ropa, aparatos sanitarios y se deposita en la red de distribución causando obstrucción y alteraciones en la turbiedad y el color. El manganeso, produce los mismos efectos del hierro, además en los animales y seres humanos afecta el crecimiento y formación de los huesos, reproducción y la sangre. En las ratas tiende a producir cirrosis en cantidades altas.

Nitrato: La presencia de nitrato no es extraño especialmente en agua de pozos que pueden recibir infiltraciones de tanques sépticos, ganadería, etc.

3.21.1.3 Características microbiológicas¹⁴

Las características microbiológicas del agua en los sistemas de abastecimiento tienen una gran importancia desde el punto de vista sanitario por los múltiples efectos negativos que pueden causar en la salud de los consumidores de agua. Se incluyen en este grupo, todos los organismos vivos desde los microscópicos hasta organismos mayores estas son las bacterias, algas, hongos y protozoos; los cuales son capaces de causar graves enfermedades de tipo intestinal tales como el cólera, tifoidea, disentería, hepatitis infecciosa etc., por lo que es importante tener control de la existencia y proliferación de estos organismos en el agua de consumo.

¹⁴ Véase Anexos E Parámetros de la Calidad de Agua emitidas por el CAPRE

3.22 Desinfección del agua¹⁵

Si la calidad del agua no satisface las normas recomendadas deberá someterse a un proceso de potabilización. Toda agua que se abastece para consumo humano debe someterse a desinfección; incluso la de origen subterráneo para prevenir cualquier contaminación durante su distribución.

- Filtros presurizados rural F.P.R.

Los filtros presurizados rurales son un sistema de tratamiento de agua que se recomiendan para la zona rural en donde no se cuenta con energía eléctrica y por la baja capacidad técnica que demanda su operación; utilizado mayormente para caudales pequeños que oscilan entre 1 m³/h a 10 m³/h.

Figura No 6 Filtros presurizados rurales



Fuente: Ing. Ernesto Madariaga Tratamiento de Agua & Filtración / AQUATEC DE NICARAGUA.

El filtro típico presurizado rural trabaja a presión, con válvulas manuales, bombeada el agua desde su captación por medio de tubería de llegada se

¹⁵ Normas técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09 003-99) pág. 96-98-99

distribuye de forma homogénea en 3 tanques realizando una filtración de forma descendente en el medio filtrante (3/4 de altura útil), realizando dos procesos básicos filtración y desinfección. Estos filtros presurizados son recomendados para zonas donde la turbidez del agua se mantiene por debajo de los 15 UTN ya que esta es su capacidad máxima remoción, con velocidad de paso máxima de 10-20 m/h para mejorar su calidad de agua.¹⁶

- Filtro presurizado compacto

Los filtros presurizados compactos son recomendados para lugares donde se cuenta con acceso a energía eléctrica, para caudales mayores de 10 m³/h y turbidez mayor a 15 UTN. Deberá ser supervisado y operado por una persona con un nivel académico mínimo de bachillerato.

Figura No 7 Filtros presurizados compacta



Fuente: Ing. Ernesto Madariaga Tratamiento de Agua & Filtración / AQUATEC DE NICARAGUA.

¹⁶ Ing. Ernesto Maradiaga, tratamiento de agua y filtración, Aquatec de Nicaragua.

- Procesos de tratamiento

Pre cloración: se utiliza cuando hay presencia de hierro en el agua a tratar, aplicando cloro para su oxidación y precipitación quedando en el medio filtrante.

Figura No 8 Bomba dosificadora de cloro



Fuente: Ing. Ernesto Madariaga Tratamiento de Agua & Filtración / AQUATEC DE NICARAGUA

Pre tratamiento: consiste en la aplicación de sulfato de aluminio (como coagulante) para reducir el nivel de turbidez antes de la entrada de los filtros con una bomba dosificadora, reduciendo químicamente y luego por filtrado hasta 100 UTN.

Mezclador estático centrífugo: actúa para mejorar el proceso de floculación y coagulación el sulfato de aluminio se mezcla de forma homogénea en el mezclador centrífugo antes de llegar a los filtros multimedia.

Figura No 9 Mezclador estático centrifugo



Fuente: Ing. Ernesto Madariaga Tratamiento de Agua & Filtración / AQUATEC DE NICARAGUA

- Filtros sedimentadores presurizados:

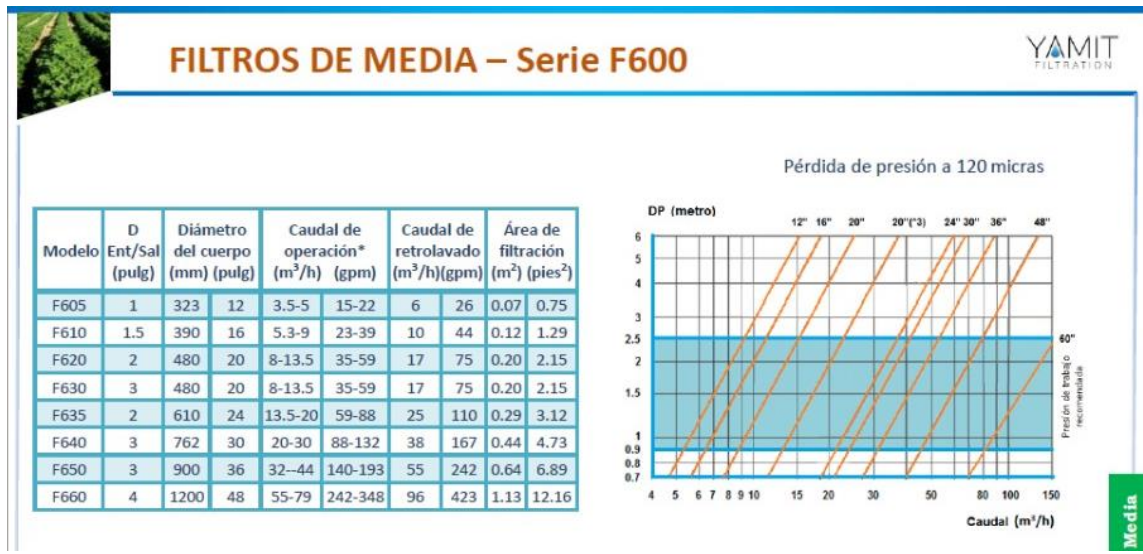
Consiste en la primera etapa de sedimentación gruesa, los filtros multimedios con más de dos medios filtrantes, normalmente son gravas y zeolitas, donde quedan atrapados los primeros grumos formados en las etapas anteriores.

Filtración multimedia:

Consiste en la segunda etapa de filtración para reducir a menor grado la turbidez. Estos varían en diámetros de 2 a 70" y se seleccionan según la velocidad de flujo. Se recomienda una velocidad de 10 a 15 m/h para garantizar una óptima remoción de las partículas contaminantes¹⁷.

¹⁷ Ing. Ernesto Madariaga Tratamiento de Agua & Filtración / AQUATEC DE NICARAGUA.

Figura No 10 Datos de catálogos para selección de filtros.



Fuente: Ing. Ernesto Madariaga Tratamiento de Agua & Filtración / AQUATEC DE NICARAGUA

3.22.1 Tipo de cloro a utilizar

Es cloro usado nacionalmente para desinfección del agua puede ser como solución de hipoclorito de sodio (líquido) o como cloro gas. En general, el hipoclorito se recomienda para abastecimiento de pequeñas poblaciones. La selección del tipo de cloro a utilizar la capacidad a utilizar debe hacerse tomando en cuenta los siguientes aspectos:

La capacidad requerida de la estación de cloración: $Ca = (Q \cdot C) / 100$ Donde:

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

Q: Caudal de agua máximo horario m³/día.

C: Dosis de cloro a aplicar mg/L

En general se recomienda hipocloración para capacidad menores de 1 Kg./día y caudales de 130 gpm como máximo. (8.2 l/s).

3.22.2 Forma de aplicación del cloro

El hipoclorito de sodio se aplicará diluyendo previamente la solución concentrada de fábrica (130 gr/l) con agua limpia hasta una concentración máxima del 1% al 5%.

3.22.3 Tiempo de contacto

Se recomienda que el tiempo de contacto entre el cloro y el agua sea de 30 minutos antes de que llegue al primer consumidor, en situaciones adversas se puede aceptar un mínimo de 10 minutos. La concentración de cloro residual que debe permanecer en los puntos más alejados de red de distribución deberá ser de 0.20-0.50 mg/l después del periodo de contacto señalado¹⁸.

3.23 Vertederos de excedencias

Los vertederos son estructuras que tienen aplicación muy extendida en todo tipo de sistemas hidráulicos y expresan una condición especial de movimiento no uniforme en un tramo con notoria diferencia de nivel. Normalmente desempeñan funciones de seguridad y control.

Un vertedero puede tener las siguientes misiones:

- Lograr que el nivel de agua en una obra de toma alcance el nivel requerido para el funcionamiento de la obra de conducción.
- Mantener un nivel casi constante aguas arriba de una obra de toma, permitiendo que el flujo sobre el coronamiento del vertedero se desarrolle con una lámina líquida de espesor limitado.

¹⁸ Normas técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09 003-99) pág. 99

- En una obra de toma, el vertedero de excedencias se constituye en el órgano de seguridad de mayor importancia, evacuando las aguas en exceso generadas durante los eventos de máximas crecidas.
- Permitir el control del flujo en estructuras de caída, disipadores de energía, transiciones, estructuras de entrada y salida en alcantarillas de carreteras, sistemas de alcantarillado, etc.

3.23.1 Vertedero de pared delgada¹⁹

Para determinar la capacidad de evacuación se considerará un vertedero de flujo libre, que presenta una condición de descarga que no es influenciado o afectado por el escurrimiento que se desarrolla aguas abajo. Se toma como base los conceptos de Poleni-Weisbach, aplicable a un vertedero de pared delgada, cuya ecuación simplificada en condiciones de flujo reales es:

$$K = \frac{2}{3} m \sqrt{2g}$$

Donde:

g: Aceleración de la gravedad,

m: Coeficiente de corrección de descarga= 0.7

Considerando el coeficiente m constante, puede utilizarse un nuevo coeficiente de descarga, que simplifique la expresión de Poleni-Weisbach, resultando:

$$Q = K B H_o^{3/2}$$

Donde:

B: Ancho del vertedero.

H: Altura de Carga de agua.

¹⁹ Tomado de manual del laboratorio de hidráulica #4 de Hidráulica II, "Flujo sobre un vertedero de Cresta Ancha" del Departamento de Hidráulica de la Facultad de Tecnología de la Construcción de la Universidad nacional de ingeniería

CAPÍTULO IV:

Diseño metodológico

IV: DISEÑO METODOLÓGICO

4.1. Estudio socioeconómico

Con el fin de conocer las características socioeconómicas de la comunidad se realizó una encuesta socioeconómica de la población beneficiada con el diseño, con esta encuesta se determinó la población a servir, las características físicas de las viviendas, el aspecto económico de la población, la distribución por edad y sexo, el nivel académico, los servicios básicos entre otros aspectos socioeconómicos que permitió valorar el nivel socioeconómico de la comunidad.

4.2. Levantamiento topográfico

Se llevó a cabo un levantamiento altiplanimétrico desde el punto de la fuente de abastecimiento de agua hasta la comunidad para conocer las características del relieve, esto permitió conocer las elevaciones de las calles y avenidas donde se colocará la tubería, con este levantamiento se determinó la distribución física de los hogares, datos necesarios para el diseño del sistema.

4.3. Calidad del agua

A la fuente de abastecimiento propuesta se le realizó una prueba de calidad de agua para determinar si cumple con los requisitos en cuanto a calidad de agua para consumo humano según las normas CAPRE adoptadas por ENACAL.

4.3.1 Obra de captación

Debido a que la fuente es superficial y basados en los resultados de análisis de calidad de agua se diseñó una obra de captación que contribuya a mejorar el parámetro de turbidez ya que este se presenta por encima del parámetro

recomendado, esta obra se diseñó basándose en la ley de Stokes mencionada en el capítulo 3.20.1.

4.4 Dimensionamiento de los elementos del sistema

4.4.1 Proyección de población

Con la encuesta realizada se determinó la población base de 3,024 habitantes para el año 2017.

4.4.1.1 Cálculo de la tasa de crecimiento

Para determinar la tasa de crecimiento de la comunidad se analizó la población base encontrada a la fecha del censo (2017) comparándola con el censo nacional de año 2005 realizado por el Instituto Nacional de Información de Desarrollo (INIDE), se analizó el crecimiento poblacional en el tiempo y se comparó con los valores estipulados en las normas técnicas.

4.4.2 Cálculo de consumo

4.4.2.1 Dotación

La dotación adoptada para la población fue de 95 litros por persona por día basados en la “Normas Técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09 003-99). Para las ciudades del resto del país. Tabla No 5 Dotaciones de consumo, página 19.

4.5 Período de diseño

Los periodos de diseños establecidos en cada componente del sistema se establecieron según las Normas Técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09 003-99). Tabla N^o 4 periodos de diseños, pág. 16.

4.6 Variaciones de consumo

Las variaciones de consumo se expresaron como factores de la demanda promedio diario, y sirvieron de base para el dimensionamiento de las capacidades de: la obra de captación, la línea de conducción, la red de distribución y la planta de tratamiento.

Estos valores son los siguientes:

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

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

4.7 Línea de conducción

4.7.1 Caudal de bombeo

Para la línea de conducción se utilizó el caudal del consumo máximo día (CMD) en 16 horas de bombeo diarias en los primeros 10 años y posteriores 20 años.

4.7.2 Diámetro económico

Para conocer el diámetro económico de la línea de conducción se analizó con la fórmula de Bresse el caudal consumo de bombeo para el final del periodo de diseño.

Para este cálculo se utilizará la formula empírica de Breese que es la más conocida para la estimación del diámetro más económico.

$$DE = 0.9 * \frac{(Qb/1000)^{0.45}}{0.0254}$$

Donde.

DE: Diámetro económico (pulg).

Qb: Caudal de bombeo (final del periodo de diseño en l/s)

Al resultado del cálculo de diámetro económico con la fórmula de Breese se le realizó un análisis de costo anual equivalente de inversión para determinar correctamente el diámetro con el costo más bajo y así utilizar el diámetro correcto.

4.8 Tanque de almacenamiento

El tanque de almacenamiento se diseñó para un volumen total del 40% de CPD (caudal promedio diario) más unas dos horas del CPD de almacenamiento contra incendio, basado en las normas técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09-003-99) pag. 57 inciso 8.2.3.

4.9 Pérdidas hidráulicas en el sistema

Pérdidas por fricción

Se calcularon las pérdidas por fricción en la línea de conducción dirigida desde la fuente hasta el tanque con la ecuación de Hazen-Williams mencionada en el

capítulo 3.11. con sus respectivos coeficientes C de tuberías nuevas (150) más las pérdidas localizadas por accesorios.

4.10 Carga total dinámica (CTD)

Para el cálculo de la carga total dinámica se tomó en cuenta las pérdidas por fricción más la diferencia de elevación. En nuestro cálculo no se incluyó las pérdidas en la succión debido a que se propone una bomba sumergible.

$$CTD = H_{ftotal} + \Delta h$$

Donde.

H_{ftotal} : Es la sumatoria de las pérdidas por fricción y locales.

Δh : Diferencia de elevación (m).

4.11 Potencia de la bomba y el motor

La potencia de la bomba se estimó según la fórmula siguiente:

$$PotB = \frac{Qb * CTD}{75 * Eff}$$

Donde:

Qb : Caudal de bombeo. (l/s)

CTD : Carga total dinámica (m)

Eff : Eficiencia de la bomba.

Potencia del motor

$$PotM = \frac{PotB}{Eff}$$

Donde.

Eff : Eficiencia del motor.

4.12 Golpe de ariete

Coeficiente K

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

Donde.

ε : Módulo de elasticidad.

Tabla No 9 ε módulo de elasticidad

Material	ε (km/m ²)
Hierro y Acero	2.00E+10
Hierro Fundido	1.00E+10
Hormigón (sin Armar)	2.00E+09
Fibrocemento	1.85E+09
'PVC'	3.00E+08
PE baja densidad	2.00E+07
PE alta densidad	9.00E+07

Fuente: Cátedra de ingeniería rural escuela universitaria de ingeniería técnica agrícola de ciudad real.

Celeridad

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

Donde:

De: Diámetro exterior. (mm)

E: Espesor. (mm)

K: Coeficiente K.

Velocidad

$$V = \frac{4Qb}{(\pi * D^2)}$$

Donde:

Qb: Caudal de bombeo (m³).

D: Diámetro (m).

Hm/L

$$\frac{Hm}{L} = \frac{CTD}{L}$$

CTD: Carga total dinámica. (m)

L: Longitud (m)

Tiempo de cierre de válvula y tiempo de parada de la bomba. Cierre lento y cierre rápido

Se define el tiempo (T) como el intervalo entre el inicio y el termino de la maniobra sea cierre o apertura, total o parcial, ya que durante este tiempo se produce la modificación del régimen de movimiento de fluido. Este concepto es aplicable tanto a conducciones por gravedad como a impulsiones, conociéndose en el primer caso como tiempo de cierre de la válvula y como tiempo de parada en el segundo.

Mendiluce propone la siguiente expresión para el cálculo de tiempo de parada²⁰:

$$T = \frac{C + K * L}{9.81 * CTD}$$

Siendo

C y K: Coeficientes de ajuste empíricos.

L: Longitud de la conducción (m)

CTD: Carga Total Dinámica.

²⁰ Catedra de ingeniería rural. Escuela universitaria de ingeniería agrícola de ciudad real. Tema 10
pág. 6

Valores del coeficiente K y C según Mendiluce

Tabla N° 10 Valores del Coeficiente K y C

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

Hm/L < 0.2 →	C = 1
Hm/L ≥ 0.4 →	C = 0
Hm/L ≥ 0.3 →	C = 0.6

Fuente: Catedra de ingeniería rural. Escuela universitaria de ingeniería agrícola de ciudad real. Tema 10 pág. 7

L critica.

$$L_{crit} = \frac{a}{T}$$

Si $L < L_c$ (Impulsión corta) → $T > 2 * L/a$ → cierre lento, se usa la Formula de MICHAUD

Si $L > L_c$ (Impulsión larga) → $T < 2 * L/a$ → cierre rápido, se usa la Formula de ALLIEVI

Formula de Michaud

$$\Delta E = \frac{2 * L * V}{g * T}$$

Formula de Allievi

$$\Delta E = \frac{a * L}{g}$$

Punto de mayor presión

$$P_{CRITICO} = CTD + \Delta E$$

4.13 Red de distribución

Esta será diseñada con ayuda del software para computador EPANET. Un programa creado para el análisis de sistemas de distribución de agua potable. El

programa es de dominio público y es desarrollado por la Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos. El programa es capaz de trabajar con períodos de simulación sobre hidráulica y el comportamiento de la calidad de las aguas dentro de una red presurizada, además de estar diseñada para ser una herramienta de investigación que mejore nuestro conocimiento del movimiento y destino del agua potable y sus constituyentes en una red de aguas. Si bien fue diseñado para agua potable también puede ser utilizado para el análisis de cualquier fluido no compresible con flujo a presión. La primera versión de EPANET fue lanzada en 1993.

CAPÍTULO V:

Análisis e interpretación de
resultados

V ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

El presente capítulo describe los cálculos, análisis y diseño del sistema de agua potable de la comunidad “Los Chiles”, inicia con un estudio de población y análisis de la encuesta socioeconómica, se calcula la tasa de crecimiento, luego se efectúa la proyección de población y consumo, se calculan los datos del levantamiento topográfico, posteriormente se realiza el cálculo del número de habitantes (proyectado al periodo de diseño) por viviendas, para determinar las demandas de agua entre cada nodo en la red de distribución, se continúa con los análisis hidráulicos a través del programa computarizado EPANET, se diseña una obra de captación y un pozo húmedo, se diseña el equipo de bombeo y el sistema de tratamiento de agua, se calcula un tanque de almacenamiento, así como los análisis correspondientes, comentarios de los resultados finales y presupuestos de las obras.

5.1 Resultados de la encuesta

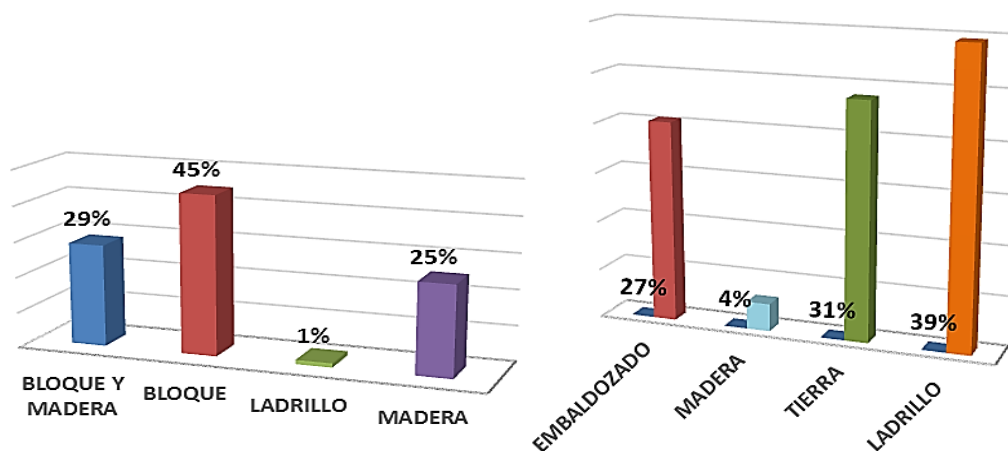
5.1.1 Población

Según el censo y encuesta socioeconómica que se realizó en el año 2017 por parte del FISE y la Alcaldía de San Carlos, en la comunidad habitaban un total de 3,024 personas de las cuales 1,471 son del género masculinos y 1,553 son del género femenino, distribuida en 765 casas, lo que indica un índice poblacional de 3.95 habitantes por vivienda, la cual es la densidad poblacional de la zona de estudio. Para este diseño se tomará una población ajustada al año de diseño según la tasa de crecimiento propuesta.

5.1.2 Viviendas

Los techos de las viviendas en su gran mayoría son de zinc (98%), el piso mayoritariamente es de ladrillo (39%) y terreno natural/tierra (31%), las paredes son de bloque (45%) y un sistema mixto de bloque y madera (29%).

Figura No 11 y 12. Aspectos constructivos de las viviendas

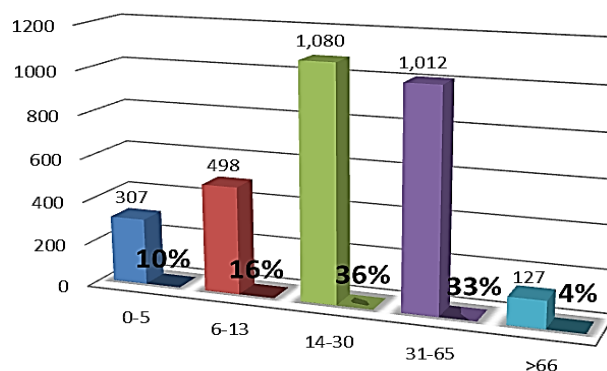


Fuente: FISE

5.1.3 Distribución de población por edad en la comunidad en estudio

La distribución por edad en la comunidad se muestra en la siguiente figura:

Figura No 13 Distribución por edades de la comunidad.

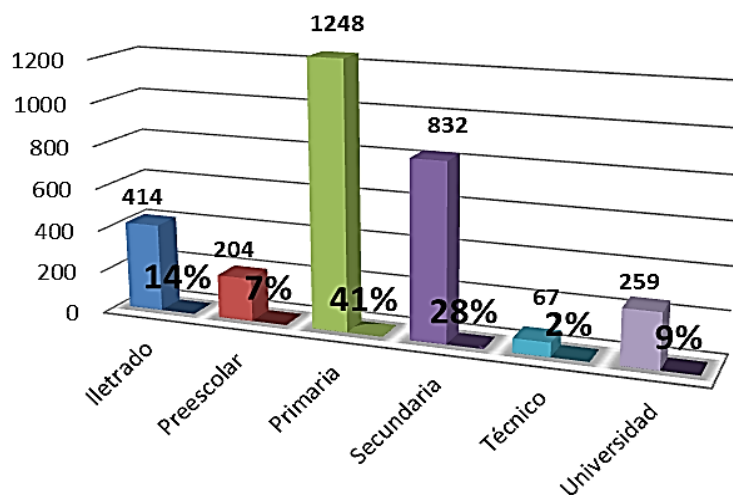


Fuente: FISE

5.1.4 Nivel académico

La población que asiste a los diferentes niveles académicos se muestra en la siguiente figura.

Figura No 14 Nivel académico de la población



Fuente: FISE

La población estudiantil refleja un 86.0% de la población total, lo que indica que el 14.0% de la población no ha tenido la oportunidad de estudiar o no está en edad para estudio.

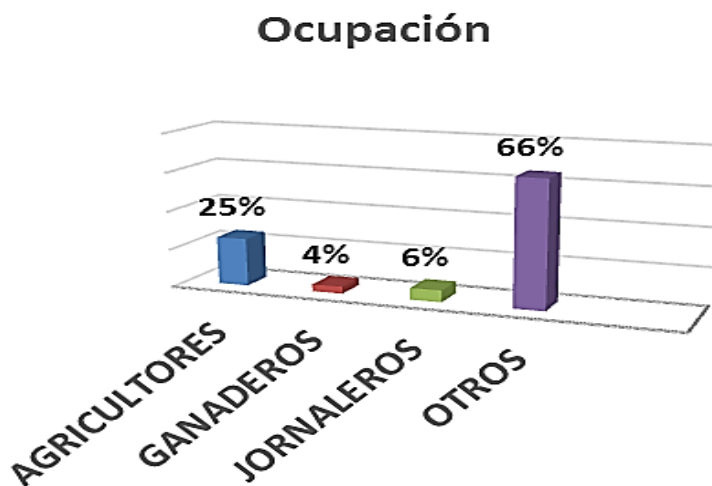
5.1.5 Población económicamente activa (PEA)

La población económicamente activa de la comunidad es de 2,092 habitantes, que representa el 69.17% de la población total, de este porcentaje de la población 1,122 habitantes trabajan activamente (53.6%) y 970 habitantes no están trabajando.

5.1.6 Aspectos económicos

La población de la comunidad obtiene ingresos por diferentes actividades, entre ellas la agricultura y ganadería que son unas de las actividades principales, las otras se benefician de sus propios negocios en el comercio como tortillerías, pulperías, molinos, así como sus ocupaciones laborales de diferentes naturalezas, técnico en la construcción, transporte, funcionarios públicos e independientes; la obtención de la información del aspecto económico está dada por la encuesta realizada en la comunidad de estudio, estos datos se muestran en el siguiente gráfico.

Figura No 15 Principales actividades económicas

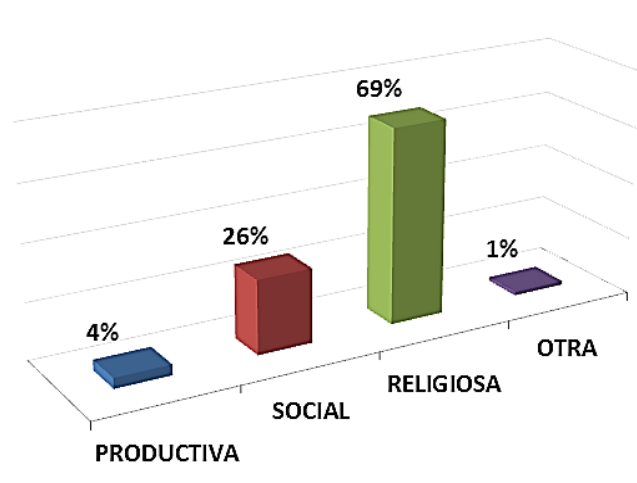


Fuente: FISE

5.1.7 Organización comunitaria

Las principales organizaciones existentes en la comunidad son religiosas (Iglesias Católicas y Evangélicas), también existe en menores cantidad de miembros las organizaciones sociales y de cooperativas.

Figura No 16 Organización comunitaria



Fuente: FISE

5.1.8 Servicios públicos existentes

5.1.8.1 Agua potable

La comunidad en estudio no cuenta con un sistema de agua potable adecuado, debido a que actualmente el sistema de abastecimiento presenta grandes debilidades, las fuentes hídricas de abastecimiento son superficiales y su caudal de aporte es nulo en periodo de verano; La población tiene que verse en la necesidad de comprar el agua o buscar alguna fuente superficial que tenga todavía algún caudal para suplir un poco la necesidad de este vital líquido recorriendo largas distancias hasta sus hogares.

Tabla No. 11 Inventario de fuentes de abastecimiento,

Sitio	Coorden	Coorden	Eleva	Tipo de fuente	Observación	Propietario
	E	N	(msnm)			
Fuente n1	764434	1243324	262	Subterránea Flujo subsuperficial (manantial)	Flujo con permanencia en periodo lluvioso	Juan Sevilla
Fuente n2	764121	1243632	249	Subterránea Flujo subsuperficial (manantial)	Flujo con permanencia en periodo lluvioso	Reyna Flores
Fuente n3	763820	1243576	275	Subterránea Flujo subsuperficial (manantial)	Flujo con permanencia en periodo lluvioso	Federico Aguilar
Fuente n4	764490	1243065	227	Subterránea Flujo subsuperficial (manantial)	Flujo con permanencia en periodo lluvioso	Justo Dávila
Fuente n5	764337	1240136	100	Subterránea Flujo subsuperficial (manantial)	Flujo permanente	Nicolás Aguilar
Fuente n6	764458	1240672	155	Subterránea Flujo subsuperficial (manantial)	Flujo permanente	

Fuente: Elaboración propia

5.1.8.2 Pozos

Dentro del área urbana de la comunidad Los Chiles y en algunas fincas, existen pozos excavados por los mismos pobladores, los cuales son utilizados para uso privado de sus dueño, el agua de los estos pozos no puede ser utilizada para consumo humano, por presentar alto grado de contaminación. La verificación de los mismos, comprueba que los estratos de suelo en la zona donde se localizan estos pozos, geológicamente corresponden a material sedimentario y consolidado (impermeable), lo que indica que los mismos son de baja producción de agua; es importante mencionar principalmente para los pozos que se ubican en el área

urbana, la cercanía de los mismos a las letrinas y depósito de basura, contribuyen al alto grado de contaminación por coliformes fecales.²¹

Figura No 17 Pozo en construcción
Cercano al río Ventura, 12 m de
Profundidad y sin gua



Fuente: Propia

Figura No 19 Pozo domiciliar,
nótese la letrina al lado del pozo



Fuente: Propia

Figura No 18 Se puede apreciar el
material perteneciente a un medio
de sedimento



Fuente: Propia

Figura No 20 Pozo domiciliar, nótese la
Letrina frente al pozo.



Fuente: Propia

²¹ Problemática del abastecimiento de agua en la comunidad Los Chiles, municipio de San Carlos Rio San Juan, Pág. 10 y 11 Robleto Molina Jamil Antonio, MSc. Hidrólogo – ANA.

Figura No 21 Fuente superficial la Sevilla en estado completamente seco (Los Chiles)



Fuente: Propia

Figura No 22 Fuente superficial las Flores en estado completamente seco (Los Chiles)



Fuente: Propia

Figura No 23 Fuente superficial la Pichardo, sin mantenimiento ni tratamiento sanitario, fue construida en **1988**. (Los chiles)



Fuente: Propia

Figura No 24 Fuente la Dávila, obra de captación seca y desconectada de la red



Fuente: Propia

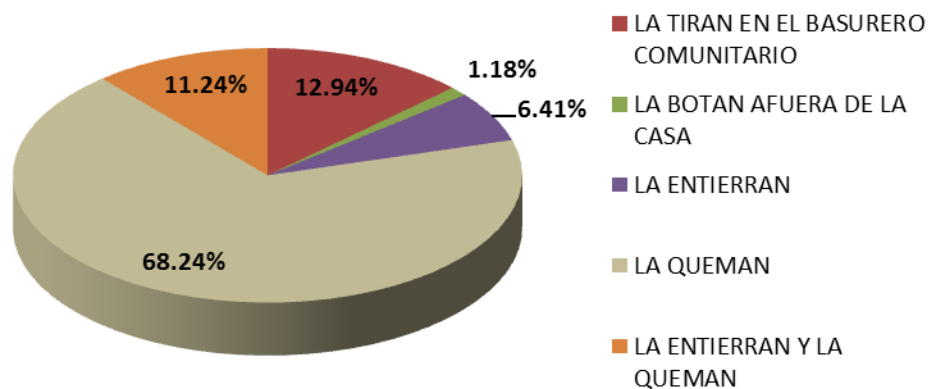
5.1.8.3 Drenaje pluvial

En las comunidades en estudio no existe ningún tipo de drenaje pluvial, las precipitaciones escurren en el terreno natural hacia las partes más bajas de las comunidades.

5.1.8.4 Desechos sólidos

La disposición de los desechos está dada de una forma tal que 68.24% de los hogares en la comunidad queman los desechos sólidos, 12.94% la tiran en el basurero comunitario, un 11.24% la entierran y la queman, el 6.41% solamente la entierran y 1.18% la botan fuera de las casas. En la sig. figura se muestra el porcentaje de disposición sobre la base de cómo se deshacen de los desechos sólidos.

Figura No 25 Disposición de desechos en las comunidades



Fuente: Elaboración propia

5.1.8.5 Energía eléctrica

La comunidad Los Chiles posee servicio de energía eléctrica, brindada por la red nacional de transmisión eléctrica.

5.1.8.6 Transporte y comunicación

En la comunidad en estudio, hay existencia de rutas de transporte intermunicipal que viajan de San Carlos hasta la comunidad, con servicios de transporte diario, existe también sistemas de comunicación telefónica (celular) lo cual favorece la comunicación en la zona.

5.1.8.7 Educación

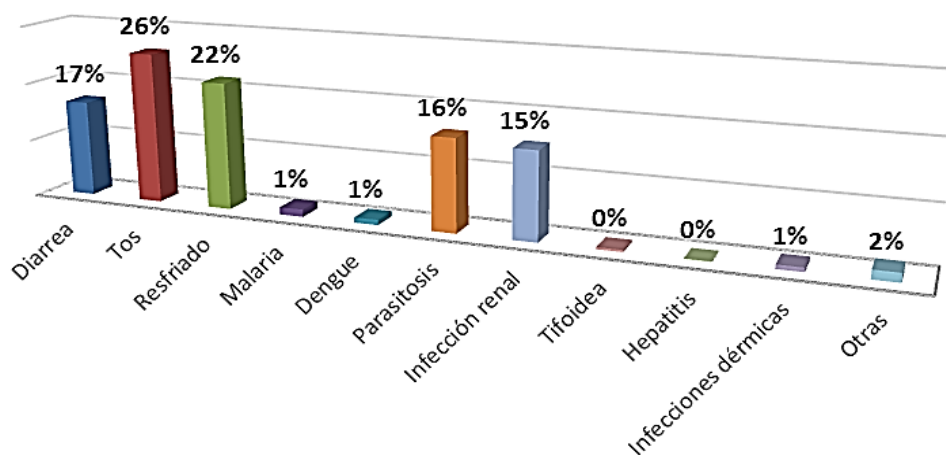
En educación, los Chiles cuenta con la Escuela 14 de septiembre, que ofrece educación preescolar y primaria por la mañana, y secundaria en el turno vespertino; cubre la población en edad escolar en los Chiles y también asisten alumnos de 5 comunidades vecinas. Existe un programa de educación a distancia, manejado por la iglesia católica local y se reúnen 159 estudiante semanalmente, durante 10 meses del año para cubrir el programa de estudios. En este programa toman parte habitantes de los Chiles y de comunidades cercanas.

5.1.8.8 Salud

En la comunidad existe un puesto de salud, al que acuden con frecuencia los pobladores cuando necesitan servicio médico, complementa la función de servicios el centro de salud que ofrece servicio de atención a medicina general, algunas especialidades (medicina interna, ginecología, pediatría, psicología), el centro también mantiene una casa materna. El centro de salud atiende 29 comarcas cercanas.

Según la encuesta realizada para este estudio se puede observar que la población de esta comunidad es afectada por diversos tipos de enfermedades como la diarrea, tos, resfriados, parasitosis, infección renal, etc.

Figura No 26 Descripción de enfermedades

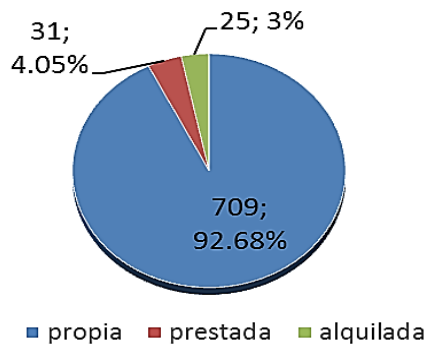


Fuente: Elaboración propia

5.1.8.9 Tenencia y legalidad de la tierra

En las comunidades en estudio el 92.68% de los jefes de familias aseguran ser propietarios de sus lotes, el 4.05% tienen casas prestadas y el 3% alquilan.

Figura No 27 Tenencia de la tierra



Fuente: Elaboración propia

Para la construcción del proyecto de Agua, se ha conversado con los miembros de la comunidad y están de acuerdo de que las obras se realicen en sus propiedades, de ser necesario para beneficio de todos sus pobladores.

5.1.8.10 Aspectos ambientales

Las comunidades en estudio carecen de un sistema de agua potable técnicamente adecuado, esto trae como consecuencia el desmejoramiento de la calidad del agua por el manejo inapropiado de la misma durante el día (Almacenamiento al aire libre, trasiego del agua con utensilios sucios, etc.).

Como se sabe, en este tipo de comunidades del sector rural no existe alcantarillado sanitario, lo más usual es el uso de letrinas debido a las características de la zona, pero hay familias que aún no poseen éstas, el 13% del total.

Tabla No. 12 Casas que poseen letrinas

Saneamiento		
Poseen	87%	665
No poseen	13%	100
Total		765

Fuente: Elaboración propia

Las letrinas existentes se encuentran en regulares condiciones en un 63% que contribuye a la contaminación del medio ambiente. Por lo que es necesario implementar en la comunidad la construcción de letrinas para las familias que no poseen. Las aguas grises ocasionan charcas y mal olor sobre la superficie del terreno, dando un impacto ambiental negativo. La eliminación de la basura la realizan recogiendo los desperdicios y botándolos en los patios y predios baldíos, creando con esto focos de contaminación permanente en los alrededores de las viviendas. Como consecuencia de todo esto, origina el criadero de vectores como: Roedores, moscas, cucarachas, zancudos, transmisores de las enfermedades que atacan a estas comunidades.

Por tal razón se evidencia la necesidad de diseñar un sistema de abastecimiento de agua que cumpla con las normas técnicas de proyectos rurales para evitar enfermedades y mejorar la calidad de vida, teniendo en cuenta que la comunidad es la que contribuye a la contaminación de las fuentes de agua.

5.1.8.11 Planes de desarrollo

En la comunidad en estudio, según la alcaldía de San Carlos se tiene proyectado la construcción de un Hospital primario regional por parte del gobierno central el cual tendrá capacidad para 60 camas para las diferentes especialidades.

5.2 Estudio de población

Para el cálculo y análisis del estudio de población, se tomó en cuenta el censo poblacional efectuado en la comunidad en estudio que se realizó en el año 2017 por el FISE casa por casa y la información del INIDE²² en el año 2005 como datos de población actual e inicial para determinar la tasa de crecimiento.

Tabla No.13 Censo comunitario

Estimación de la tasa de crecimiento		CENSOS (habitantes)			TASA DE CRECIM.
		Posterior	Anterior	actual	
		2005	1995	2017	
DEPARTAMENTO (rural)	RIO SAN JUAN	95,596	70,143		3.14%
MUNICIPIO (rural)	SAN CARLOS	37,461	28,733		2.69%
COMUNIDAD	LOS CHILES	2,693		3,024	0.97%
TASA DE CRECIMIENTO A USAR				:	2.50%

Fuente: FISE e INIDE

5.2.1 Determinación de la tasa de crecimiento geométrico.

En base al censo realizado en las comunidades estudio y lo estipulado en el documento; Proyección de población, de las Normas y Procedimientos Técnicos para la implementación de Proyectos de Agua Potable y Saneamiento en el Sector Rural Disperso de Nicaragua del ENACAL, se determinó la tasa de crecimiento geométrico con la fórmula $P_n = P_o * (1+r)^n$.

²² Documento San Carlos en Cifras elaborado por el Instituto Nacional de Información y Desarrollo (INIDE) Marzo, 2008, cuadro número 1. Principales indicadores de población al menor nivel de desagregación geográfica. Pag. 4

Para la comunidad “Los Chiles”, la población actual mostro un leve crecimiento poblacional del 0.97%, según el último censo realizado por el INIDE en el municipio de San Carlos. La cual está por debajo de la establecida por las normas para proyectos de agua potable, en tal sentido se concluye que la tasa de crecimiento geométrico para proyectar la población a un horizonte de 20 años, será de 2.5%, esto se refuerza con lo estipulado en “Normas y Procedimientos Técnicos para la Implementación de Proyectos de Agua Potable y Saneamiento en el Sector Rural Disperso de Nicaragua”, emitidas por ENACAL, en la que establece que la tasa geométrica de crecimiento humano no tendrá un valor inferior al 2.5% ni superior al 4%.

5.3 Proyección de población geométrica

La proyección de población geométrica es una de las variantes más importantes en este estudio, porque a través de él se conoce cómo será la población al final del periodo de diseño, y así poder calcular consumo máximo día, consumo máximo hora, consumo promedio diario, y sin consumo.

5.3.1 Proyección de la población de la comunidad “Los Chiles”

La proyección de población por el método geométrico en la comunidad en estudio, se efectuó para un periodo de 20 años, con una tasa de crecimiento del 2.5%, determinada en base a los criterios de diseño del INAA.

La población base o inicial será la del censo del año 2017 con una población de 3,024 habitantes y el año inicial de periodo de diseño será el año 2020, con una población inicial de 3,257 habitantes proyectados con la tasa de crecimiento del 2.5%. La fórmula de proyección de población geométrica es: $P_n = Población\ futura = P_o * (1+r)^n$

Tabla No 14 Proyección de población en la comunidad Los Chiles años 2017-2020

Comunidad Los Chiles, Municipio de San Carlos-Rio San Juan 2017 - 2020				
Nº	Año	Población inicial	TAC	Población final
0	2017	3,024	2.50%	3,257
3	2020			

Fuente: Elaboración propia

Tabla No 15 Proyección de población en la comunidad Los Chiles años 2020-2040

Comunidad Los Chiles, Municipio de San Carlos-Rio San Juan 2020 - 2040				
Nº	Año	Población inicial	TAC	Población final
0	2020	3,257	2.50%	3,257
5	2025			3,684
10	2030			4,169
15	2035			4,716
20	2040			5,336

Fuente: Elaboración propia

5.3.2 Proyección de consumo de centros públicos

En la comunidad en estudio existen un colegio, un centro de salud los cuales demandan un consumo que según las normas mencionadas será del 7% en base al consumo promedio diario.

5.3.3 Determinación de la proyección de consumo

Se dotará a la población de la comunidad “Los Chiles” de 25 Galones (95 Litros) por persona diario (gppd) debido a que su población al final del periodo de diseño sobrepasa los 5,000 habitantes²³, se incluirán los gastos de consumo público ya que forman parte del gasto de diseño, más el 20% de pérdidas por filtraciones y desperdicios.

Tabla No.16 Proyección de demanda de consumo.

Año	Dotación de agua domiciliar	Pb	Demandas - Caudales para Diseño				
			CD	Q Comercial	Q Institucional	CPD	Perdidas en el sistema
			Pb.*Dota.	7%	7%		0.2 * CP
			l/s	l/s	l/s	l/s	l/s
2020	95	3,257	3.58	0.25	0.25	4.08	0.82
2025	95	3,684	4.05	0.28	0.28	4.62	0.92
2030	95	4,169	4.58	0.32	0.32	5.23	1.05
2035	95	4,716	5.19	0.36	0.36	5.91	1.18
2040	95	5,336	5.87	0.41	0.41	6.69	1.34

Fuente: Elaboración propia.

CD: Consumo diario (Pobl X Dot./86400)

D.: Dotación

CPD: Consumo promedio diario (CD + Qinst + Qcom + Qinc.)

P.b.: Población de diseño

L/d: Litros por día

²³ Véase capítulo 3.4 Dotaciones de agua potable, tabla N°4.

Como se podrá observar en el último año del periodo de diseño, la demanda de máximo día presenta un valor 11.37 l/s para la comunidad y la demanda de máxima hora presenta un valor de 18.06 l/s, con estos valores de consumo se diseñarán la línea de conducción y red de distribución. Véase Tabla N° 17 Consumo máximo día y Consumo máximo hora.

Tabla No. 17 Consumo máximo día y consumo máximo hora.

Año	Dotación de agua domiciliar	Pb	Demandas - Caudales para Diseño			
			CMD		CMH	
	LPD		l/s	gpm	l/s	gpm
2020	95	3,257	6.94	110.0	11.02	174.7
2025	95	3,684	7.85	124.4	12.47	197.6
2030	95	4,169	8.88	140.8	14.11	223.7
2035	95	4,716	10.05	159.3	15.96	253.0
2040	95	5,336	11.37	180.2	18.06	286.3

Fuente: Elaboración propia.

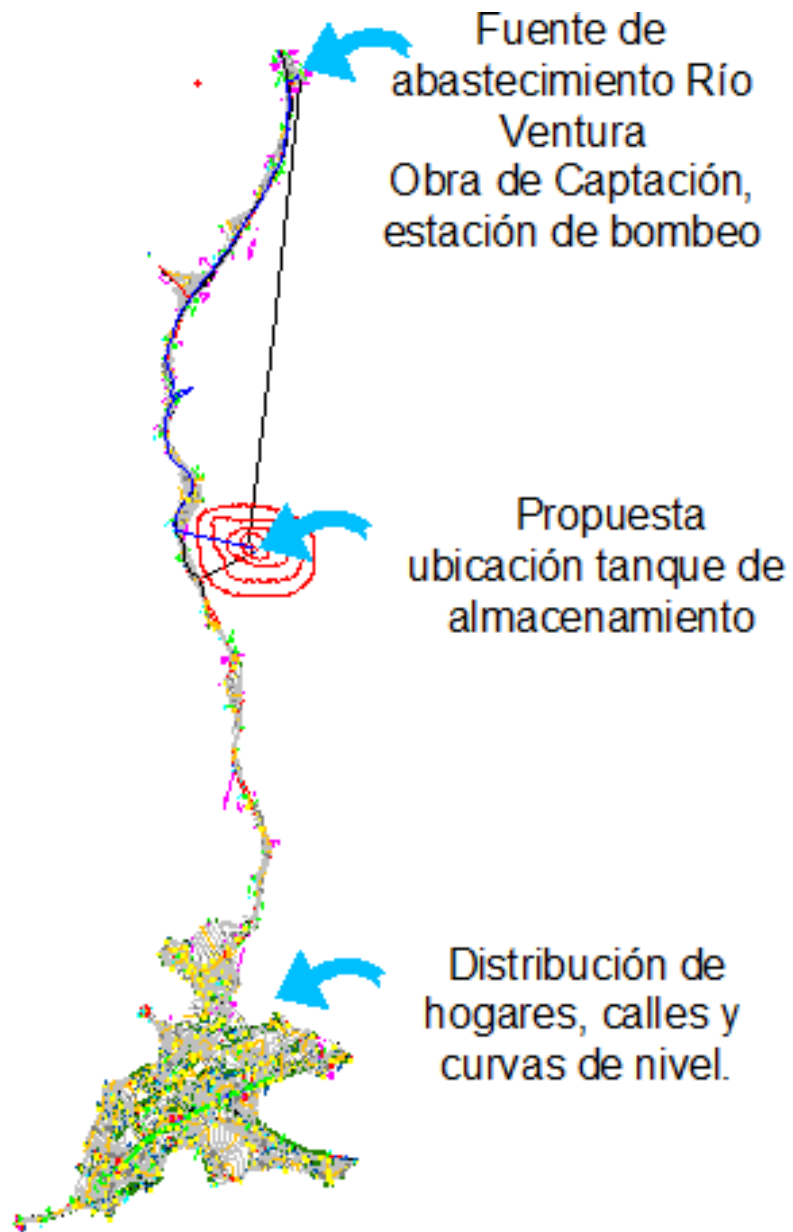
5.4 Levantamiento topográfico

En la comunidad “Los Chiles”, municipio de San Carlos, se realizó el levantamiento topográfico de la línea de conducción y red de distribución. En este levantamiento topográfico se refleja la distribución de hogares, parcelas, calles, avenidas con sus respectivas distancias, así como las curvas de nivel, ubicación de fuente de abastecimiento y propuesta de ubicación del tanque de almacenamiento. Este levantamiento lo realizó el FISE con estación total, los cálculos topográficos se realizaron en el programa computarizado AutoCAD.²⁴

²⁴ Véase Anexos K planos Levantamiento Topográfico: lamina 2 Fuente de abastecimiento, lamina 3 Línea de Conducción y lamina 4 Levantamiento topográfico de la comunidad Los Chiles.

El tanque de almacenamiento estará ubicado en el P1= TA, a una distancia de 2,930 metros de la captación (manantial) y a un desnivel de +74 metros. Véase figura No 28 Levantamiento topográfico.

Figura No. 28 Levantamiento topográfico.



Fuente: Elaboración propia

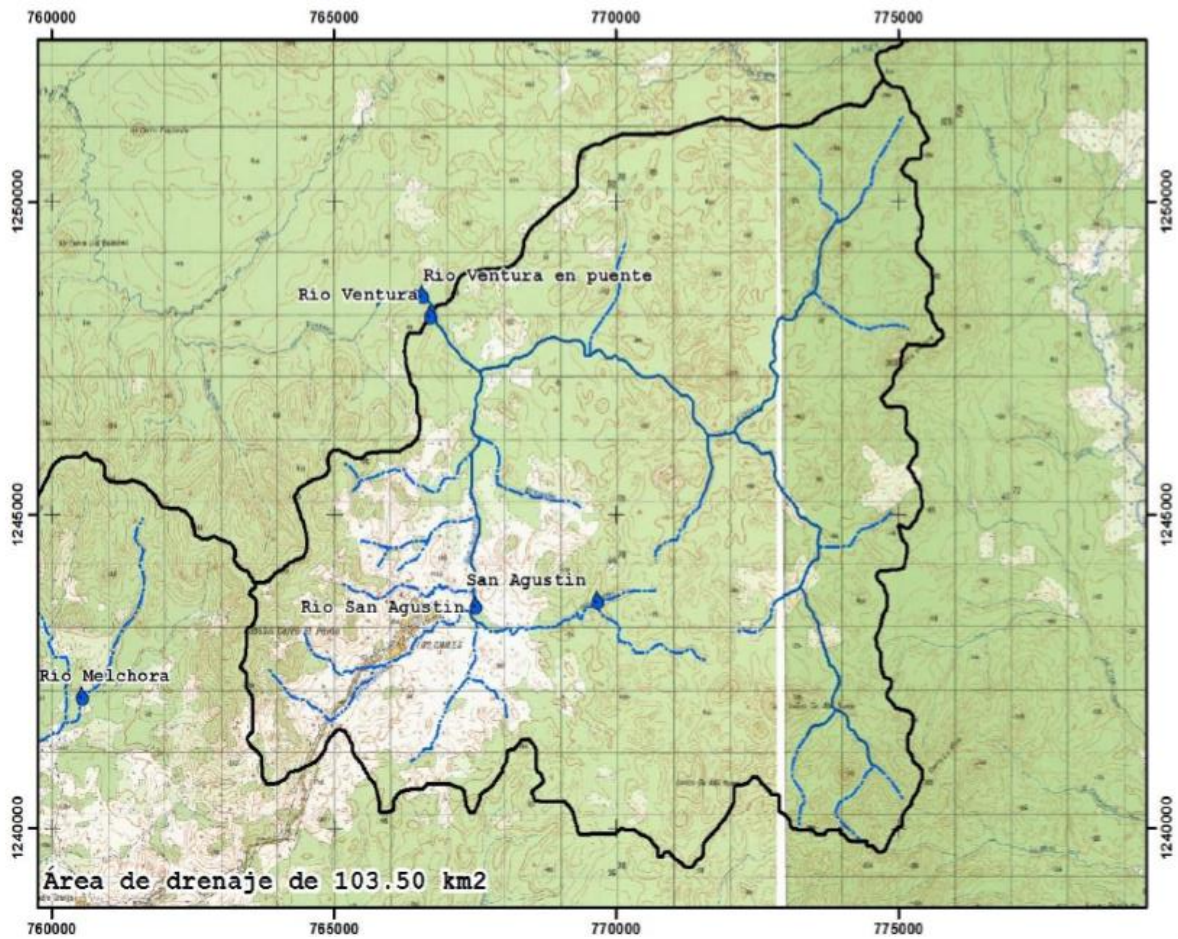
5.5 Estudio de la fuente de abastecimiento

La fuente de abastecimiento propuesta es el río Ventura, este río nace en la parte alta de la subcuenca del río El Tule ubicada en el sureste de la misma, es afluente principal del mismo y también nace a una elevación aproximada de 260 metros sobre el nivel del mar.

El sitio de control seleccionado en el río Ventura para determinar el potencial hídrico del mismo, se ubica a 5 km hacia el Norte de Los Chiles, colindante a la propiedad del Sr. Carlos Apolonio Martínez Sandoval, a unos 300 m hacia el Este del camino principal que lleva hacia El Rotulo (ver figura No. 15 sitio donde cierra el área de drenaje). La microcuenca con punto de cierre a este sitio de control encierra un área de drenaje de 103.50 km²; en este sitio se realizó la medición del caudal que transitaba en ese punto, dando como resultado un caudal medio de 0.50 m³/s (43,200,00 litros/día), dato que refleja un alto potencial para abastecimiento (referido a la fecha de visita), así mismo se realizó una segunda medición aguas arriba del puente (hacia comunidad El Rotulo) para validación de la primera, constatando la veracidad del resultado al coincidir los valores. El río Ventura también se caracteriza por presentar flujo de agua o caudal permanente en el tiempo, lo cual es adecuado para el objetivo propuesto de la comunidad²⁵.

²⁵ Problemática del abastecimiento de agua en la comunidad Los Chiles, municipio de San Carlos Rio San Juan, Pág. 19, Robleto Molina Jamil Antonio, Msc. Hidrólogo – ANA.

Figura No. 29 Sitio donde cierra el área de drenaje.



Fuente: FISE

5.5.1 Calidad del agua de la fuente de abastecimiento

Para conocer la calidad de la fuente de abastecimiento del Rio Ventura se realizó en los meses de octubre y noviembre 2019 un estudio de calidad de agua, los análisis fueron elaborados por el PIENSA/UNI y MINISTERIO DE SALUD SILAIS GRANADA, el cual fue hecho en época de invierno. Los resultados de las pruebas físico-químicas que se muestran en la tabla 18 de manera general cumplen con las normas establecidas por el Comité Coordinador Regional de Instituciones de Agua Potable y saneamiento de Centroamérica, Panamá y República Dominicana, septiembre 1993 y revisado en marzo 1994 (CAPRE).

Tabla No. 18 Calidad del agua de la fuente de abastecimiento parámetros Físicos-Químicos.

Parámetro Físico – Químico			
	Fecha de Muestreo	Normas	Observaciones
Parámetros	Muestra 2019 PIENSA/UNI	CAPRE	
Conductividad Eléctrica	196.3	400 m S/cm	Cumple
Dureza Total	80.32	400 mg/l	Cumple
Dureza Cálcica	59.2	NO ESP	--
Calcio	23.73	100 mg/l	Cumple
Magnesio	5.13	50 mg/l	Cumple
Cloruro	9.63	250 mg/l	Cumple
Sulfato	<1	250 mg/l	Cumple
Sodio	6.26	200 mg/l	Cumple
Potasio	1.9	10 mg/l	Cumple
pH	7.91	6.6 - 8.5	Cumple

Fuente: PIENSA-UNI.

En cuanto a los parámetros organolépticos de color y turbiedad no cumplen con las normas sobrepasa los rangos de las normas establecidas.

Tabla No.19 Calidad del agua de la fuente de abastecimiento parámetros Organoléptico.

Parámetro Organolépticos			
	Fecha de Muestreo	Normas	Observaciones
Parámetros	Muestra 2009 PIENSA/UNI	CAPRE	
Turbiedad	37.5	5 NTU	No cumple
Color	85	15 UC	no cumple

Fuente: PIENSA-UNI.

De conformidad a las normas establecidas por el INAA para normas rurales en el capítulo IX tratamiento y desinfección, en el que plantea el uso de un pre filtró lento y pre filtración en lechos granulares cuando la turbiedad sea mayor a 50 NTU esta fuente no necesitaría un pretratamiento por que el valor obtenido de NTU es 37.5, este valor se toma como promedio, sin embargo debido a que se ve expuesta a crecidas por altas precipitaciones pueden ocurrir picos mayores de turbiedad y por lo tanto se plantea un pretratamiento con una obra de derivación y sedimentación.

Los parámetros de sustancias no deseadas, muy importantes en las aguas para consumo humano, como Nitritos, Nitratos, cumplen satisfactoriamente con las Normas CAPRE, sin embargo, la concentración de hierro no cumple con el límite de la norma.

Tabla No. 20 Calidad del agua de la fuente de abastecimiento parámetros sustancias no deseadas e inorgánicas.

Parámetro sustancias no deseadas e inorgánicas significativas para la salud			
	Fecha de muestreo	Normas	Observaciones
Parámetros	Muestra 2019 PIENSA-UNI	CAPRE	
Hierro	0.651	0.3 mg/l	No cumple
Nitrito	0.009	0.1 mg/l	cumple
Nitrato	4.38	50 mg/l	cumple

Fuente: PIENSA-UNI.

En los parámetros de sustancias no deseadas, no cumple el parámetro de hierro por lo tanto se dará un tratamiento para reducir su nivel en el agua.

Tabla No. 21 Calidad del agua de la fuente de abastecimiento parámetros Bacteriológicos

Parámetro bacteriológico				
			Normas	Observaciones
Parámetros	Muestra 2019 MINSAs	Método	CAPRE	
Coliformes Totales	>1600	NMP	Neg	no cumple
Coliformes Termotolerantes	>1600	NMP	Neg	no cumple
Escherichia Coli	--		Neg	no se realizo

Fuente: MINSAs.

Como puede observarse de la tabla 21, los resultados obtenidos en el ensayo de Coliformes Totales, *Termotolerantes* de la muestra de agua analizada si presentó crecimiento bacteriano.

Se puede decir que el factor bacteriológico de esta fuente se ve afectado debido a su exposición al medio natural de heces de pájaros, de semovientes otros animales y otros desechos ambientales. Por tal motivo en este estudio se pretende construir una obra de derivación, para luego realizar un adecuado tratamiento con sistema de tratamiento presurizado, agregando hipoclorito de sodio NaOCL.²⁶ y así reducir los riesgos de contaminación de esta fuente.

5.6 Obra de derivación y sedimentación²⁷

Debido a que la fuente propuesta es superficial se debe construir una obra de derivación que pueda guiar el agua a la obra de captación, esta obra deberá garantizar la captación del agua suficiente que pueda abastecer la demanda necesaria del vital líquido, esta obra se puede considerar una mini presa que ayude a elevar el nivel del río en donde se ubique la tubería de derivación que por gravedad pueda llevar el agua al pozo húmedo y cumplir la función de sedimentador para que pueda reducir los sólidos en suspensión que contiene el agua y así ayudar a la planta de tratamiento a utilizar.

5.6.1 Obra de captación²⁸

La obra de captación propuesta comprende la construcción de un pozo húmedo ubicado a cierta distancia (que no se vea afectado por la crecida del río Ventura en

²⁶ Véase Capítulo 4.13.2 Cálculo de la dosis de cloro por día

²⁷ Véase Anexos K Planos, lamina 11, "Detalle general de la obra de derivación

²⁸ Véase Anexos K Planos, lamina 10, "Detalle general del pozo húmedo"

caso de que hubiese altas precipitaciones) de la obra de derivación el cual comprende un pozo y su caseta de protección, en este pozo se ubicará el equipo de bombeo²⁹. La captación debe estar protegida de focos de contaminación y estar localizadas aguas arriba de los puntos de descargas de aguas contaminadas o desechos. Se debe proteger adecuadamente contra peces, cuerpos flotantes, heces, para lo cual se puede usar en la entrada de la tubería un colador. Se deberá instalar accesorios de control y limpieza mediante una válvula de pase y un tubo de limpieza.

5.6.2 Planta de tratamiento agua potable

La planta de tratamiento de agua potable propuesta cumplirá las normas de calidad del agua en la salida bajo los criterios de la OMS (Organización Mundial de La Salud) y los establecidos por el Comité Técnico Nacional de Calidad de Agua, del Comité Coordinador Regional de Instituciones de Agua, Potable y Saneamiento de Centroamérica, Panamá y República Dominicana (CAPRE, 1990).

5.6.2.1 Datos para planta de tratamiento

Fuente:	agua superficial
Caudal de diseño:	11.37 l/s (CMD final del periodo de diseño)
Turbidez:	37.5 NTU (época de invierno)
Hierro total:	0.651 mg/l
Coliformes totales:	Si (encontrados en la fecha de muestreo, invierno)

El sistema consiste en una planta compacta presurizada para tratamiento de agua que contenga los componentes adecuados que puedan satisfacer la demanda de

²⁹ Véase Anexos I" Diseño de obra de captación o pozo húmedo"

agua potable requerida para consumo humano, brindando un tratamiento adecuado al agua en la comunidad Los Chiles, Municipio San Carlos-Rio San Juan. Con el pretratamiento propuesto (obra de derivación y sedimentación) se pretende reducir el mayor número de sólidos suspendidos totales posibles y así lograr enviar a la entrada de la planta la mejor calidad posible.

La planta está en capacidad de reducir parámetros físico-químicos más representativos presentes en las fuentes de agua, como valores de turbidez promedio entre 30-50 NTU, y picos eventuales. Se contempla un componente de desinfección para eliminar hierro, coliformes fecales y totales, de tal manera que se garantiza el suministro de agua con calidad establecida por las normas OMS y CAPRE.

Con los resultados obtenidos de las muestras tomadas en cuanto a parámetros bacteriológicos y físico-químico de la fuente de abastecimiento propuesta (Rio Ventura) se presentan los siguientes procesos de mejoramiento:

Agua cruda ➡ Oxidante ➡ Coagulante ➡ Floculante ➡ Mezclador Centrifugo ➡ Filtros sedimentadores ➡ Filtración multimedia ➡ Desinfección cloro ➡ Agua tratada³⁰.

5.6.2.2 Componentes principales de la planta de tratamiento

- Bombas dosificadoras

Debido a que la muestra refleja mayor contenido de hierro que la recomendada por la norma se utilizara una bomba dosificadora de cloro para reducir su incidencia a

³⁰ Véase Anexo C Sistema propuesto planta de tratamiento. Pagina XXXVIII.

niveles aceptables. Para la regulación de la turbidez se utilizará la aplicación de sulfato de aluminio $AL_2 (SO_4)_3$ con una bomba dosificadora electromagnética de membrana logrando así la formación química de flóculos de mayor tamaño que permitan lograr su retención en los sedimentadores. La determinación de la concentración se determinará en campo.

- Mezclador en línea tipo centrifugo

Para una buena coagulación y floculación el sulfato de aluminio pasa por el mezclador estático para una buena distribución y obtener una buena formación de flocs antes de llegar a los filtros multimedia en línea. Luego de la etapa de mezcla en línea los flocs formados se removerán a través de una batería de filtros sedimentadores, utilizando como medio filtrante, arena de quartz. El objetivo es reducir el nivel de turbidez, hierro total y color.

- Filtros sedimentadores 3 X 36"

La primera etapa de remoción de los sedimentos y flóculos formados se dan en estos sedimentadores. La velocidad de filtrados recomendado es de 10-20 m/h³¹.

$$Q = A * V$$

Q= Caudal (m³/h)

A= área (m²)

V= velocidad (m/h)

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

Datos:

Q = 11.37 l/s = 40.9 m³/h

³¹ Ing. Ernesto Madariaga Tratamiento de Agua & Filtración / AQUATEC DE NICARAGUA.

A= 36" de diámetro 0.64 m² (Figura No 10. Datos de catálogos para selección de filtros. Página 45). La batería de sedimentadores consiste de 3 tanques de 36".

$$v = \frac{40.9 \text{ m}^3/h}{3 * 0.64 \text{ m}^2}$$

$$V = 21.30 \text{ m/h}$$

- Filtración multimedia 3 X 48"

En la segunda etapa de filtrado se utilizarán 3 tanques de filtración multimedia de dos más medios filtrantes (grava y zeolita) para garantizar una remoción completa de sedimentos y sustancias no aptas para el consumo humano. Se debe garantizar una velocidad de filtrado de 10-15 m/h.

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

Q= Caudal (m³/h)

A= área (m²)

V= velocidad (m/h)

Datos:

$$Q = 11.37 \text{ l/s} = 40.9 \text{ m}^3/h$$

A= 48" de diámetro 1.13 m² (Figura No 10. Datos de catálogos para selección de filtros. Página 45). La batería de sedimentadores consiste de 3 tanques de 48".

$$v = \frac{40.9 \text{ m}^3/h}{3 * 1.13 \text{ m}^2}$$

$$V = 12.06 \text{ m/h}$$

- Panel de control de retrolavado automático

Consiste en la automatización del proceso de limpieza y auto lavado de los tanques sedimentadores.

- Manifolds, accesorios

Consiste en las válvulas hidráulicas de control, válvulas de aire, llaves, tuberías y accesorios que garanticen el correcto funcionamiento de la planta de tratamiento presurizada.

5.6.3 Tratamiento

5.6.3.1 Dimensionamiento de la estación de cloración

Para seleccionar el dosificador de hipoclorito de sodio en los primeros diez años de diseño se utiliza:

Dosis de cloro diario³² = Q (gpm) * tiempo de bombeo (hrs/días) * 2.84×10^{-3} Datos básicos:

El caudal utilizado es el consumo máximo día para los primero diez años es, 8.88 lps = 140.81 gpm

Tiempo de bombeo : 16 horas

³² Tomado de la Monografía "DIAGNOSTICO, MEJORAMIENTO Y AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LA LOCALIDAD DEL TAMARINDO DEL MUNICIPIO DE LA PAZ CENTRO" Autores, Rolando Benito Castillo, Julio César Solís Corea. Pag # 96

5.6.3.2 Cálculo de la dosis de cloro por día

Dosis de cloro diario: Q (gpm) X tiempo de bombeo (hrs/días) X $2,84 \times 10^{-3}$

Tiempo de bombeo : 16 horas

Dosis = $140.81 \text{ gpm} \times 16 \text{ (hr/d)} \times 2.84 \times 10^{-3}$

Dosis = 6.39 l/d de NaOCl (12%)

La concentración de la solución de cloro NaOCl deberá ser inyectada a la red con una concentración del 0,5%, por lo tanto, se determina el volumen de agua a combinar con la solución de cloro para alcanzar la concentración del 0.5%.

$$V1 \times C1 = V2 \times C2$$

V1: 6.39 l/d de NaOCl

C1: 12%

C2. 0.5%

$$V2 = V1 \times C1 / C2$$

$$V2 = 6,39 \times 12 / 0,5$$

$$V2 = 153.56 \text{ l/d} = 40.57 \text{ g/d de agua}$$

La cantidad por día a preparar de solución es 6.39 litros de cloro al 12% disuelto en 154 litros de agua.

5.6.4 Calidad del agua tratada por la planta de tratamiento

Velocidad de filtrado: 12.0 m/h

Turbiedad: ≤ 5 NTU

Color: < 15 unidad Pt-Co

Hierro: ≤ 0.3 mg/l

pH: $6.5 \leq \text{pH} \leq 8.5$

Cloro residual: 0.3-0.6 mg/l en la casa más alejada de la red.

5.7 Análisis y diseño hidráulico de la línea de conducción

Para la línea de conducción del sistema de abastecimiento de agua potable de la comunidad Los Chiles, del municipio de San Carlos del departamento de Rio San Juan, se ha propuesto una línea de conducción por bombeo que va desde el equipo de bombeo hasta el tanque de almacenamiento la cual tiene una longitud aproximada 2,930 m.³³

Los criterios que se emplearon para la línea de conducción se basaron en el gasto de consumo máximo día al final del periodo de diseño en función de la población futura³⁴, el funcionamiento del equipo de bombeo planteado a 16 horas diarias de trabajo, y las velocidades de flujo oscilaran entre (0.4 a 2 m/s), el periodo de diseño de la línea de conducción será de 20 años, de acuerdo a normas establecidas por el INAA.

Se hará uso de la expresión del diámetro económico presente en las normas de INAA; para el dimensionamiento hidráulico se utilizó la fórmula de Hazen-Williams para calcular las pérdidas por fricción.³⁵

Para conocer los costos de operación y gastos de consumo energético para cada tubería, se hará un cálculo del costo anual de energía para que indique el diámetro de la tubería que genera menor costo energético. El costo de energía eléctrica según el ente regulador ENEL se estima en 5.01 C\$/KW/h.

³³ Véase Anexo K Planos lamina 3 planta de línea de conducción.

³⁴ Véase Tabla N° 16 Consumo máximo día y consumo máximo hora, Capítulo 5.3.3 Análisis e interpretación de resultados.

³⁵ Véase Capítulo 3.11

Debido a que la fuente de abastecimiento se ubica en un nivel topográficamente menor, de donde se pretende ubicar el tanque de almacenamiento, se revisará la tubería por la sobrepresión ocasionada por el efecto transitorio, llamado *Golpe de ariete* considerando instalar válvulas de retención y alivio en la descarga de la bomba.

5.8 Distribución de caudales por tramo

Para la distribución de caudales por tramo se utilizó el método de distribución de caudal por longitud de tubería mencionada en el capítulo 3.9. La longitud total de la red de distribución propuesta es de 12,723.66 metros lineales y el consumo promedio diario es de 8.027 litros/segundo, al dividir el consumo entre la longitud de tubería este nos da un coeficiente de consumo de 0.0006311077 l/s/m. el cual multiplicamos por la mitad de la longitud de las tuberías a servir en el nodo.

Como ejemplo tomamos el nodo 96 tenemos tres tuberías que conectan al nodo, la suma de la longitud de las tres es de 412.12 metros entre dos es 206.6 metros por el factor de 0.0006308719 l/s/m nos da un consumo de 0.1303381417 l/s y así sucesivamente con los demás nodos.

5.9 Red de distribución

La red de distribución se analizó y diseñó hidráulicamente a través del programa computarizado EPANET V2.0. Atendiendo a la información topográfica que se levantó para este estudio.

En los sistemas con múltiples entradas, por lo menos un nivel estático y constante debe ser especificado. Los datos requeridos por EPANET son: Tuberías (longitud, diámetro y coeficiente de fricción), nodos (demanda, elevación), altura del tanque

y dimensiones, también se puede simular una bomba incluyendo su curva características.

El programa produce los caudales, velocidades, pérdidas y presiones a cada nodo. En el programa EPANET se puede diseñar seleccionando la fórmula a utilizar ya que ofrece diferentes fórmulas de cálculo de pérdidas como son: Hazen-Williams, de Darcy-Weisbach o de Chezy-Manning.

En el plano³⁶ se muestra el gráfico de tuberías y nodos propuestos para las comunidades en mención.

El sistema está constituido por un tanque de almacenamiento (nodo TA), 142 nodos (incluyendo 3 centros públicos) en una configuración combinada en ramificada cerrada y ramales abiertos. Los nodos del 1 al 143 representan los nodos que tienen consumo, los nodos del 144 al 154 son nodos sin consumo, pero se utilizan para verificar presión en la tubería. Los números de las tuberías se muestran sobre las líneas, y los números de los nodos aparecen en los círculos que son conectados por las tuberías.

El análisis hidráulico de la red de distribución, se realizó bajo tres condiciones: Sin consumo, consumo máximo día más caudal contra incendio, y consumo máximo hora. El cálculo para las tres condiciones se analizó con la aportación del tanque como si fuese directamente la fuente de abastecimiento. Las corridas de estos análisis hidráulicos se realizaron con el programa EPANET.

³⁶ Véase Anexos K Planos lámina 5, "Detalle de red de distribución propuesto"

5.9.1 Análisis hidráulico de la red con la condición sin consumo

La condición sin consumo refleja las máximas presiones presentes en los nodos, la presión promedio asciende a 47.09 m, el nodo 91 presenta la mayor presión con 58.01 m y el de menor presión es el nodo 64 con 33.01 m³⁷, el 32.9% de los nodos están por encima de las normas estipuladas por el INAA, el restante 67.1% cumplen satisfactoriamente la norma al tener una presión menor de 50 m.

En esta condición las presiones máximas se presentan en su mayoría durante la noche cuando no hay consumo en la red, para dar solución a estas presiones se propone la utilización de tubería PVC de SDR-26 la cual soporta 160 psi o 112.64 mca. en lo general las presiones sobrepasa las normas, donde la presión mínima es de 14 m. y la máxima de 50 m. debido principalmente a los accidentes topográficos presentados en la comunidad.

5.9.2 Análisis hidráulico de la red consumo máximo día más incendio

Las velocidades bajo esta condición presentan, una velocidad promedio de 0.23 m/s, una mínima de 0.01 m/s y una máxima de 1.59 m/s, no cumpliendo con el criterio de velocidad en algunos tramos de tubería.

En cuanto a la presión promedio en los nodos de la red es de 28.68 m siendo la presión mínima de 14.06 m en el nodo 1 y la presión máxima es 39.33 m en el nodo 91, en esta condición no se presentan nodos con presiones superiores a los 50 m.³⁸

³⁷ Véase Anexo A.1, Análisis Hidráulico de la Red de Distribución Tabla 1

³⁸ Véase Anexo A.2, Análisis Hidráulico de la Red de Distribución Tabla 2 y 3.

5.9.3 Análisis hidráulico de la red consumo máxima hora

Las velocidades calculadas tienen en promedio 0.28 m/s, siendo la velocidad mínima de 0.01 m/s y la máxima de 1.45 m/s, estando en su mayoría (76.5%) por debajo del rango de las normas recomendadas de 0.4 m/s.

En ninguno de los nodos se presentan presiones negativas en estas condiciones, la presión promedio alcanza los 33.95 m, el nodo 1 tiene la presión más baja con 18.49 m, el nodo 75 presenta la mayor presión con 44.76 m³⁹, en ningún nodo se presentan presiones superiores a los 50 m. El diseño desarrollado cumple de manera general con las condiciones establecidas por las normas del INAA. Estas presiones se cumplen si el nivel mínimo en el tanque es de 1 m.

La condición sin consumo refleja datos con los cuales se determina el tipo de materiales (tuberías, codos, válvulas, etc.) a utilizar y así garantizar el buen funcionamiento del sistema, evitando rupturas de tuberías por sobrepresión en tiempo determinados en el que la población no realiza ningún consumo.

Las condiciones consumo promedio diario total y consumo máximo día, indican el comportamiento del consumo de las comunidades en determinado tiempo, así poder establecer un horario adecuado para el equipo de bombeo garantizando el alargamiento de la vida útil del mismo, las tuberías y uso eficiente de energía.

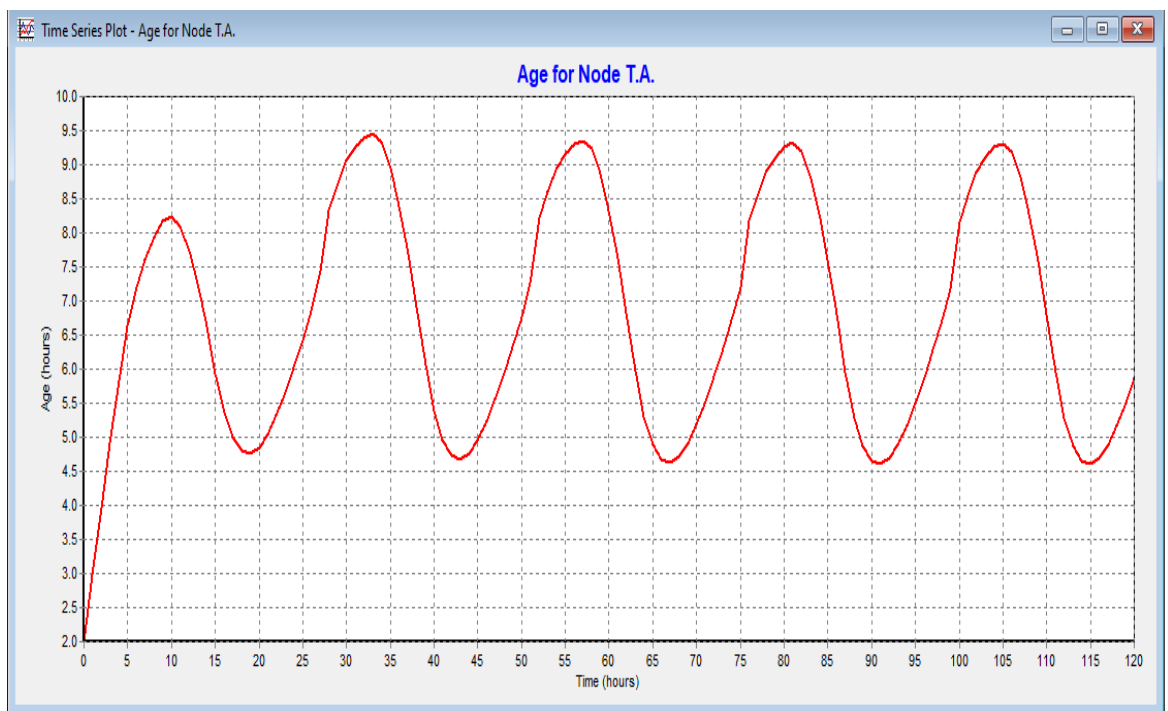
La condición consumo máxima hora contribuye a determinar el diámetro de las tuberías a utilizar que sean capaces de transportar el caudal necesario utilizando el criterio de velocidad.

³⁹ Véase el Anexo A,3 Análisis hidráulico de la red de distribución Tabla 4 y 5.

5.9.4 Análisis tiempo de permanencia

El análisis de permanencia del agua para el tanque de almacenamiento y de los nodos más alejados de la red se realizó con el programa computarizado EPANET, las horas estimadas para el análisis fue de 120 (5 días) en este tiempo se observa el comportamiento de la permanencia en el que refleja que para el tanque de almacenamiento nodo (T.A.) el tiempo de permanencia se comporta de manera similar con máximo de 9.4 horas en cada día, ver siguiente figura.

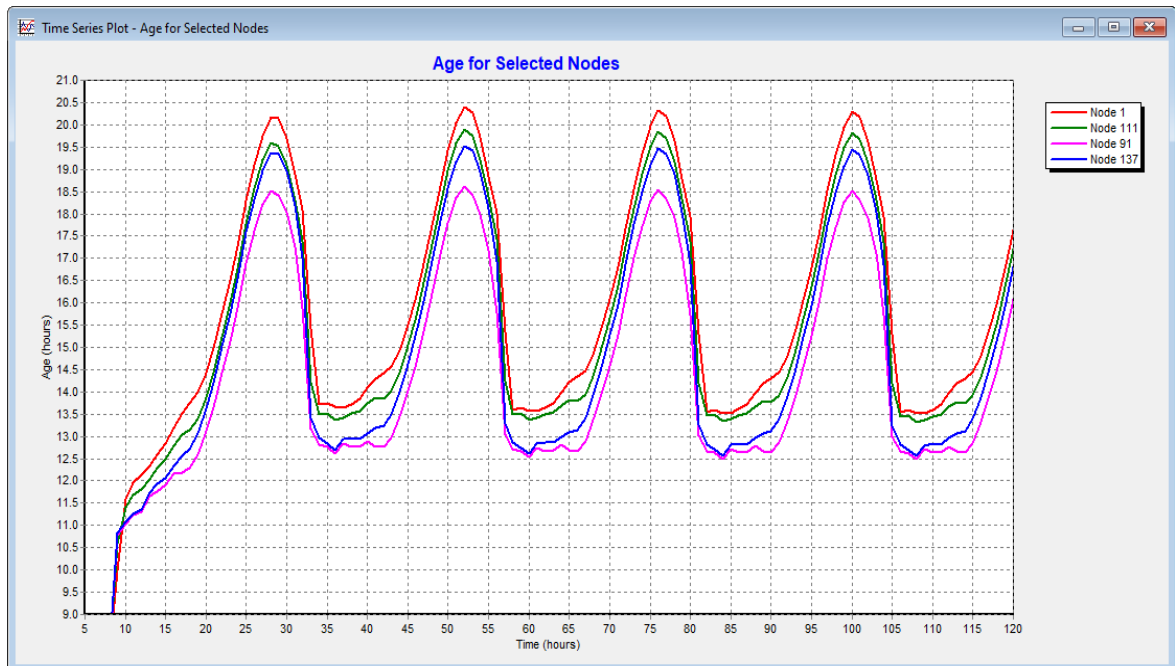
Figura No. 30 Tiempo de permanencia del agua en el tanque de almacenamiento (T.A.)



Fuente: Propia.

En el caso de los nodos en la red, el tiempo de permanencia máxima es de 20.4 horas cada día, ver siguiente figura.

Fig. No. 31 Tiempo de permanencia en nodos más alejados de la red.



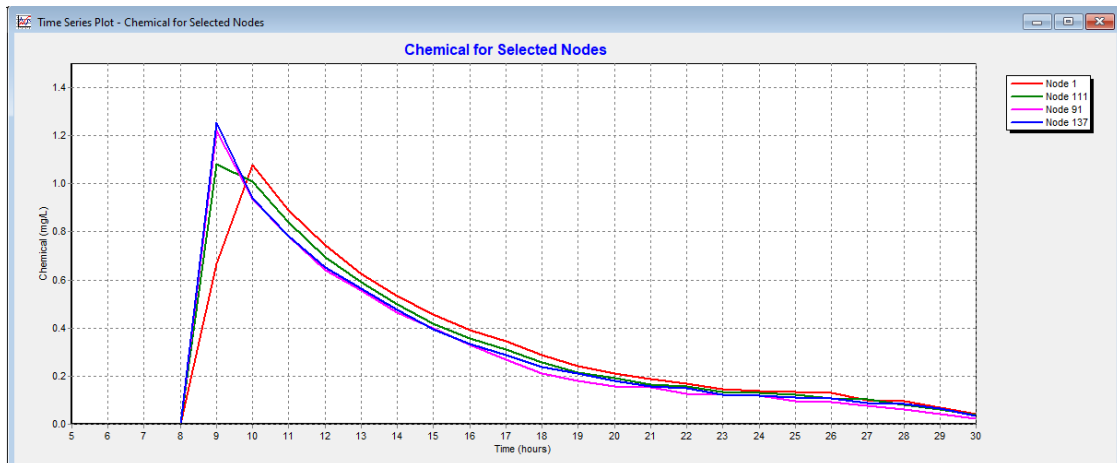
Fuente: Propia.

5.9.5 Análisis cloro residual

Para el análisis del cloro residual se aplicó una concentración de 2 mg/l en el tanque de almacenamiento dando como resultado que a las 20.4 horas de permanencia de agua en los nodos más alejados (nodo 1, 111, 91 y 137) la concentración se mantuvo en 0.18 mg/l cerca de los 0.2 mg/l que recomienda la norma⁴⁰.

⁴⁰ Normas técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09 003-99) pág. 99

Figura No. 32 Análisis de cloro residual de los notos más alejados



Fuente: Propia.

5.10 conexiones domiciliarias

Se considera con el proyecto servir al 100% de la población al final del periodo de diseño. Se cubrirá la demanda actual y se incrementará gradualmente las conexiones en función del crecimiento de la localidad. Todas las conexiones proyectadas son de 13 mm (1/2"). La cantidad de conexiones a inicio del proyecto son 825 conexiones y al final serán de 1,351 conexiones en total para cubrir a una población de 5,336 habitantes.

5.11 Estación de bombeo

5.11.1 Capacidad de la fuente

El caudal de explotación de la fuente de abastecimiento "Rio Ventura" representa una capacidad de 7,926 gpm, la cual satisface y sobrepasa el consumo máximo día de la población para los primeros 10 años y 20 años de diseño que es de 140.8 gpm (8.88 lps) y 180.23 gpm (11.37 lps), respectivamente.

No se consideran variaciones estacionales debido a que la bomba se ubicará en un pozo húmedo e igualmente no se considera un descenso regional, la sumergencia del equipo de bombeo tendrá un valor de dos metros desde el nivel estático del agua.

5.11.2 Carga total dinámica (CTD)

Con el propósito de obtener las características del equipo de bombeo más representativas, se analizó la siguiente condición de operación. Bombeo contra el tanque de 335.5 m³.

5.11.3 Pérdidas por fricción en la línea de conducción

Para el cálculo de las pérdidas, se tomó en cuenta las pérdidas locales que representan los accesorios instalados en los diferentes tramos, más las pérdidas por fricción a lo largo de toda la línea de conducción. La trayectoria de la línea de descarga corresponde a 2,930 m. de longitud y un diámetro de 150 mm.

5.11.4 Equipo de bombeo para los primeros 10 años

Para el cálculo del equipo de bombeo de los primeros 10 años (2020-2030) se basó en los siguientes criterios:

El tiempo de bombeo propuesto es de 16 horas al día (2:00 am a 6:00 pm).

Elevación del terreno fuente abastecimiento	:	63.5 m
Elevación del nivel estático	:	63 m
Elevación de rebose del tanque/suelo	:	137 m
Diámetro de tubería propuesta	:	150 mm
Sumergencia	:	2.0 m
Caudal (consumo máximo día)	:	140.8 gpm (8.88 lps)

Carga estática a vencer la bomba:

Altura estática de descarga (hd): Nivel rebose del tanque - Nivel eje central de la bomba (m): $hd = 137 - 61 = 76 \text{ m}$

Con la fórmula de Hazen-William se estimaron las pérdidas por fricción en la tubería de descarga. Los coeficientes de fricción utilizados para tuberías de PVC corresponden a 150. Para el cálculo de las perdidas por accesorios se usó:

$$H_{f \text{ accesorios}} = \frac{V^2 * K}{2 * g}$$

En el siguiente cuadro se muestra el cálculo de pérdidas por accesorios que se tendrá en la sarta de bombeo y en la entrada de la línea de conducción al tanque para una jornada de 16 horas de bombeo.

Tabla No. 22 Datos de diseño equipo de bombeo 10 años.

Dato	Cantidad	Unidad
Q (CMD)	8.88	l/s
Horas =	16	Hr
φ tubo =	6	pulg
Velocidad =	0.49	m/s

Fuente: Elaboración propia

No se consideran las pérdidas en la succión debido a que se propone una bomba sumergible.

Tabla No 23 Datos de la sarta de bombeo:

Diámetro Sarta	6"	
Material	HG°	100 (C)
Q bom	8.88 l/s	CMD
L Sarta (m)	3	
Velocidad (m/s)	0.49	$0.4 \text{ m/s} < V_e < 2 \text{ m/s}$

Fuente: Elaboración propia

Tabla No 24 Pérdidas de la sarta de bombeo:

Cantidad	Accesorios	K	hf (m)
1	0.0245	0.9	0.0109
1	0.0163	0.6	0.0073
1	0.0680	2.5	0.0302
1	0.0054	0.2	0.0024
1	0.0680	2.5	0.0302
2	0.0218	0.4	0.0097
1	0.0136	0.5	0.0060
1	0.1359	5	0.0604
total pérdidas accesorios en la sarta:			0.1571
hf en tub sarta =			0.0096
Perd. Sarta (hf por tub + hf accesorios) =			0.1668

Fuente: Elaboración Propia

Tabla No.25 Pérdidas de la línea de conducción:

Material	PVC
Q bombeo (l/s)	8.88
L. conducción (m)	2,930
φ tubo (plg)	6
Velocidad (m/s)	0.49
Pérdida conducción (m)	4.45

Fuente: Elaboración propia

Tabla No 26 Datos de la entrada al tanque:

Material =	PVC
L. colum =	2
φ tubo =	6
Velocidad (m/s) =	0.49

Fuente: Elaboración Propia

Tabla No. 27 Pérdidas de la entrada al tanque:

Cantidad	Accesorio	K	hf (m)
3	Codo de 90°	0.9	0.0326
1	Entrada normal en tubo	0.5	0.0060
1	Salida de tubo	1	0.0121
1	Rejilla	0.75	0.0091
1	Válv. compuerta abierta	0.2	0.0024
Pérd. Por accesorio entrada tanque (m) =			0.0622
hf tub entrada (m) =			0.0030
Pérd. Sarta (hf por tub + hf accesorios) (m)=			0.0653

Fuente: Elaboración propia

Tabla No.28 Sumatoria de pérdidas:

PÉRDIDAS TOTALES	
hf LC (Línea de conducción) =	4.446
hf SB (Sarta de bombeo) =	0.167
hf tanque =	0.065
hf Total =	4.68
$\Delta E =$	76
CARGA TOTAL DINAMICA (m)=	80.68

Fuente: Elaboración propia

Tabla No 29 Potencia Hidráulica

Potencia Hidráulica (HB)	
$HB = (CTD * Q) / (75 * E_f)$	
E: Eficiencia (Bomba)	80%
CTD: Carga Total Dinámica (m)	80.68
Q: Caudal para 10 años (l/s)	8.88
(HP) Bomba	11.94
Potencia Motor (HP) (E=80%)	14.92
Potencia Comercial (HP)	15.0

Fuente: Elaboración propia

Para la bomba de los primeros 10 años se consideró una eficiencia del equipo moto-bomba de 64%, de acuerdo a datos de catálogos de bomba FRANKLIN ELECTRIC de 15 Hp modelo 225SSI-6", para el motor la potencia asciende a 14.92 hp, proponiendo un motor de 15 hp comercial.

5.11.5 Equipo de bombeo para los segundos 10 años

Para la selección del segundo equipo de bombeo para los restantes 10 años (2030-2040) y completar los 20 años del periodo de diseño se utilizaron los siguientes criterios:

El tiempo de bombeo propuesto es de 16 horas al día (2:00 am a 6:00 pm).

Elevación del terreno fuente abastecimiento	:	63.5 m
Elevación del nivel estático	:	63 m
Elevación de rebose del tanque/suelo	:	137 m
Diámetro de tubería propuesta	:	150 mm
Sumergida	:	2.0 m
Caudal (consumo máximo día)	:	180.23 gpm (11.37 lps)

Carga estática a vencer la bomba:

Altura estática de descarga (hd) = Nivel rebose del tanque - Nivel eje central de la bomba (m): $hd = 137 - 61 = 76$ m.

Tabla No 30 Datos de diseño:

Dato	Cantidad	Unidad
Q (CMD)	11.37	l/s
Horas =	16	Hr
ϕ tubo =	6	pulg
Velocidad =	0.62	m/s
Material =	150	PVC ©

Fuente: Elaboración propia.

No se consideran las pérdidas en la succión debido a que se propone una bomba sumergible.

Tabla No. 31 Datos de la sarta de bombeo:

Diámetro Sarta	6"	
Material	HG°	100 (C)
Q bom	11.37 l/s	CMD
L Sarta	3	
Velocidad	0.62	0.4 m/s < Ve < 2 m/s

Fuente: Elaboración propia.

Tabla No. 32 Pérdidas de la sarta de bombeo:

Cant	Accesorios	K	hf (m)
1	Codo de 90°	0.9	0.0178
1	Tee pase directo	0.6	0.0119
1	Controlador de caudal	2.5	0.0495
1	Valv. compuerta abierta	0.2	0.0040
1	Valv. de retención	2.5	0.0495
2	Codo de 45°	0.4	0.0158
1	Entrada normal en tubo	0.5	0.0099
1	Val. ángulo abierta	5	0.0990
Total pérdidas accesorios en la sarta (m) =			0.2575
hf en tub sarta (m) =			0.0152
Perd. Sarta (hf por tub + hf accesorios) (m) =			0.2727

Fuente: Elaboración propia.

Tabla No.33 Pérdidas de la línea de conducción:

Material	PVC
Q bom	11.37
L. conducción (m)	2,930
φ tubo (p)	6
Velocidad (m/s)	0.62
PERD. CONDUCCION (m)	7.02

Fuente: Elaboración propia.

Tabla No 34 Datos de la entrada al tanque:

Material =	PVC
L. colum (m) =	2
φ tubo (p) =	6
Velocidad (m/s) =	0.62

Fuente: Elaboración propia.

Tabla No 35 Pérdidas de la entrada al tanque:

Cantidad	Accesorio	K	hf (m)
3	Codo de 90°	0.9	0.0535
1	Entrada normal en tubo	0.5	0.0099
1	Salida de tubo	1	0.0198
1	Rejilla	0.75	0.0149
1	Valv. compuerta abierta	0.2	0.0040
Pérd. Por accesorio entrada tanque=			0.1020
hf tub entrada =			0.0048
Pérd. Sarta (hf por tub + hf accesorios) =			0.1068

Fuente: Elaboración propia.

Tabla No. 36 Sumatoria de pérdidas:

PÉRDIDAS TOTALES	
hf LC (Línea de conducción) =	7.021
hf SB (sara de bombeo) =	0.273
hf tanque =	0.107
hf Total =	7.4
$\Delta E =$	76
CARGA TOTAL DINAMICA (m)	83.4

Fuente: Elaboración propia

Tabla No 37 Potencia Hidráulica

Potencia Hidráulica (HB)	
$HB = (CTD * Q) / (75 * Ef)$	
E: Eficiencia (Bomba)	80%
CTD: Carga Total Dinámica (m)	83.4
Q: Caudal para 20 años (l/s)	11.37
HB (HP) Bomba	15.8
Potencia Motor (HP) (E=80%)	19.75
Potencia Comercial (HP)	20

Fuente: Elaboración propia

El equipo a utilizar consiste en una bomba centrífuga de eje horizontal con motor sumergible. Para los restantes 10 años se propone una bomba de 15 hp y un motor de 20 hp comercial.

5.11.6 Características del equipo de bombeo para 10 y 20 años

Tabla No.38 Tabla resumen de longitud y pérdida total en la descarga, carga total dinámica y potencia de la bomba para 10 y 20 años.

Parámetro	10 años	20 años	unidad
Pérdidas en la sarta de bombeo	0.167	0.273	m.
Pérdidas en la línea de conducción (2,930m)	4.446	7.021	m.
Pérdida en la entrada al tanque	0.065	0.107	m.
Altura estática de descarga	76	76	m.
Carga total dinámica	80.68	83.4	m.
HB (HP) Bomba	11.94	15.8	
HP Motor (E= 80%)	14.92	19.75	
Potencia Comercial (HP) (Motor)	15	20	

Fuente: Elaboración propia

5.12 Volumen de almacenamiento

Para determinar el volumen de almacenamiento se estimó el consumo promedio diario = 8.03 lps (693.49 m³/día), para el final del periodo de diseño 20 años⁴¹, más dos horas de reserva para caudal contra incendio⁴².

Volumen compensador	= 25% CPD	=	173.37 m ³
Volumen de reserva	= 15% CPD	=	104.02 m ³
Volumen contra incendio	= 2 hidr. x 2 h x 10 l/s	=	144.00 m ³
Volumen total		=	421.39 m ³

⁴¹ Normas técnicas para el Diseño del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable en el Medio Rural y Saneamiento Básico Rural (NTON 09002-99).

⁴² Ver Capítulo 3.12 volumen de almacenamiento.

El volumen total del tanque de almacenamiento es de 421.4 m³ por eso se propone un tanque de diámetro 8.8 m. y una altura de 7 m. para un volumen de 425 m³. Los datos constructivos del tanque de almacenamiento se pueden ver en Anexos K Planos, lamina 12", Detalle general del tanque de almacenamiento".

5.12.1 Accesorios complementarios del tanque de almacenamiento

5.12.1.1 Tubería de llegada

La tubería de llegada que conducirá el agua desde el pozo húmedo ubicado cerca del "Rio Ventura" hasta el tanque de almacenamiento será de 150 mm PVC SDR-26, que previo a su entrada es convertida mediante un adaptador a tubería de Ho.Go de igual diámetro para proporcionarle mayor resistencia en su recorrido.

5.12.1.2 Tubería de salida

Se propone utilizar como tubería de salida una tubería PVC de 150 mm SDR-26, provisto con válvula de pase del mismo diámetro la cual transportará el agua hacia la comunidad.

5.12.1.3 Tubería de limpieza

Para la limpieza del tanque de 336 m³, se propone utilizar una tubería de HF de 150 mm de diámetro que se instale en la parte inferior del tanque.

5.12.1.4 Tubería de rebose

La tubería de rebose del tanque será de PVC 150 mm ubicado a 7.1 m de la parte inferior del tanque para liberar el excedente de agua que entre en el tanque.

5.13 Golpe de ariete

La tubería será analizada a través del golpe de ariete para determinar la sobre presión en el punto más crítico de la línea de conducción el cual corresponde al nodo 153, con una elevación de 61 msnm para poder asignarle la cédula de tubería apropiada⁴³.

Los datos para el cálculo de la sobrepresión son:

Longitud de tubería: 2,930.00 m.

Nivel de rebose del tanque: 137.00 m.

Nivel de la bomba: 61.00 m.

Las pérdidas totales analizadas se muestran en el anexo⁴⁴ y los resultados obtenidos son:

Pérdidas totales (hfs+hfd) para tubería de 4": 128.54 m.

Pérdidas totales (hfs+hfd) para tubería de 6": 83.40 m

Pérdidas totales (hfs+hfd) para tubería de 8": 77.85 m.

Elasticidad del agua E_a : 20,670.00 Kg/cm²

Elasticidad del material PVC: 11,240.00 Kg/cm²

Presión máxima de trabajo, PVC SDR-26: 160.00 psi

El caudal de diseño de la línea de conducción será el de consumo de máximo día para el final del periodo.

$Q_d = 11.37 \text{ lps} = 0.01137 \text{ m}^3/\text{s}$. La velocidad se determina por:

$$V = Q/A$$

⁴³ Véase en el Capítulo 3.11.1 Golpe de Ariete

⁴⁴ Ver Anexo G Cálculo, G.3. Cálculo del golpe de ariete para diferentes diámetros.

Donde:

Q: m³/s y A: m²

Tabla No. 39 Diámetro y velocidad de flujo en la sobrepresión⁴⁵.

Diámetro	Velc. de flujo	Espesor de tubería PVC SDR-26	Sobrepresión
Φ4"	V = 1.40 m/s	e = 0.465 cm	Hga = 31.63 m
Φ6"	V = 0.62 m/s	e = 0.687 cm	Hga = 13.91 m
Φ8"	V = 0.35 m/s	e = 0.894 cm	Hga = 7.76 m

Fuente: Elaboración propia.

Se observa que la tubería de Ø 8" presenta la menor presión que en los diámetros de 6" y 4". Sin embargo, esta tubería no cumple con el criterio de velocidad la cual debe ser mayor a 0.4 m/s en la línea de conducción. Se analizará económicamente las tuberías propuestas para determinar cuál es la más viable⁴⁶.

Tabla No.40 Carga normal de operación, presión máxima y presión de trabajo de las tuberías.

Carga normal de operación		Presión máxima	Presión de trabajo	
CNO		$P_{max} = CNO + 0.20 \cdot hga$	Tubería	Tubería
Diámetro Tubería			SDR 26	SDR 17
Ø 4"	CNO = 128.54 m	$P_{max} \text{ Ø } 4" = 134.87 \text{ m}$	112 mts	175 mts
Ø 6"	CNO = 83.4 m	$P_{max} \text{ Ø } 6" = 86.18 \text{ m}$		
Ø 8"	CNO = 77.85 m	$P_{max} \text{ Ø } 8" = 79.40 \text{ m}$		

Fuente: Elaboración propia.

⁴⁵ Especificaciones tubería PVC ASTM D 2241, Durman FT tubería tipo SDR.

⁴⁶ Véase Capítulo 4.15. Análisis económico de la línea de conducción

La tubería de PVC 150 mm SDR-26 soporta 160.00 psi de presión equivalente a 112 m.c.a. la cual satisface la presión máxima requerida, por lo tanto, se concluye que el diseño propuesto cumple con los requerimientos técnicos.

5.14 Análisis económico de la línea de conducción

5.14.1 Selección del diámetro económico

La expresión a utilizar es la expresión de Bresse, que se expresa como:

$$DE = 0.9 * \frac{(Qb/1000)^{0.45}}{0.0254}$$

Donde:

D: Diámetro en (pulg.), Q: Caudal de bombeo (lps)

$$DE = 0.9 * \frac{(12.04/1000)^{0.45}}{0.0254}$$

$$D=0.9*(5.25) = D= 4.72 \text{ pulg.}$$

De acuerdo con los resultados obtenidos y con el propósito de obtener el diseño más económico, se procedió a efectuar un análisis técnico económico para la longitud de la línea de conducción que va desde el pozo húmedo hasta el tanque de almacenamiento que será 336 m.³; para lo cual se determinaron los costos de inversión y los costos de operación para las tuberías de 100 mm, 150 mm, 200 mm SDR-26.

5.14.1.1 Costos de inversión y costo anual equivalente de inversión

A continuación, se presentan los costos de inversión anual obtenidos para cada uno de los diámetros propuestos, así como el costo anual equivalente de inversión.

- Cálculo del costo de inversión (CI) y del costo anual equivalente de inversión (CAEI)

$$\text{Velocidad} = \frac{4*Q}{3.1416*\phi^2}$$

$$\text{Recuperación de capital (CRF)} = \frac{i*((1+i)^n)}{((1+i)^n)-1}$$

Costo de inversión (CI) = costo unitario * cantidad de tubos

Costo anual equivalente de inversión (CAEI) = CI * CRF

n= 15 Años, i= Tasa de interés para proyectos sociales 8%

Tabla No 41 Cálculo del costo de inversión (CI) y del costo anual equivalente de inversión (CAEI).

Diam. (mm)	SDR	Velc. (m/s)	Longitud. (m.)	Cantidad tubos (unidad)	Costo unitario (C\$)	Costo inversión (C\$)	Recuperación de capital	C.A.E.I.
100	26	1.4	2930	510	1587	809370	0.117	94696.29
150	26	0.62	2930	510	547	1808970	0.117	211649.49
200	26	0.5	2930	510	7588	3869880	0.117	211649.49
	Diámetro con costo anual equivalente de inversión más bajo							

Fuente: Elaboración propia

Diam.: Diámetro (mm),

C.A.E.I.: Costo anual equivalente de inversión.

De acuerdo a los diámetros comerciales a utilizar y el caudal a transportar por cada una de las tuberías evaluadas de la línea de conducción por bombeo, se procedió a revisar la velocidad, la cual debe estar entre 0.4 y 2 m/s de acuerdo a las normas de INAA, en la tabla anterior se muestran las velocidades de cada una de las tuberías evaluadas para este diseño donde solamente la de tubería de 8" está por debajo de la permitida por la norma.

5.14.1.2 Costos de operación

El costo de operación está representado por el consumo de energía eléctrica, el cual depende de la potencia al freno del equipo de bombeo. En el cuadro siguiente se presenta un resumen de las principales características de los equipos de bombeo.

- Cálculo del costo anual de energía

$$\text{Potencia hidráulica} = (Q * \text{CTD}) / (3960 * E)$$

$$\text{Potencia al freno} = \text{potencia hidráulica} / E$$

$$\text{Factor de conversión de Hp a KW} = 0.7457$$

$$\text{Costo anual de energía (CAE)} = (\text{KW} * \text{C\$ KW/h} * \text{Tb} * 365)$$

C\$ KW/h = Es el costo de Kwh. de consumo, según ENEL es de C\$ 7.28

Tb = Es el tiempo de bombeo durante el día en este caso es de 16 horas

E= Eficiencia es de 80%

Tabla No.42 Calculo del costo anual de energía. C.A.E.

Diámetro		CTD		Efi.	Q	Potencia hidráulica	Potencia al freno			C.A.E.
(mm).	SDR	Mts	Pie	%	l/s	HP	HP	HP Comercial	KW	C\$
100	26	128.54	421.6	80	11.07	23.7	29.6	30	22.4	951,107.5
150	26	83.4	273.6	80	11.07	15.4	19.2	20	14.9	634,071.7
200	26	77.85	255.3	80	11.07	14.4	18.0	20	14.9	634,071.7
	Diámetro con costo anual de energía más bajo									

Fuente: Elaboración propia

Efi.: Eficiencia,

Q.: Caudal,

C.A.E.: Costo anual de energía.

5.14.1.3 Costo anual equivalente total (CAET) (Inversiones y operación)

El costo anual equivalente para cada uno de los diámetros en estudio es:

$$\text{CAET} = \text{CAEI} + \text{CAE}$$

Donde:

CAEI= Costo anual equivalente de inversión

CAE= Costo anual de energía

Tabla No 43 Costo anual equivalente total (C.A.E.T.) (inversiones y operación)

Diámetro		CAEI	CAE	CAET
mm	SDR	C\$	C\$	C\$
100	26	94,696.29	951,107.54	1,045,803.83
150	26	211,649.49	634,071.69	845,721.18
200	26	452,775.96	634,071.69	1,086,847.65
	Diámetro con el costo anual equivalente más bajo			

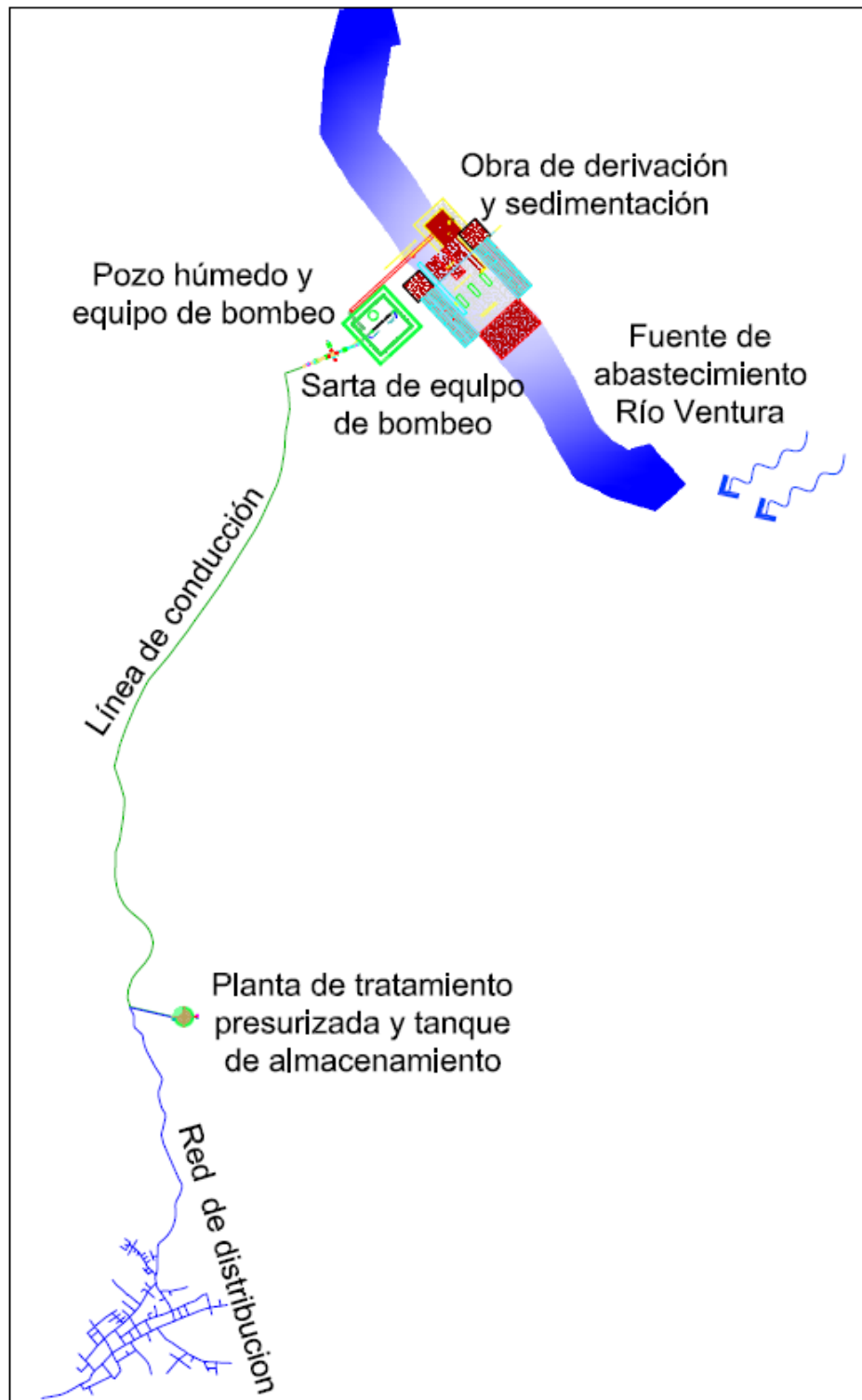
Fuente: Elaboración propia.

De la comparación de los costos de inversión inicial de las diferentes alternativas, se observa que la opción que considera el diseño de la tubería de conducción de 150 mm (SDR-26) de diámetro es la más viable económicamente, la cual como se presenta en el “capítulo IV.14 Golpe de Ariete” cumple satisfactoriamente con la sobre presión y es la que se recomienda en el presente diseño.

5.15 Diseño general del sistema de abastecimiento

La configuración del Diseño de Sistema de Abastecimiento de Agua de la comunidad en mención es de la forma fuente – obra de sedimentación y derivación – pozo húmedo – equipo de bombeo – línea de conducción – planta de tratamiento - tanque – Red de distribución, la que permitirá tener un mejor control sobre la operatividad propia del sistema.

Fig. 29 Diseño general del sistema de abastecimiento.



Fuente: propia.

5.15.1 Fuente de abastecimiento

La fuente de abastecimiento propuesta es el Río "Ventura", el cual se localiza a 5 Km. de la comunidad en dirección norte. El FISE (Fondo de Inversión Social de Emergencia), El ANA (Autoridad Nacional del Agua) y la Alcaldía de San Carlos para el año 2014 realizó un estudio y diagnóstico de la problemática del agua en la comunidad Los Chiles en el análisis se le practicó un aforo para conocer la cantidad de agua disponible al río el cual ascendió a de 0.50 m³/s (500 l/s), este caudal de explotación es suficiente para cubrir el consumo máximo día de la comunidad la cual representa un consumo máximo día de 11.37 l/s al año 2040.

El sistema de tratamiento comprende una obra de derivación y sedimentación para reducir considerablemente el grado de turbidez que presente el agua proveniente del río, para reducir el grado de hierro se utilizará cloro con una bomba dosificadora, luego para reducir más la turbidez se hará uso de sulfato de aluminio como coagulante, este será combinado en el mezclador estático centrifugo para homogenizar las partículas y hacer que formen brumos de mayor tamaño que luego serán retenidos en los filtros sedimentadores y filtros multimedia, para finalmente volver a aplicar cloro, instalando un equipo dosificador de solución de hipoclorito de sodio, siendo el punto de aplicación de este tratamiento, la línea de conducción hacia el tanque de almacenamiento después de la planta de tratamiento presurizada antes del tanque de almacenamiento, que pueda presentar las mejores condiciones en cuanto a presión para su funcionamiento, mediante un sistema de dosificador ajustable de alta presión.

Se requiere la instalación de un equipo de bombeo, que tenga la capacidad para suplir la demanda de agua de los primeros 10 años del periodo de Diseño (2020) considerando la vida útil de dicho equipo; una vez concluido el periodo el año 2030, se requiere la instalación de un nuevo equipo de bombeo que debe tener la capacidad para suplir la demanda del periodo de diseño final del proyecto (2040).

5.15.2 Características de los equipos de bombeo

Las características de los equipos de bombeo seleccionados se presentan en el anexo B datos de catálogos de la bomba, así como sus curvas características.

5.15.3 Red de distribución

La red de distribución nueva total analizada para el proyecto del sistema de distribución asciende a 15,311 metros, conforme se presenta a continuación:

Tabla N° 44 Longitud total y diámetro de la tubería propuesta.

<i>Diámetro</i>	<i>Material</i>	<i>Longitud</i>
(mm)		(m)
200	PVC SDR 26	2,595
150	PVC SDR 26	538
100	PVC SDR 26	1,452
75	PVC SDR 26	284
50	PVC SDR 26	8,815
38	PVC SDR 26	1,628
Total		15,311

Fuente: Elaboración propia.

El agua será conducida directamente a la red de distribución, a partir del tanque de almacenamiento, por tanto se ha diseñado con capacidad de distribuir el consumo de máxima hora. La red de distribución está constituida por tubería de PVC de 200 mm hasta 38 mm.

5.16 Costo estimado del proyecto

5.16.1 Costo de inversión

En el Anexo D Costo de Inversión, se presentan los costos estimados para el proyecto, estos ascienden a C\$ 24, 910,359.43 (VEINTE Y CUATRO MILLONES NOVECIENTOS DIEZ MIL TRESCEINTOS CINCUENTA Y NUEVE CORDOBAS CON 43/100), equivalente a US \$ 711,724.56 dólares americanos, teniendo una inversión por vivienda de \$ 526.86 US/vivienda y costo per cápita de \$133.38 U.S./habitante al final del periodo de diseño.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

- Para el estudio socioeconómico de la población en la comunidad Los Chiles se analizó la encuesta realizada por la alcaldía de San Carlos en conjunto con el FISE, comparándola con el censo nacional realizado en el año 1995 – 2005 del Instituto Nacional de Información de Desarrollo (INIDE) proyectando su población al año 2020.
- Para valorar la encuesta realizada, se realizaron visitas a casa para conocer de manera personal la problemática de abasteciendo de agua en los hogares.
- Para estudiar el levantamiento topográfico proporcionado por la alcaldía de San Carlos, se realizó un recorrido por la comunidad en los puntos de interés: fuente de abastecimiento Rio Ventura, cerro donde propone la ubicación del tanque y comunidad Los Chiles, visualizando los mojones geodésicos y Banco Maestros (BM) establecidos en el levantamiento realizado.
- El análisis Físico Químico Bacteriológico de la muestra de agua de la fuente de abastamiento (Rio Ventura) en periodo de invierno refleja alto contenido de turbidez, presencia de hierro y desarrollo bacteriológico de coliformes totales y termotolerantes.
- Debido a que la fuente propuesta es característica superficial, se propone construir una obra de derivación y sedimentación para reducir la presencia de turbidez a la entrada a la obra de captación garantizando suficiente agua para abastecer la demanda necesaria del vital líquido.

- Para garantizar la calidad de agua a servir se diseñó una planta de tratamiento presurizada la cual eliminara el exceso de turbidez, hierro y presencia de coliformes con los diferentes procesos de tratamiento.
- La demanda de agua en la condición de máximo día es de 8.88 l/s y 11.37 l/s para los primeros 10 años y para el final del diseño respectivamente, lo cual es inferior al caudal que presenta la fuente propuesta, por lo tanto, es apta para el sistema de abastecimiento propuesto en cuanto a cantidad.
- La línea de conducción tendrá una longitud de 2,930 m. de 150 mm en material PVC SDR-26, teniendo la suficiente capacidad hidráulica para conducir el consumo de máximo día al final del periodo de diseño y soportar la sobrecarga del fenómeno transitorio conocido como golpe de ariete. Cumpliendo satisfactoriamente con las normas establecidas por el INAA.
- La red de distribución bajo la condición de consumo de máxima hora, tiene una velocidad promedio de 0.28 m/s, estando en su mayoría dentro del rango velocidades según las normas del INAA, a excepción de los tramos de tuberías No. 5, 7, 20, 107, 115, 62, entre otras, en donde las velocidades son menores a 0.4 m/s. En ninguno de los nodos las presiones son negativas bajo esta condición, el nodo N° 1 es la más baja con 18.49 m y el nodo N° 75 presenta la mayor presión con 44.76 m, siendo el promedio de 33.95 m, cumpliendo con las presiones establecidas en las normas del INAA.
- La red de distribución bajo la condición sin consumo, presenta presiones promedias de 47.09 m, obteniendo la presión máxima de 58.01 m en el nodo 91, la tubería en este nodo es de material PVC 38 mm SDR-26 la cual soporta una presión de trabajo de 112 m y la menor presión en el nodo 64 con 33.01 m, y es apta para este diseño en base a las normas del INAA,

➤ Los costos del sistema de abastecimiento de agua alcanzan un total de C\$ 24,910,359.43 (VEINTE Y CUATRO MILLONES NOVECIENTOS DIEZ MIL TRECIENTOS CINCUENTA Y NUEVE CORDOBAS CON 43/100), equivalente a US \$ 711,724.56 dólares americanos, teniendo una inversión por vivienda de \$ 526.86 US/vivienda y costo per cápita de \$133.38 U.S./habitante al final del periodo de diseño.

Recomendaciones

- Limpiar y desinfectar periódicamente los depósitos de almacenamiento con la finalidad de mantener las condiciones sanitarias.
- Realizar anualmente pruebas físico-químicas y bacteriológicas a la fuente de abastecimiento para garantizar que el agua de la fuente está dentro de los parámetros del CAPRE.
- Para reducir los riesgos de contaminación de la fuente es necesario garantizar la construcción de la obra de protección y derivación para luego dar un tratamiento adecuado con hipoclorito de sodio al agua que se suministrara a la población.
- Sensibilizar a la población sobre el uso racional del agua, debido a que los consumos son excesivos por derroches con el riego de patios y bebederos de animales.
- Para no aumentar los costos de inversión hay que organizar y sensibilizar a la población para que aporte la mano de obra no calificada en las actividades de excavación, relleno y compactación.
- Paralelo a la ejecución del proyecto, es necesario realizar un plan de promoción y capacitación a la población beneficiada, en temas de educación sanitaria, para mejorar los hábitos, conocimientos y condiciones de la población.
- Promover en la población la organización de los Comité de Agua Potable y Saneamiento (CAPS) que contribuyan a la ejecución y dirección del proyecto en las comunidades beneficiadas.

Bibliografía.

- Análisis Sectorial de Agua Potable y Saneamiento en Nicaragua, OPS-OMS Nicaragua, Programa de desarrollo sostenible y Salud Ambiental. Noviembre – 2004.
- Documento San Carlos en Cifras elaborado por el Instituto Nacional de Información y Desarrollo (INIDE) Marzo, 2008, utilizando información de encuestas realizadas en el año 2005.
- Línea de Base del Proyecto: “19818 Agua y Saneamiento Comunidad Los Chiles”. Municipio de San Carlos, Departamento: Río San Juan, López Ortega y Nelson, FSI Proyecto 19818, mayo 2017.
- Manual de Hidráulica. Acevedo Netto, Guillermo Acosta. Editorial Harla. 1976.
- Manual del Usuario. EPANET 2.0 (Enero, 2,001).
- Manual del laboratorio de hidráulica #4 de Hidráulica II, “Flujo sobre un vertedero de Cresta Ancha” del Departamento de Hidráulica de la Facultad de Tecnología de la Construcción, Universidad nacional de Ingeniería.
- Normas Técnicas para el Diseño y Potabilización del Agua (NTON 09003-99), Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados, Managua INAA - Ente Regulador, 2001.
- Norma Regional CAPRE, Normas de Calidad del Agua para Consumo Humano, Primera Edición: septiembre de 1993. Revisado en marzo de 1994.
- Problemática del abastecimiento de agua en la comunidad Los Chiles, municipio de San Carlos, Río San Juan. Robleto Molina Jamil Antonio, Msc Hidrólogo – ANA. Febrero 2014.
- Programa de desarrollo sostenible y Salud Ambiental. OMS Nicaragua, Noviembre 2004.
- Teoría del golpe de ariete y sus aplicaciones en la ingeniería hidráulica, Uriel Mancebo del Castillo. Primera edición, editorial LIMUSA, S. A. México 1987.

Anexos

A. Análisis hidráulico

A.1 Análisis hidráulico de los nodos de la red de distribución. Condición: sin consumo.

Tabla No 1

RESULTADO DE DISEÑO HIDRAULICO					
CONDICION SIN CONSUMO					
Estado de los Nudos de la Red					
	Cota	Demanda Base	Demanda	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	LPS	m	m
1	102	0.114853	0	138.01	36.01
2	95	0.159095	0	138.01	43.01
3	94	0.033271	0	138.01	44.01
4	94	0.075408	0	138.01	44.01
5	89	0.024662	0	138.01	49.01
6	92	0.069958	0	138.01	46.01
7	92	0.065777	0	138.01	46.01
8	91.5	0.039324	0	138.01	46.51
9	90	0.054430	0	138.01	48.01
10	87.5	0.092361	0	138.01	50.51
11	91.5	0.070677	0	138.01	46.51
12	91.5	0.088454	0	138.01	46.51
13	88	0.091041	0	138.01	50.01
14	88	0.042718	0	138.01	50.01
15	89.5	0.079648	0	138.01	48.51
16	90.5	0.055432	0	138.01	47.51
17	95.8	0.068368	0	138.01	42.21
18	95.5	0.046306	0	138.01	42.51
19	98	0.017409	0	138.01	40.01
20	97	0.074612	0	138.01	41.01
21	101	0.028406	0	138.01	37.01
22	94.5	0.055260	0	138.01	43.51

RESULTADO DE DISEÑO HIDRAULICO					
CONDICION SIN CONSUMO					
Estado de los Nudos de la Red					
	Cota	Demanda Base	Demanda	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	LPS	m	m
23	93.2	0.075393	0	138.01	44.81
24	91.5	0.133555	0	138.01	46.51
25	92.5	0.067679	0	138.01	45.51
26	97.5	0.070752	0	138.01	40.51
27	101	0.041392	0	138.01	37.01
28	93.5	0.043150	0	138.01	44.51
29	93.6	0.084556	0	138.01	44.41
30	97	0.022913	0	138.01	41.01
31	89	0.091807	0	138.01	49.01
32	88	0.016915	0	138.01	50.01
33	86.5	0.014881	0	138.01	51.51
34	87	0.068047	0	138.01	51.01
35	89	0.025640	0	138.01	49.01
36	88.3	0.014173	0	138.01	49.71
37	88.2	0.054797	0	138.01	49.81
38	88.2	0.017485	0	138.01	49.81
39	89.5	0.065703	0	138.01	48.51
40	90	0.092962	0	138.01	48.01
41	91.5	0.079505	0	138.01	46.51
42	88.5	0.082654	0	138.01	49.51
43	89	0.054365	0	138.01	49.01
44	86.5	0.056390	0	138.01	51.51
45	88	0.072930	0	138.01	50.01
46	88	0.013049	0	138.01	50.01
47	86.5	0.092442	0	138.01	51.51
48	86.5	0.012497	0	138.01	51.51

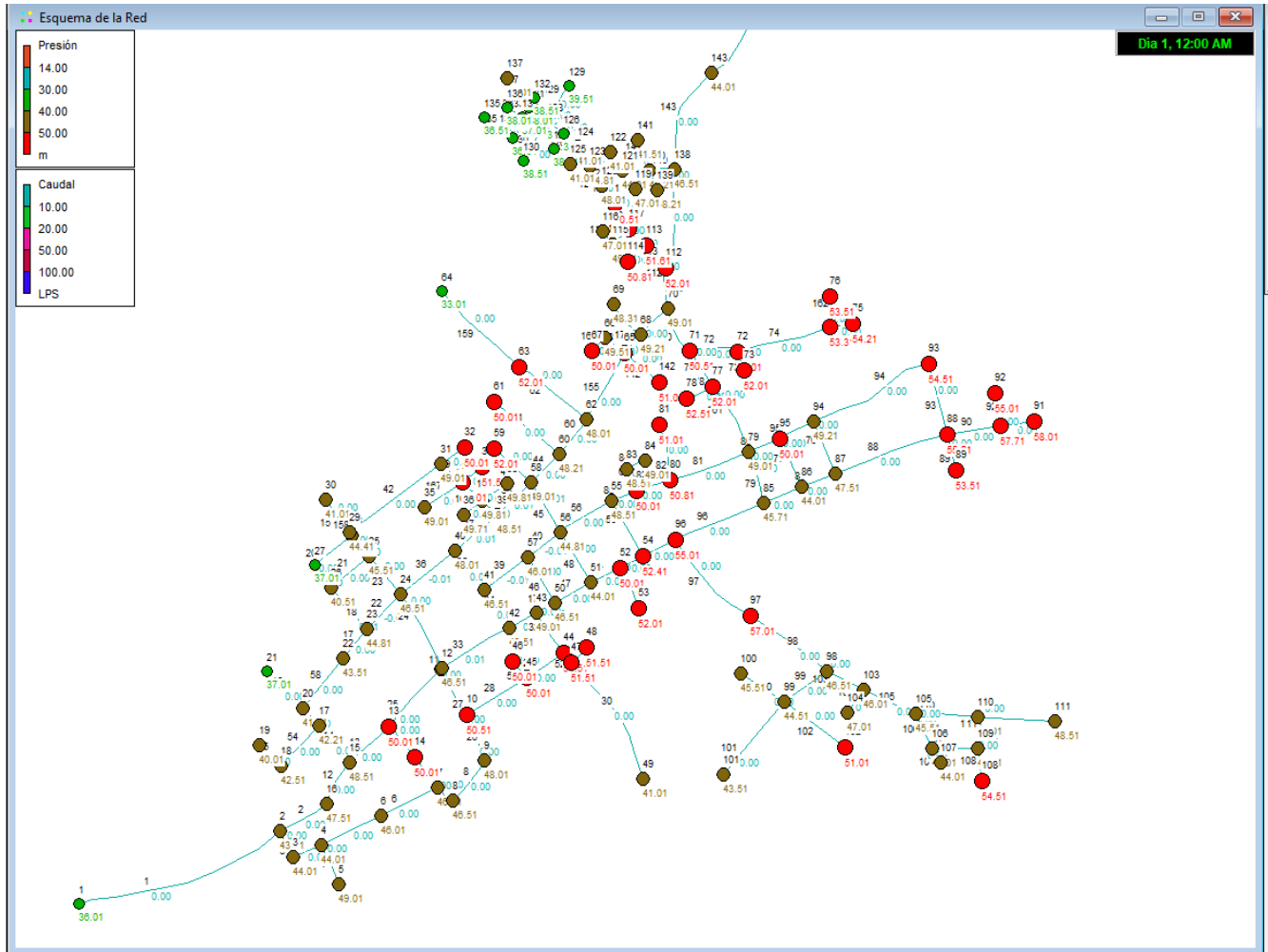
RESULTADO DE DISEÑO HIDRAULICO					
CONDICION SIN CONSUMO					
Estado de los Nudos de la Red					
	Cota	Demanda Base	Demanda	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	LPS	m	m
49	97	0.075480	0	138.01	41.01
50	91.5	0.061853	0	138.01	46.51
51	94	0.071325	0	138.01	44.01
52	88	0.055652	0	138.01	50.01
53	86	0.025385	0	138.01	52.01
54	85.6	0.066834	0	138.01	52.41
55	89.5	0.080072	0	138.01	48.51
56	93.2	0.115645	0	138.01	44.81
57	92	0.078931	0	138.01	46.01
58	89	0.077170	0	138.01	49.01
59	86	0.027827	0	138.01	52.01
60	89.8	0.089742	0	138.01	48.21
61	88	0.045521	0	138.01	50.01
62	90	0.109186	0	138.01	48.01
63	86	0.102651	0	138.01	52.01
64	105	0.058250	0	138.01	33.01
65	88	0.091439	0	138.01	50.01
66	88.5	0.024270	0	138.01	49.51
67	88	0.011300	0	138.01	50.01
68	88.8	0.056240	0	138.01	49.21
69	89.7	0.023572	0	138.01	48.31
70	89	0.068638	0	138.01	49.01
71	87.5	0.076288	0	138.01	50.51
72	87	0.088575	0	138.01	51.01
73	86	0.012105	0	138.01	52.01
74	84.7	0.080490	0	138.01	53.31

RESULTADO DE DISEÑO HIDRAULICO					
CONDICION SIN CONSUMO					
Estado de los Nudos de la Red					
	Cota	Demanda Base	Demanda	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	LPS	m	m
75	83.8	0.014238	0	138.01	54.21
76	84.5	0.017978	0	138.01	53.51
77	86	0.078361	0	138.01	52.01
78	85.5	0.017090	0	138.01	52.51
79	89	0.130173	0	138.01	49.01
80	87.2	0.093234	0	138.01	50.81
81	87	0.031264	0	138.01	51.01
82	88	0.046970	0	138.01	50.01
83	89.5	0.024770	0	138.01	48.51
84	89	0.012157	0	138.01	49.01
85	92.3	0.101748	0	138.01	45.71
86	94	0.069931	0	138.01	44.01
87	90.5	0.111741	0	138.01	47.51
88	82.8	0.149764	0	138.01	55.21
89	84.5	0.021559	0	138.01	53.51
90	80.3	0.065516	0	138.01	57.71
91	80	0.019648	0	138.01	58.01
92	83	0.019237	0	138.01	55.01
93	83.5	0.108313	0	138.01	54.51
94	88.8	0.119296	0	138.01	49.21
95	88	0.067043	0	138.01	50.01
96	83	0.130338	0	138.01	55.01
97	81	0.108491	0	138.01	57.01
98	91.5	0.100155	0	138.01	46.51
99	93.5	0.145478	0	138.01	44.51
100	92.5	0.029184	0	138.01	45.51

RESULTADO DE DISEÑO HIDRAULICO					
CONDICION SIN CONSUMO					
Estado de los Nudos de la Red					
	Cota	Demanda Base	Demanda	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	LPS	m	m
101	94.5	0.050806	0	138.01	43.51
102	87	0.041619	0	138.01	51.01
103	92	0.068117	0	138.01	46.01
104	91	0.016495	0	138.01	47.01
105	92.5	0.084580	0	138.01	45.51
106	93	0.054108	0	138.01	45.01
107	94	0.010463	0	138.01	44.01
108	83.5	0.019111	0	138.01	54.51
109	88.5	0.058994	0	138.01	49.51
110	89	0.090597	0	138.01	49.01
111	89.5	0.042044	0	138.01	48.51
112	86	0.091409	0	138.01	52.01
113	86.4	0.042795	0	138.01	51.61
114	87.2	0.026779	0	138.01	50.81
115	89	0.034288	0	138.01	49.01
116	91	0.010528	0	138.01	47.01
117	87	0.041435	0	138.01	51.01
118	87.5	0.042654	0	138.01	50.51
119	91	0.015163	0	138.01	47.01
120	90	0.039089	0	138.01	48.01
121	94	0.015365	0	138.01	44.01
122	97	0.015371	0	138.01	41.01
123	93.2	0.038993	0	138.01	44.81
124	97	0.033779	0	138.01	41.01
125	97	0.011735	0	138.01	41.01
126	99.5	0.032254	0	138.01	38.51

RESULTADO DE DISEÑO HIDRAULICO					
CONDICION SIN CONSUMO					
Estado de los Nudos de la Red					
	Cota	Demanda Base	Demanda	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	LPS	m	m
127	99.4	0.011355	0	138.01	38.61
128	101	0.070652	0	138.01	37.01
129	98.5	0.023515	0	138.01	39.51
130	99.5	0.026016	0	138.01	38.51
131	100	0.025906	0	138.01	38.01
132	99.5	0.025064	0	138.01	38.51
133	101	0.029368	0	138.01	37.01
134	102	0.031794	0	138.01	36.01
135	101.5	0.020027	0	138.01	36.51
136	100	0.011431	0	138.01	38.01
137	98	0.019360	0	138.01	40.01
138	91.5	0.124864	0	138.01	46.51
139	89.8	0.012822	0	138.01	48.21
140	92.8	0.043300	0	138.01	45.21
141	96.5	0.018918	0	138.01	41.51
142	87	0.025630	0	138.01	51.01
143	94	0.058951	0	138.01	44.01
Promedio					47.09
Presión Mínima Condición Sin Consumo					33.01
Presión Máxima Condición Sin Consumo					58.01

A1.1 Diagrama del análisis hidráulico de la red de distribución. Condición: sin consumo.



A.2 Análisis hidráulico de los nodos de la red de distribución.
 Condición: consumo máximo día más caudal contra incendio.

Tabla No 2

RESULTADO DE DISEÑO HIDRAULICO					
CONDICION CONSUMO MAXIMO DIA MAS INCENDIO					
Estado de los Nudos de la Red					
	Cota	Demanda Base	Demanda	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	LPS	m	m
1	102	0.114853	0.17	116.06	14.06
2	95	0.159095	0.24	116.14	21.14
3	94	0.033271	0.05	116.14	22.14
4	94	0.075408	0.11	116.15	22.15
5	89	0.024662	0.04	116.15	27.15
6	92	0.069958	0.1	116.22	24.22
7	92	0.065777	0.1	116.33	24.33
8	91.5	0.039324	0.06	116.36	24.86
9	90	0.054430	0.08	116.47	26.47
10	87.5	0.092361	0.14	116.61	29.11
11	91.5	0.070677	0.11	116.68	25.18
12	91.5	0.088454	0.13	116.68	25.18
13	88	0.091041	0.14	116.36	28.36
14	88	0.042718	0.06	116.34	28.34
15	89.5	0.079648	0.12	116.3	26.8
16	90.5	0.055432	0.08	116.21	25.71
17	95.8	0.068368	0.1	116.34	20.54
18	95.5	0.046306	0.07	116.33	20.83
19	98	0.017409	0.03	116.33	18.33
20	97	0.074612	0.11	116.34	19.34
21	101	0.028406	0.04	116.34	15.34
22	94.5	0.055260	0.08	116.59	22.09

RESULTADO DE DISEÑO HIDRAULICO					
CONDICION CONSUMO MAXIMO DIA MAS INCENDIO					
Estado de los Nudos de la Red					
	Cota	Demanda Base	Demanda	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	LPS	m	m
23	93.2	0.075393	0.11	116.78	23.58
24	91.5	0.133555	0.2	116.9	25.4
25	92.5	0.067679	0.1	116.88	24.38
26	97.5	0.070752	0.11	116.85	19.35
27	101	0.041392	0.06	116.86	15.86
28	93.5	0.043150	0.06	116.91	23.41
29	93.6	0.084556	0.13	116.92	23.32
30	97	0.022913	0.03	116.92	19.92
31	89	0.091807	0.14	117.45	28.45
32	88	0.016915	0.03	117.45	29.45
33	86.5	0.014881	0.02	117.65	31.15
34	87	0.068047	0.1	117.66	30.66
35	89	0.025640	0.04	117.65	28.65
36	88.3	0.014173	0.02	117.92	29.62
37	88.2	0.054797	0.08	117.92	29.72
38	88.2	0.017485	0.03	117.92	29.72
39	89.5	0.065703	0.1	118.18	28.68
40	90	0.092962	0.14	118.07	28.07
41	91.5	0.079505	0.12	117.44	25.94
42	88.5	0.082654	0.12	117.12	28.62
43	89	0.054365	0.08	117.12	28.12
44	86.5	0.056390	0.08	116.79	30.29
45	88	0.072930	0.11	116.7	28.7
46	88	0.013049	0.02	116.7	28.7
47	86.5	0.092442	0.14	116.78	30.28
48	86.5	0.012497	0.02	116.78	30.28

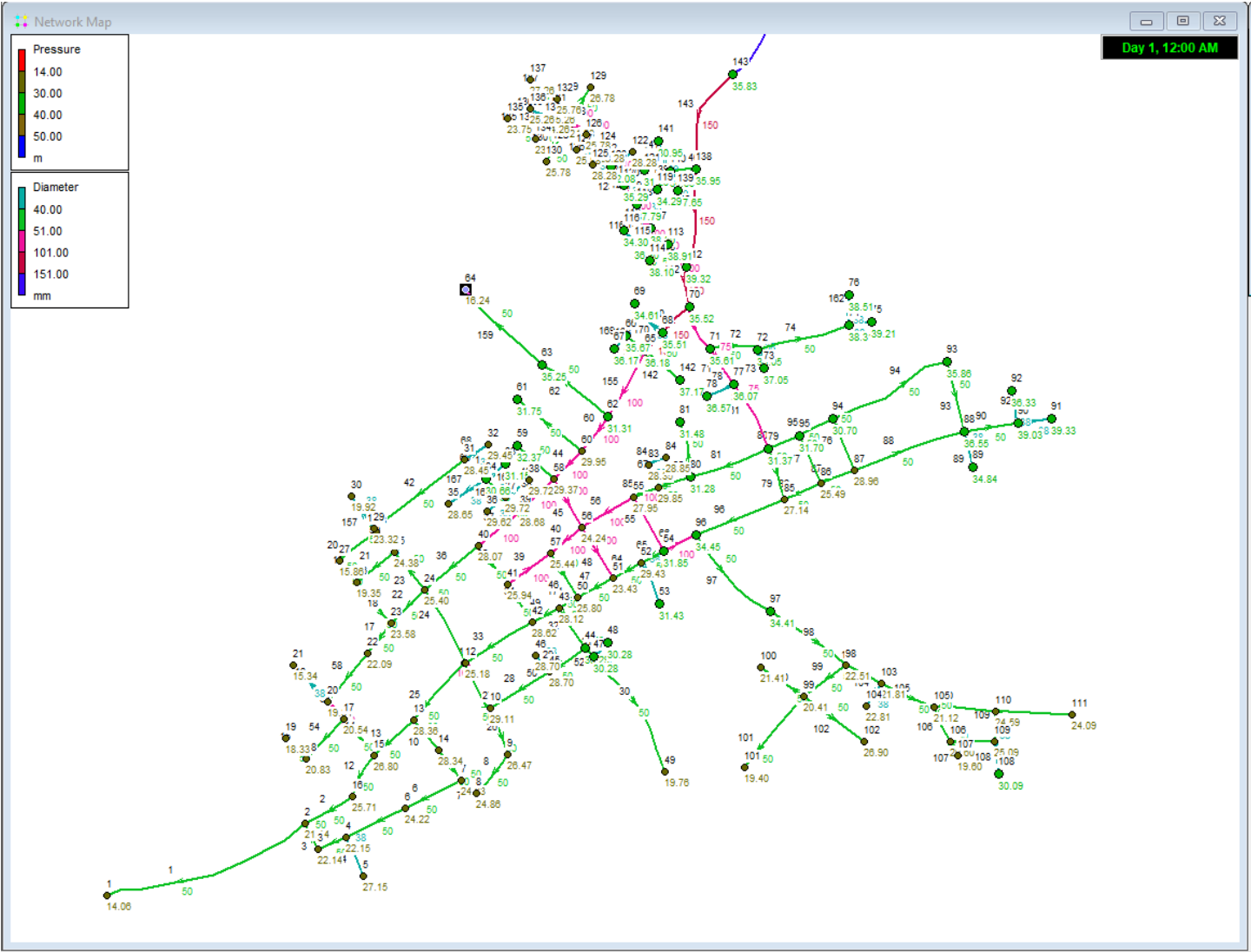
RESULTADO DE DISEÑO HIDRAULICO					
CONDICION CONSUMO MAXIMO DIA MAS INCENDIO					
Estado de los Nudos de la Red					
	Cota	Demanda Base	Demanda	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	LPS	m	m
49	97	0.075480	0.11	116.76	19.76
50	91.5	0.061853	0.09	117.3	25.8
51	94	0.071325	0.11	117.43	23.43
52	88	0.055652	0.08	117.43	29.43
53	86	0.025385	0.04	117.43	31.43
54	85.6	0.066834	0.1	117.45	31.85
55	89.5	0.080072	0.12	117.45	27.95
56	93.2	0.115645	7.67	117.44	24.24
57	92	0.078931	0.12	117.44	25.44
58	89	0.077170	0.12	118.37	29.37
59	86	0.027827	0.04	118.37	32.37
60	89.8	0.089742	0.13	119.75	29.95
61	88	0.045521	0.07	119.75	31.75
62	90	0.109186	0.16	121.31	31.31
63	86	0.102651	0.15	121.25	35.25
64	105	0.058250	0.09	121.24	16.24
65	88	0.091439	0.14	124.18	36.18
66	88.5	0.024270	0.04	124.17	35.67
67	88	0.011300	0.02	124.17	36.17
68	88.8	0.056240	0.08	124.31	35.51
69	89.7	0.023572	0.04	124.31	34.61
70	89	0.068638	7.6	124.52	35.52
71	87.5	0.076288	0.11	123.11	35.61
72	87	0.088575	0.13	123.05	36.05
73	86	0.012105	0.02	123.05	37.05
74	84.7	0.080490	0.12	123.01	38.31

RESULTADO DE DISEÑO HIDRAULICO					
CONDICION CONSUMO MAXIMO DIA MAS INCENDIO					
Estado de los Nudos de la Red					
	Cota	Demanda Base	Demanda	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	LPS	m	m
75	83.8	0.014238	0.02	123.01	39.21
76	84.5	0.017978	0.03	123.01	38.51
77	86	0.078361	0.12	122.07	36.07
78	85.5	0.017090	0.03	122.07	36.57
79	89	0.130173	0.2	120.37	31.37
80	87.2	0.093234	0.14	118.48	31.28
81	87	0.031264	0.05	118.48	31.48
82	88	0.046970	0.07	117.85	29.85
83	89.5	0.024770	0.04	117.85	28.35
84	89	0.012157	0.02	117.85	28.85
85	92.3	0.101748	0.15	119.44	27.14
86	94	0.069931	0.1	119.49	25.49
87	90.5	0.111741	0.17	119.46	28.96
88	82.8	0.149764	0.22	119.35	36.55
89	84.5	0.021559	0.03	119.34	34.84
90	80.3	0.065516	0.1	119.33	39.03
91	80	0.019648	0.03	119.33	39.33
92	83	0.019237	0.03	119.33	36.33
93	83.5	0.108313	0.16	119.36	35.86
94	88.8	0.119296	0.18	119.5	30.7
95	88	0.067043	0.1	119.7	31.7
96	83	0.130338	0.2	117.45	34.45
97	81	0.108491	0.16	115.41	34.41
98	91.5	0.100155	0.15	114.01	22.51
99	93.5	0.145478	0.22	113.91	20.41
100	92.5	0.029184	0.04	113.91	21.41

RESULTADO DE DISEÑO HIDRAULICO					
CONDICION CONSUMO MAXIMO DIA MAS INCENDIO					
Estado de los Nudos de la Red					
	Cota	Demanda Base	Demanda	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	LPS	m	m
101	94.5	0.050806	0.08	113.9	19.4
102	87	0.041619	0.06	113.9	26.9
103	92	0.068117	0.1	113.81	21.81
104	91	0.016495	0.02	113.81	22.81
105	92.5	0.084580	0.13	113.62	21.12
106	93	0.054108	0.08	113.6	20.6
107	94	0.010463	0.02	113.6	19.6
108	83.5	0.019111	0.03	113.59	30.09
109	88.5	0.058994	0.09	113.59	25.09
110	89	0.090597	0.14	113.59	24.59
111	89.5	0.042044	0.06	113.59	24.09
112	86	0.091409	0.14	125.32	39.32
113	86.4	0.042795	0.06	125.31	38.91
114	87.2	0.026779	0.04	125.3	38.1
115	89	0.034288	0.05	125.3	36.3
116	91	0.010528	0.02	125.3	34.3
117	87	0.041435	0.06	125.3	38.3
118	87.5	0.042654	0.06	125.29	37.79
119	91	0.015163	0.02	125.29	34.29
120	90	0.039089	0.06	125.29	35.29
121	94	0.015365	0.02	125.29	31.29
122	97	0.015371	0.02	125.28	28.28
123	93.2	0.038993	0.06	125.28	32.08
124	97	0.033779	0.05	125.28	28.28
125	97	0.011735	0.02	125.28	28.28
126	99.5	0.032254	0.05	125.28	25.78

RESULTADO DE DISEÑO HIDRAULICO					
CONDICION CONSUMO MAXIMO DIA MAS INCENDIO					
Estado de los Nudos de la Red					
	Cota	Demanda Base	Demanda	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	LPS	m	m
127	99.4	0.011355	0.02	125.28	25.88
128	101	0.070652	0.11	125.28	24.28
129	98.5	0.023515	0.04	125.28	26.78
130	99.5	0.026016	0.04	125.28	25.78
131	100	0.025906	0.04	125.26	25.26
132	99.5	0.025064	0.04	125.26	25.76
133	101	0.029368	0.04	125.26	24.26
134	102	0.031794	0.05	125.26	23.26
135	101.5	0.020027	0.03	125.25	23.75
136	100	0.011431	0.02	125.26	25.26
137	98	0.019360	0.03	125.26	27.26
138	91.5	0.124864	0.19	127.45	35.95
139	89.8	0.012822	0.02	127.45	37.65
140	92.8	0.043300	0.06	127.45	34.65
141	96.5	0.018918	0.03	127.45	30.95
142	87	0.025630	0.04	124.17	37.17
143	94	0.058951	0.09	129.83	35.83
Promedio					28.68
Presión Mínima consumo máximo día más incendio					14.06
Presión Máxima consumo máximo día más incendio					39.33

A 2.1 Diagrama del análisis hidráulico de la red de distribución. Condición:
Consumo máximo día más incendio.



A.2.2. Análisis hidráulico de la red de distribución. Condición: consumo máximo día más incendio

Tabla No 3

Estado de las Líneas de la Red						
ID Línea	Longitud M	Diámetro mm	Rugosidad	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérdida Unit. m/km
1	368.9	50	150	-0.17	0.09	0.23
2	93.87	50	150	-0.33	0.17	0.75
3	50.55	50	150	-0.08	0.04	0.06
4	74.49	38	150	0.04	0.03	0.05
5	113.61	50	150	-0.28	0.15	0.59
6	108.74	50	150	-0.39	0.2	1.05
7	35.01	50	150	-0.36	0.18	0.92
8	87.34	50	150	-0.42	0.21	1.21
9	64.95	50	150	-0.13	0.06	0.13
10	68.48	50	150	0.19	0.1	0.28
11	3.585	100	150	-1.05	0.13	0.23
12	81.06	50	150	-0.41	0.21	1.15
13	91.62	50	150	-0.29	0.15	0.61
14	81.3	50	150	-0.24	0.12	0.42
15	50.813	50	150	0.03	0.01	0.01
16	86.71	38	150	0.04	0.04	0.07
17	65.07	50	150	0.67	0.34	2.9
18	93.5	50	150	-0.32	0.17	0.75
19	47.38	50	150	-0.21	0.11	0.35
20	81.72	50	150	-0.28	0.14	0.55
21	84.06	50	150	-0.22	0.11	0.35
22	81.52	50	150	-0.46	0.24	1.45
23	83.85	50	150	-0.17	0.09	0.22
24	144.7	50	150	0.47	0.24	1.47

Estado de las Líneas de la Red						
	Longitud	Diámetro	Rugosidad	Caudal	Velocidad	Pérdida Unit.
ID Línea	M	mm		LPS	m/s	m/km
25	131.07	50	150	-0.62	0.31	2.46
26	84.32	50	150	-0.5	0.26	1.68
27	90.04	50	150	-0.33	0.17	0.77
28	121.12	50	150	-0.31	0.16	0.69
29	74.35	50	150	-0.44	0.22	1.31
30	240.374	50	150	-0.11	0.06	0.11
31	34.78	38	150	0.02	0.02	0.01
32	83.12	50	150	0.8	0.4	3.93
33	134.44	50	150	-0.72	0.37	3.26
34	77.363	50	150	-0.81	0.41	4.1
35	83.42	50	150	-1.13	0.58	7.54
36	119.88	50	150	-1.3	0.66	9.77
37	94.14	100	150	-2.57	0.33	1.18
38	79.27	100	150	-3.78	0.48	2.41
39	92.73	100	150	0.2	0.03	0.01
40	69.71	100	150	-0.39	0.05	0.04
41	46.5	50	150	0.98	0.5	5.77
42	195.1	50	150	-0.65	0.33	2.73
43	84.82	50	150	-0.04	0.02	0.02
44	68.95	100	150	-11.86	1.51	20.06
45	97.67	100	150	7.93	1.01	9.52
46	89.2	50	150	0.47	0.24	1.5
47	70.35	50	150	-0.53	0.27	1.83
48	101.37	100	150	0.57	0.07	0.07
49	51.99	50	150	-0.03	0.01	0.01
50	36.58	38	150	-0.02	0.02	0.02
51	77.55	50	150	0.12	0.06	0.12

Estado de las Líneas de la Red						
	Longitud	Diámetro	Rugosidad	Caudal	Velocidad	Pérdida Unit.
ID Línea	M	mm		LPS	m/s	m/km
52	20.59	50	150	0.27	0.14	0.53
53	52.04	50	150	-0.13	0.07	0.15
54	94.33	50	150	0.1	0.05	0.08
55	106.78	100	150	0.4	0.05	0.04
56	102.735	100	150	-0.7	0.09	0.11
57	41.53	100	150	-0.44	0.06	0.04
58	109.3	50	150	0.59	0.3	2.27
59	47	38	150	-0.15	0.13	0.68
60	75.4	100	150	-12.07	1.54	20.7
61	142.579	50	150	0.07	0.03	0.04
62	144.94	50	150	-0.24	0.12	0.43
63	76.85	38	150	0.04	0.03	0.05
64	55.09	50	150	-0.07	0.03	0.04
65	43.71	50	150	-0.19	0.1	0.27
66	61.66	100	150	0.11	0.01	0
67	41.17	50	150	0.06	0.03	0.03
68	49.2	38	150	-0.03	0.02	0.03
69	49.37	50	150	0.82	0.42	4.12
70	64.22	150	150	-12.82	0.73	3.21
71	73.03	75	150	4.62	1.05	14.19
72	86.022	50	150	0.32	0.16	0.73
73	33.5	38	150	0.02	0.02	0.01
74	163.6	50	150	0.17	0.09	0.22
75	40.46	38	150	0.02	0.02	0.02
76	95.87	50	150	0.23	0.12	0.4
77	90.43	50	150	0.61	0.31	2.42
78	49.77	38	150	0.03	0.02	0.03

Estado de las Líneas de la Red						
	Longitud	Diámetro	Rugosidad	Caudal	Velocidad	Pérdida Unit.
ID Línea	M	mm		LPS	m/s	m/km
79	91.57	50	150	1.33	0.68	10.16
80	58.36	50	150	1.42	0.72	11.46
81	142	50	150	-1.54	0.78	13.31
82	96.04	50	150	-0.05	0.02	0.02
83	60.29	50	150	-1.35	0.69	10.47
84	33.67	38	150	0.02	0.02	0.01
85	45.85	50	150	-1.22	0.62	8.73
86	70.45	50	150	-0.29	0.15	0.6
87	61.38	50	150	0.22	0.11	0.36
88	201.49	50	150	0.28	0.14	0.58
89	64.36	38	150	0.03	0.03	0.04
90	92.95	50	150	0.16	0.08	0.19
91	58.12	38	150	0.03	0.03	0.03
92	56.78	38	150	0.03	0.03	0.03
93	124.06	50	150	0.13	0.07	0.14
94	223.49	50	150	-0.29	0.15	0.62
95	64.044	50	150	0.7	0.36	3.15
96	164.1	50	150	-1.46	0.74	12.17
97	186.364	50	150	1.38	0.7	10.93
98	161.77	50	150	-1.22	0.62	8.66
99	89.95	50	150	-0.4	0.2	1.11
100	89.25	50	150	0.04	0.02	0.02
101	159.83	50	150	-0.08	0.04	0.05
102	129.84	50	150	0.06	0.03	0.04
103	69.2	50	150	0.67	0.34	2.84
104	47.83	38	150	-0.02	0.02	0.02
105	99.31	50	150	-0.54	0.27	1.92

Estado de las Líneas de la Red						
	Longitud	Diámetro	Rugosidad	Caudal	Velocidad	Pérdida Unit.
ID Línea	M	mm		LPS	m/s	m/km
106	64.92	50	150	0.22	0.11	0.35
107	28.14	50	150	0.02	0.01	0
108	56.37	38	150	0.03	0.03	0.03
109	52.64	50	150	0	0	0
110	105.85	50	150	0.2	0.1	0.3
111	131.23	50	150	0.06	0.03	0.04
112	69.86	150	150	-25.48	1.44	11.46
113	51.1	100	150	1.04	0.13	0.22
114	39.37	50	150	0.07	0.04	0.05
115	38.19	50	150	-0.01	0	0
116	28.35	38	150	0.02	0.01	0.01
117	40.55	100	150	0.86	0.11	0.16
118	50.5	100	150	0.81	0.1	0.14
119	43.48	38	150	0.02	0.02	0.02
120	39.241	100	150	0.72	0.09	0.11
121	44.14	38	150	0.02	0.02	0.02
122	44.16	38	150	0.02	0.02	0.02
123	38.201	100	150	-0.64	0.08	0.09
124	38.91	100	150	0.56	0.07	0.07
125	32.29	38	150	-0.02	0.02	0.01
126	33.05	100	150	-0.49	0.06	0.05
127	31.05	38	150	-0.02	0.02	0.01
128	35.17	100	150	-0.42	0.05	0.04
129	70.745	50	150	0.04	0.02	0.01
130	78.91	50	150	-0.04	0.02	0.01
131	39.79	50	150	0.24	0.12	0.44
132	18.62	50	150	0.07	0.03	0.04

Estado de las Líneas de la Red						
	Longitud	Diámetro	Rugosidad	Caudal	Velocidad	Pérdida Unit.
ID Línea	M	mm		LPS	m/s	m/km
133	20.14	50	150	0.14	0.07	0.16
134	38.41	50	150	0.08	0.04	0.05
135	59.36	50	150	0.03	0.02	0.01
136	31.3	38	150	0.02	0.02	0.01
137	57.18	50	150	0.03	0.01	0.01
138	171.41	150	150	-26.65	1.51	12.47
139	35.84	38	150	-0.02	0.02	0.02
140	43.75	50	150	0.11	0.06	0.11
141	55.74	38	150	0.03	0.03	0.03
142	77.65	50	150	0.04	0.02	0.01
143	186.42	150	150	-26.95	1.53	12.73
155	130.06	100	150	-12.47	1.59	22.01
156	70.93	38	150	0.04	0.03	0.05
157	68.78	38	150	-0.03	0.03	0.04
158	6.12	50	150	-0.49	0.25	1.61
159	184.13	50	150	-0.09	0.04	0.07
160	83.96	75	150	5.05	1.14	16.76
161	126.98	75	150	4.47	1.01	13.39
162	52.67	38	150	0.03	0.02	0.03
163	51.06	38	150	0.03	0.02	0.03
164	35.05	50	150	1.11	0.56	7.27
165	40.25	38	150	-0.02	0.02	0.02
166	42.56	38	150	0.02	0.02	0.02
167	77.68	38	150	-0.04	0.03	0.05
168	42.34	50	150	0.05	0.03	0.03
169	30.87	38	150	0.02	0.01	0.01
170	42.42	150	150	-12.7	0.72	3.16

Estado de las Líneas de la Red						
	Longitud	Diámetro	Rugosidad	Caudal	Velocidad	Pérdida Unit.
ID Línea	M	mm		LPS	m/s	m/km
171	36.34	50	150	-0.91	0.46	5.01
172	42.03	50	150	0.11	0.06	0.11
173	3.89	150	150	6.91	0.39	1.02
Velocidad promedio					0.233	
Velocidad Mínima Consumo Máximo Día más incendio					0.01	
Velocidad Máxima Consumo Máximo Día más incendio					1.59	

A.3. Análisis hidráulico de los nodos en la red de distribución. Condición:
consumo máximo hora.

Tabla No 4

RESULTADO DE DISEÑO HIDRAULICO					
CONDICION CONSUMO MAXIMA HORA					
Estado de los Nudos de la Red					
	Cota	Demanda Base	Demanda	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	LPS	m	m
1	102	0.114853007	0.29	120.49	18.49
2	95	0.159095147	0.4	120.71	25.71
3	94	0.033270648	0.08	120.72	26.72
4	94	0.075408208	0.19	120.74	26.74
5	89	0.024662393	0.06	120.73	31.73
6	92	0.069958355	0.17	120.93	28.93
7	92	0.065776765	0.16	121.24	29.24
8	91.5	0.039323997	0.1	121.33	29.83
9	90	0.054429799	0.14	121.64	31.64
10	87.5	0.092361261	0.23	122.05	34.55
11	91.5	0.070676731	0.18	122.18	30.68
12	91.5	0.088453849	0.22	122.18	30.68
13	88	0.09104092	0.23	121.29	33.29
14	88	0.042718284	0.11	121.25	33.25
15	89.5	0.079648003	0.2	121.11	31.61
16	90.5	0.055431543	0.14	120.88	30.38
17	95.8	0.068368432	0.17	121.17	25.37
18	95.5	0.046306486	0.12	121.15	25.65
19	98	0.017409097	0.04	121.15	23.15
20	97	0.074611714	0.19	121.17	24.17
21	101	0.028405912	0.07	121.16	20.16

RESULTADO DE DISEÑO HIDRAULICO					
CONDICION CONSUMO MAXIMA HORA					
Estado de los Nudos de la Red					
	Cota	Demanda Base	Demanda	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	LPS	m	m
22	94.5	0.05525999	0.14	121.71	27.21
23	93.2	0.07539289	0.19	122.13	28.93
24	91.5	0.133555283	0.33	122.42	30.92
25	92.5	0.067679159	0.17	122.35	29.85
26	97.5	0.070751785	0.18	122.27	24.77
27	101	0.041391816	0.1	122.3	21.3
28	93.5	0.043150229	0.11	122.39	28.89
29	93.6	0.084555627	0.21	122.41	28.81
30	97	0.022913172	0.06	122.4	25.4
31	89	0.091806779	0.23	123.45	34.45
32	88	0.016914964	0.04	123.45	35.45
33	86.5	0.014880843	0.04	123.88	37.38
34	87	0.068046771	0.17	123.88	36.88
35	89	0.025639629	0.06	123.87	34.87
36	88.3	0.014173189	0.04	124.46	36.16
37	88.2	0.054797411	0.14	124.46	36.26
38	88.2	0.017484763	0.04	124.45	36.25
39	89.5	0.065703243	0.16	125.02	35.52
40	90	0.092961695	0.23	124.9	34.9
41	91.5	0.07950494	0.2	124.73	33.23
42	88.5	0.082654152	0.21	123.74	35.24
43	89	0.054365467	0.14	123.74	34.74
44	86.5	0.056390398	0.14	122.73	36.23
45	88	0.072929888	0.18	122.38	34.38
46	88	0.013048908	0.03	122.38	34.38

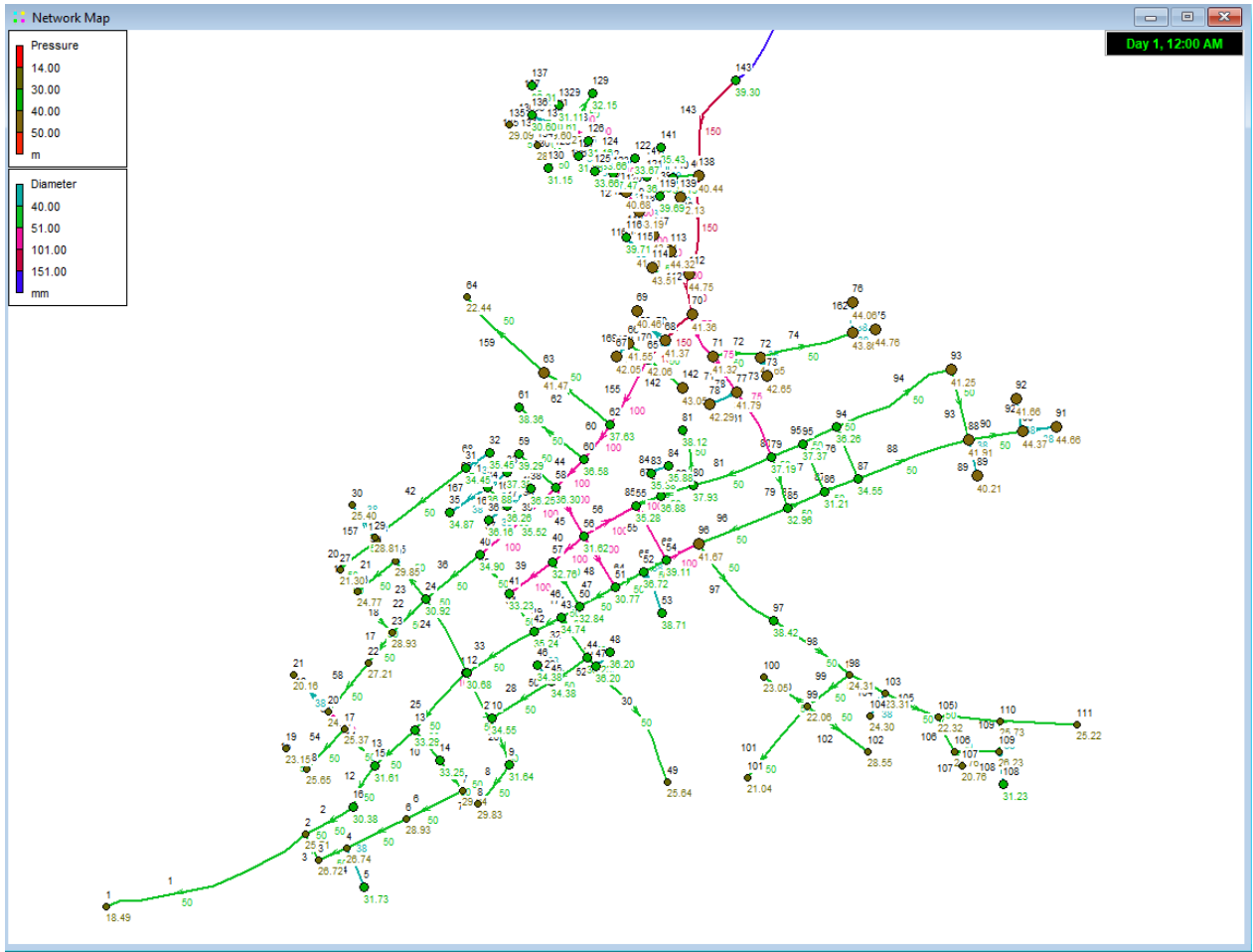
RESULTADO DE DISEÑO HIDRAULICO					
CONDICION CONSUMO MAXIMA HORA					
Estado de los Nudos de la Red					
	Cota	Demanda Base	Demanda	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	LPS	m	m
47	86.5	0.092442136	0.23	122.7	36.2
48	86.5	0.01249749	0.03	122.7	36.2
49	97	0.075479892	0.19	122.64	25.64
50	91.5	0.061852504	0.15	124.34	32.84
51	94	0.071324648	0.18	124.77	30.77
52	88	0.05565211	0.14	124.72	36.72
53	86	0.025385364	0.06	124.71	38.71
54	85.6	0.066833651	0.17	124.71	39.11
55	89.5	0.080072289	0.2	124.78	35.28
56	93.2	0.115644905	0.29	124.82	31.62
57	92	0.078931159	0.2	124.76	32.76
58	89	0.077169683	0.19	125.3	36.3
59	86	0.027826923	0.07	125.29	39.29
60	89.8	0.089741717	0.22	126.38	36.58
61	88	0.045521022	0.11	126.36	38.36
62	90	0.109185651	0.27	127.63	37.63
63	86	0.102651342	0.26	127.47	41.47
64	105	0.058249904	0.15	127.44	22.44
65	88	0.091439167	0.23	130.06	42.06
66	88.5	0.024270274	0.06	130.05	41.55
67	88	0.011299686	0.03	130.05	42.05
68	88.8	0.05624029	0.14	130.17	41.37
69	89.7	0.02357181	0.06	130.16	40.46
70	89	0.068638014	0.17	130.36	41.36
71	87.5	0.076288026	0.19	128.82	41.32

RESULTADO DE DISEÑO HIDRAULICO					
CONDICION CONSUMO MAXIMA HORA					
Estado de los Nudos de la Red					
	Cota	Demanda Base	Demanda	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	LPS	m	m
72	87	0.088575467	0.22	128.65	41.65
73	86	0.01210537	0.03	128.65	42.65
74	84.7	0.080490448	0.2	128.56	43.86
75	83.8	0.014237521	0.04	128.56	44.76
76	84.5	0.017977977	0.04	128.56	44.06
77	86	0.07836136	0.2	127.79	41.79
78	85.5	0.01708958	0.04	127.79	42.29
79	89	0.130173249	0.33	126.19	37.19
80	87.2	0.09323434	0.23	125.13	37.93
81	87	0.031264098	0.08	125.12	38.12
82	88	0.046970333	0.12	124.88	36.88
83	89.5	0.024769614	0.06	124.88	35.38
84	89	0.012157449	0.03	124.88	35.88
85	92.3	0.101747629	0.25	125.26	32.96
86	94	0.069930784	0.17	125.21	31.21
87	90.5	0.111740556	0.28	125.05	34.55
88	82.8	0.149763921	0.37	124.71	41.91
89	84.5	0.021559133	0.05	124.71	40.21
90	80.3	0.065516373	0.16	124.67	44.37
91	80	0.019647549	0.05	124.66	44.66
92	83	0.019237049	0.05	124.66	41.66
93	83.5	0.108312572	0.27	124.75	41.25
94	88.8	0.119296214	0.3	125.06	36.26
95	88	0.06704319	0.17	125.37	37.37
96	83	0.130338142	0.33	124.67	41.67

RESULTADO DE DISEÑO HIDRAULICO					
CONDICION CONSUMO MAXIMA HORA					
Estado de los Nudos de la Red					
	Cota	Demanda Base	Demanda	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	LPS	m	m
97	81	0.108491476	0.27	119.42	38.42
98	91.5	0.100154642	0.25	115.81	24.31
99	93.5	0.145478175	0.36	115.56	22.06
100	92.5	0.029184025	0.07	115.55	23.05
101	94.5	0.050805755	0.13	115.54	21.04
102	87	0.041618511	0.1	115.55	28.55
103	92	0.06811723	0.17	115.31	23.31
104	91	0.016495274	0.04	115.3	24.3
105	92.5	0.084580134	0.21	114.82	22.32
106	93	0.054108138	0.14	114.76	21.76
107	94	0.010463369	0.03	114.76	20.76
108	83.5	0.019111448	0.05	114.73	31.23
109	88.5	0.058994319	0.15	114.73	26.23
110	89	0.090596722	0.23	114.73	25.73
111	89.5	0.042044328	0.11	114.72	25.22
112	86	0.091408533	0.23	130.75	44.75
113	86.4	0.04279487	0.11	130.72	44.32
114	87.2	0.026779228	0.07	130.71	43.51
115	89	0.034287709	0.09	130.71	41.71
116	91	0.010527701	0.03	130.71	39.71
117	87	0.041434704	0.1	130.71	43.71
118	87.5	0.042654258	0.11	130.69	43.19
119	91	0.015162679	0.04	130.69	39.69
120	90	0.039088725	0.1	130.68	40.68
121	94	0.015364866	0.04	130.68	36.68

RESULTADO DE DISEÑO HIDRAULICO					
CONDICION CONSUMO MAXIMA HORA					
Estado de los Nudos de la Red					
	Cota	Demanda Base	Demanda	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	LPS	m	m
122	97	0.015370993	0.04	130.67	33.67
123	93.2	0.038993452	0.1	130.67	37.47
124	97	0.033779178	0.08	130.66	33.66
125	97	0.011734694	0.03	130.66	33.66
126	99.5	0.032253587	0.08	130.66	31.16
127	99.4	0.011354828	0.03	130.66	31.26
128	101	0.070652223	0.18	130.65	29.65
129	98.5	0.023515137	0.06	130.65	32.15
130	99.5	0.026016432	0.07	130.65	31.15
131	100	0.025906148	0.06	130.61	30.61
132	99.5	0.025063704	0.06	130.61	31.11
133	101	0.029367831	0.07	130.6	29.6
134	102	0.031794072	0.08	130.6	28.6
135	101.5	0.020027415	0.05	130.59	29.09
136	100	0.011431414	0.03	130.6	30.6
137	98	0.019359586	0.05	130.61	32.61
138	91.5	0.124864315	0.31	131.94	40.44
139	89.8	0.012822214	0.03	131.93	42.13
140	92.8	0.043300337	0.11	131.93	39.13
141	96.5	0.018918451	0.05	131.93	35.43
142	87	0.025630439	0.06	130.05	43.05
143	94	0.05895143	0.15	133.3	39.3
Promedio					33.95
Presión Mínima consumo máxima hora					18.49
Presión Máxima consumo máxima hora					44.76

A3.1 Diagrama del análisis hidráulico de la red de distribución. Condición:
Consumo máximo hora.



A.3.2 Análisis hidráulico de la red de distribución.

Condición: consumo máxima hora

Tabla No 5

Estado de las Líneas de la Red (CMH)						
	Longitud	Diámetro	Rugosidad	Caudal	Velocidad	Pérdida Unit.
ID Línea	M	mm		LPS	m/s	m/km
1	368.9	50	150	-0.29	0.15	0.6
2	93.87	50	150	-0.53	0.27	1.83
3	50.55	50	150	-0.16	0.08	0.2
4	74.49	38	150	0.06	0.05	0.13
5	113.61	50	150	-0.49	0.25	1.62
6	108.74	50	150	-0.67	0.34	2.85
7	35.01	50	150	-0.65	0.33	2.73
8	87.34	50	150	-0.75	0.38	3.54
9	64.95	50	150	-0.18	0.09	0.25
10	68.48	50	150	0.29	0.15	0.59
11	3.585	100	150	-1.7	0.22	0.55
12	81.06	50	150	-0.66	0.34	2.82
13	91.62	50	150	-0.55	0.28	2
14	81.3	50	150	-0.31	0.16	0.7
15	50.813	50	150	0.04	0.02	0.02
16	86.71	38	150	0.07	0.06	0.17
17	65.07	50	150	1.04	0.53	6.44
18	93.5	50	150	-0.47	0.24	1.5
19	47.38	50	150	-0.29	0.15	0.61
20	81.72	50	150	-0.39	0.2	1.07
21	84.06	50	150	-0.36	0.18	0.9
22	81.52	50	150	-0.75	0.38	3.57
23	83.85	50	150	-0.36	0.18	0.9
24	144.7	50	150	0.5	0.25	1.67

Estado de las Líneas de la Red (CMH)						
	Longitud	Diámetro	Rugosidad	Caudal	Velocidad	Pérdida Unit.
ID Línea	M	mm		LPS	m/s	m/km
25	131.07	50	150	-1.06	0.54	6.75
26	84.32	50	150	-0.89	0.45	4.82
27	90.04	50	150	-0.46	0.24	1.44
28	121.12	50	150	-0.66	0.33	2.76
29	74.35	50	150	-0.87	0.44	4.66
30	240.374	50	150	-0.19	0.1	0.27
31	34.78	38	150	0.03	0.03	0.04
32	83.12	50	150	1.46	0.75	12.18
33	134.44	50	150	-1.42	0.73	11.57
34	77.363	50	150	-1.51	0.77	12.85
35	83.42	50	150	-0.55	0.28	1.99
36	119.88	50	150	-1.95	0.99	20.64
37	94.14	100	150	-2.73	0.35	1.32
38	79.27	100	150	-4.59	0.58	3.46
39	92.73	100	150	-1.15	0.15	0.27
40	69.71	100	150	-2.22	0.28	0.9
41	46.5	50	150	1.48	0.76	12.49
42	195.1	50	150	-0.94	0.48	5.37
43	84.82	50	150	-0.07	0.04	0.04
44	68.95	100	150	-10.39	1.32	15.69
45	97.67	100	150	5.53	0.7	4.88
46	89.2	50	150	0.87	0.44	4.64
47	70.35	50	150	-1.01	0.51	6.1
48	101.37	100	150	1.56	0.2	0.47
49	51.99	50	150	-0.12	0.06	0.12
50	36.58	38	150	-0.03	0.03	0.04
51	77.55	50	150	0.2	0.1	0.3

Estado de las Líneas de la Red (CMH)						
	Longitud	Diámetro	Rugosidad	Caudal	Velocidad	Pérdida Unit.
ID Línea	M	mm		LPS	m/s	m/km
52	20.59	50	150	0.45	0.23	1.38
53	52.04	50	150	-0.24	0.12	0.44
54	94.33	50	150	0.16	0.08	0.2
55	106.78	100	150	1.86	0.24	0.65
56	102.735	100	150	1.46	0.19	0.41
57	41.53	100	150	-0.64	0.08	0.09
58	109.3	50	150	0.9	0.46	4.95
59	47	38	150	-0.17	0.15	0.86
60	75.4	100	150	-10.73	1.37	16.65
61	142.579	50	150	0.11	0.06	0.11
62	144.94	50	150	-0.4	0.2	1.11
63	76.85	38	150	0.06	0.06	0.14
64	55.09	50	150	0.38	0.19	0.98
65	43.71	50	150	0.17	0.09	0.23
66	61.66	100	150	1.87	0.24	0.65
67	41.17	50	150	0.09	0.05	0.07
68	49.2	38	150	-0.04	0.04	0.07
69	49.37	50	150	1.21	0.62	8.59
70	64.22	150	150	-11.98	0.68	2.84
71	73.03	75	150	4.58	1.04	13.98
72	86.022	50	150	0.53	0.27	1.88
73	33.5	38	150	0.03	0.03	0.04
74	163.6	50	150	0.28	0.14	0.58
75	40.46	38	150	0.04	0.03	0.05
76	95.87	50	150	0.13	0.07	0.14
77	90.43	50	150	0.52	0.26	1.76
78	49.77	38	150	0.04	0.04	0.07

Estado de las Líneas de la Red (CMH)						
	Longitud	Diámetro	Rugosidad	Caudal	Velocidad	Pérdida Unit.
ID Línea	M	mm		LPS	m/s	m/km
79	91.57	50	150	1.32	0.67	10.09
80	58.36	50	150	1.57	0.8	13.92
81	142	50	150	-1.12	0.57	7.44
82	96.04	50	150	-0.08	0.04	0.05
83	60.29	50	150	-0.81	0.41	4.07
84	33.67	38	150	0.03	0.03	0.04
85	45.85	50	150	-0.6	0.31	2.34
86	70.45	50	150	0.31	0.16	0.68
87	61.38	50	150	0.65	0.33	2.69
88	201.49	50	150	0.5	0.26	1.67
89	64.36	38	150	0.05	0.05	0.1
90	92.95	50	150	0.26	0.13	0.5
91	58.12	38	150	0.05	0.04	0.09
92	56.78	38	150	0.05	0.04	0.08
93	124.06	50	150	0.19	0.1	0.27
94	223.49	50	150	-0.46	0.23	1.42
95	64.044	50	150	0.89	0.45	4.85
96	164.1	50	150	-0.76	0.39	3.63
97	186.364	50	150	2.3	1.17	28.14
98	161.77	50	150	-2.03	1.03	22.31
99	89.95	50	150	-0.67	0.34	2.85
100	89.25	50	150	0.07	0.04	0.05
101	159.83	50	150	-0.13	0.06	0.13
102	129.84	50	150	0.1	0.05	0.09
103	69.2	50	150	1.11	0.57	7.31
104	47.83	38	150	-0.04	0.04	0.06
105	99.31	50	150	-0.9	0.46	4.95

Estado de las Líneas de la Red (CMH)						
	Longitud	Diámetro	Rugosidad	Caudal	Velocidad	Pérdida Unit.
ID Línea	M	mm		LPS	m/s	m/km
106	64.92	50	150	0.36	0.18	0.9
107	28.14	50	150	0.03	0.01	0.01
108	56.37	38	150	0.05	0.04	0.08
109	52.64	50	150	0	0	0
110	105.85	50	150	0.33	0.17	0.77
111	131.23	50	150	0.11	0.05	0.09
112	69.86	150	150	-17.46	0.99	5.69
113	51.1	100	150	1.74	0.22	0.57
114	39.37	50	150	0.12	0.06	0.12
115	38.19	50	150	-0.01	0.01	0
116	28.35	38	150	0.03	0.02	0.03
117	40.55	100	150	1.44	0.18	0.4
118	50.5	100	150	1.35	0.17	0.36
119	43.48	38	150	0.04	0.03	0.05
120	39.241	100	150	1.2	0.15	0.29
121	44.14	38	150	0.04	0.03	0.05
122	44.16	38	150	0.04	0.03	0.05
123	38.201	100	150	-1.07	0.14	0.23
124	38.91	100	150	0.93	0.12	0.18
125	32.29	38	150	-0.03	0.03	0.03
126	33.05	100	150	-0.82	0.1	0.14
127	31.05	38	150	-0.03	0.03	0.03
128	35.17	100	150	-0.71	0.09	0.11
129	70.745	50	150	0.06	0.03	0.03
130	78.91	50	150	-0.07	0.03	0.04
131	39.79	50	150	0.41	0.21	1.14
132	18.62	50	150	0.11	0.06	0.1

Estado de las Líneas de la Red (CMH)						
	Longitud	Diámetro	Rugosidad	Caudal	Velocidad	Pérdida Unit.
ID Línea	M	mm		LPS	m/s	m/km
133	20.14	50	150	0.23	0.12	0.4
134	38.41	50	150	0.13	0.07	0.14
135	59.36	50	150	0.05	0.03	0.02
136	31.3	38	150	0.03	0.03	0.03
137	57.18	50	150	0.05	0.02	0.02
138	171.41	150	150	-19.42	1.1	6.94
139	35.84	38	150	-0.03	0.03	0.04
140	43.75	50	150	0.19	0.1	0.27
141	55.74	38	150	0.05	0.04	0.08
142	77.65	50	150	0.06	0.03	0.04
143	186.42	150	150	-19.92	1.13	7.27
155	130.06	100	150	-11.4	1.45	18.64
156	70.93	38	150	0.06	0.05	0.12
157	68.78	38	150	-0.06	0.05	0.11
158	6.12	50	150	-0.67	0.34	2.88
159	184.13	50	150	-0.15	0.07	0.17
160	83.96	75	150	5.31	1.2	18.35
161	126.98	75	150	4.34	0.98	12.66
162	52.67	38	150	0.04	0.04	0.07
163	51.06	38	150	0.04	0.04	0.07
164	35.05	50	150	1.7	0.87	16.07
165	40.25	38	150	-0.04	0.03	0.05
166	42.56	38	150	0.04	0.03	0.05
167	77.68	38	150	-0.06	0.06	0.14
168	42.34	50	150	0.09	0.05	0.07
169	30.87	38	150	0.03	0.02	0.03
170	42.42	150	150	-11.78	0.67	2.75

Estado de las Líneas de la Red (CMH)						
	Longitud	Diámetro	Rugosidad	Caudal	Velocidad	Pérdida Unit.
ID Línea	M	mm		LPS	m/s	m/km
171	36.34	50	150	-1.72	0.88	16.47
172	42.03	50	150	0.19	0.1	0.27
173	3.89	150	150	6.91	0.39	1.02
Velocidad promedio					0.284	
Velocidad Mínima Consumo máxima hora					0.01	
Velocidad Máxima Consumo máxima hora					1.45	

B. Datos de catálogos bombas
 B.1 Bomba de 15 Hp (10 años)

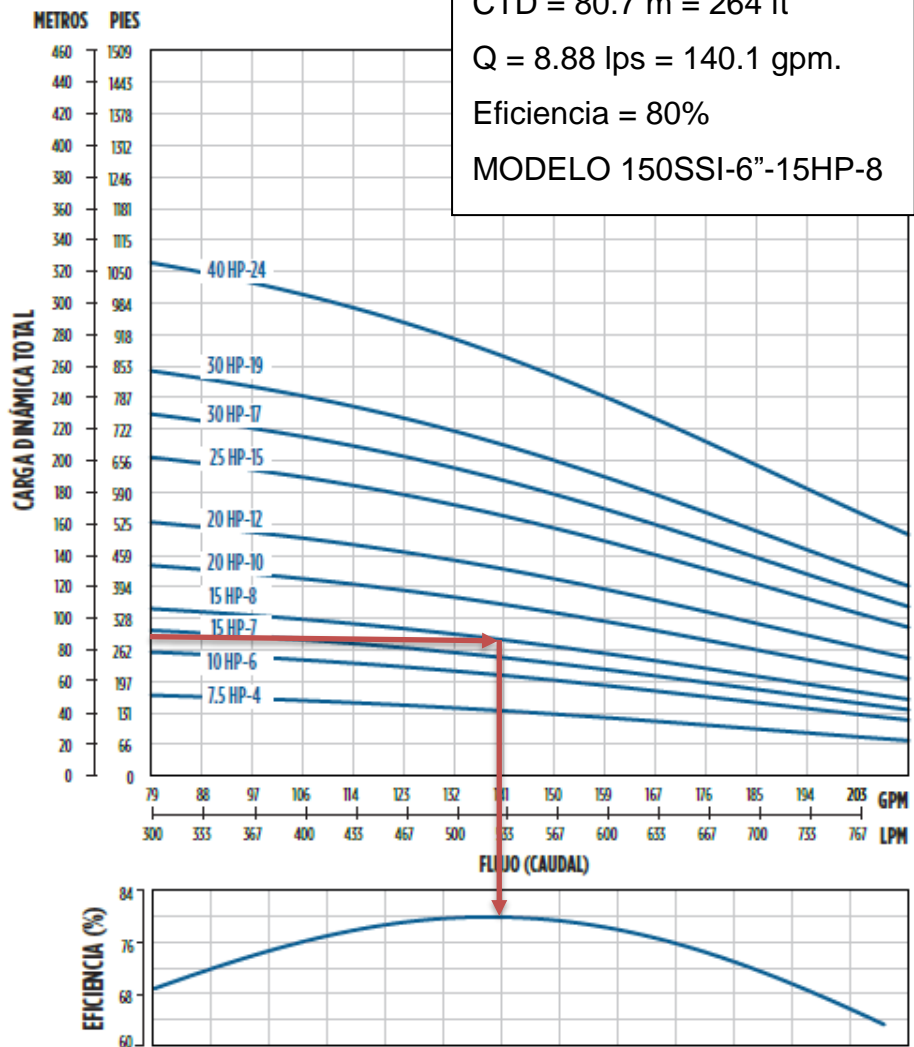
BOMBAS SUMERGIBLES
 SERIE SSI - ACERO INOXIDABLE



RENDIMIENTO

150 SSI - 6"

Bomba a 10 años
 CTD = 80.7 m = 264 ft
 Q = 8.88 lps = 140.1 gpm.
 Eficiencia = 80%
 MODELO 150SSI-6"-15HP-8



B.2 Bomba de 20 HP (20 años)

BOMBAS SUMERGIBLES SERIE SSI - ACERO INOXIDABLE



RENDIMIENTO

225 SSI - 6"

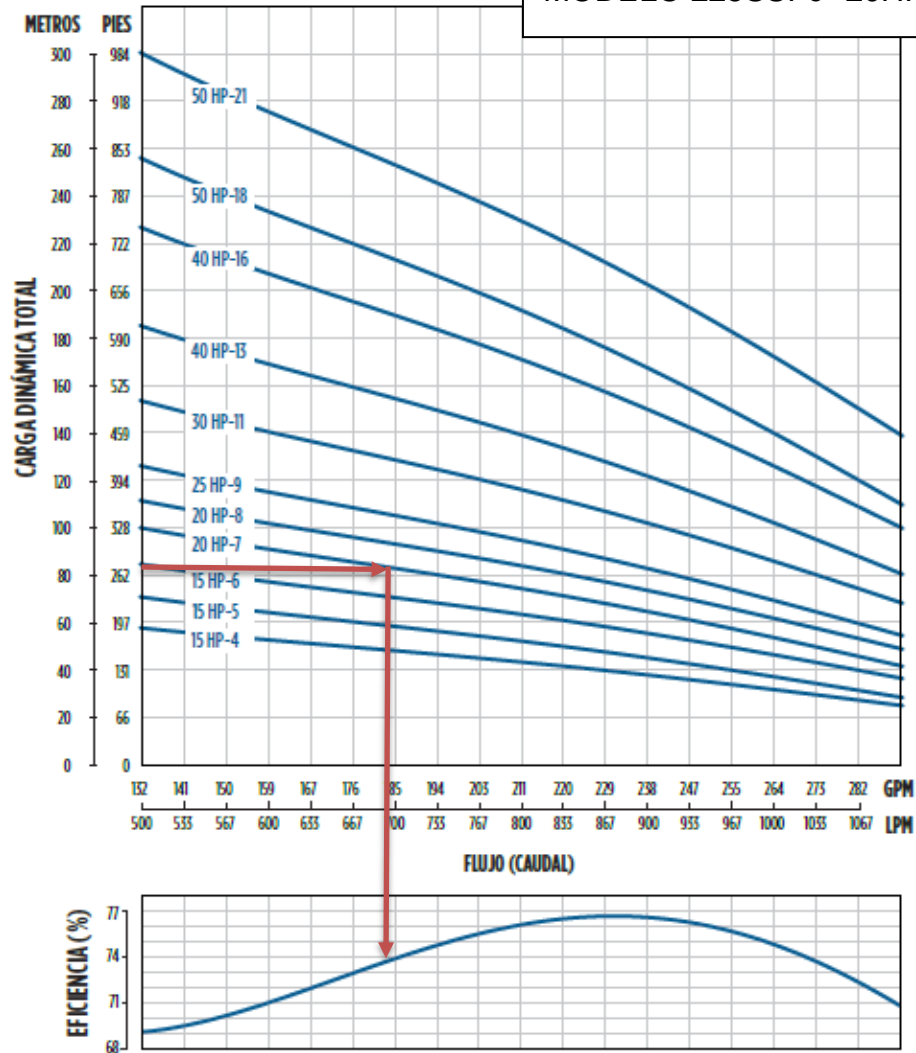
Bomba a 20 años

CTD = 83.4 m = 273.5 ft

Q = 11.37 lps = 180.23 gpm.

Eficiencia = 74%

MODELO 225SSI-6"-20HP-7



Datos técnicos de las bombas Serie SSI

BOMBAS SUMERGIBLES

SERIE SSI - ACERO INOXIDABLE



Las bombas Serie SSI están construidas con impulsores y difusores de acero inoxidable troquelado de alta calidad para las aplicaciones más demandantes.

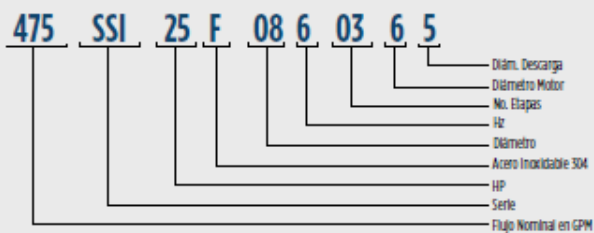
CARACTERÍSTICAS

- Construidas con impulsores y difusores de acero inoxidable troquelado de alta calidad
- Descarga estándar NPT 3" para SSI de 6" 85-150 GPM, NPT 4" para SSI de 6" 225-300 GPM, descarga estándar NPT 5" para SSI de 8" y descarga estándar NPT 6" para SSI de 10"
- Impulsores de flujo mixto
- Rotación en contra las manecillas del reloj
- Diámetro del eje de 32 mm
- Nivel mínimo de líquido (NPSH) 1200 mm desde el fondo de la ranura de succión
- Cantidad máxima de sólidos (arena): 50 PPM ó 50 g/m
- Dimensión de los sólidos: 2 mm
- Líquido bombeado: Agua limpia
- Estándares de seguridad y fabricación:
 - TS 11146:1993
 - TS EN 809:2000 98/57/EC
 - TS EN ISO 12100-1:2007
 - TS EN ISO 12100-2:2006

APLICACIONES

- Sistemas de Riego por Aspersión y por Pivote Central
- Drenado y Suministro de Agua en Aplicaciones de Minería
- Sistemas de Riego en Invernaderos
- Suministros y Transferencia de Agua en Municipalidades
- Limpieza de Establos y Llenado de Abrevaderos

EXPLICACIÓN DE MODELO



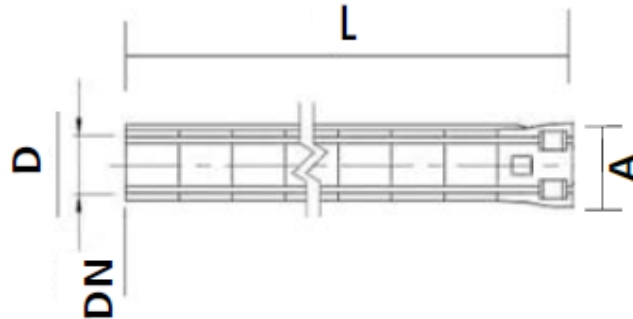
BOMBAS SUMERGIBLES

SERIE SSI - ACERO INOXIDABLE



DIMENSIONES

SSI 6"



GPM	Modelo	No. De Parte	HP	D Diam Motor	DN Descarga	Etapas	"L 6"-4"	"L 6"-6"	"A Bomba"	"Peso 6"-4"	"Peso 6"-6"
85	85SSI05F66-0443	616150401040082	5	4"	3" NPT	4	512	-	133	10	-
	85SSI07F66-0743	616150701040082	7.5			7	693	-	133	14	-
	85SSI07F66-0763	616150702040082	7.5	6"		7	693	693	133	14	15
	85SSI10F66-0963	616150902040082	10			9	-	814	133	-	17
	85SSI15F66-1263	616151202040082	15			12	-	996	133	-	21
	85SSI15F66-1463	616151402040082	15			14	-	1117	133	-	23
	85SSI20F66-1863	616151802040082	20			18	-	1359	133	-	28
	85SSI20F66-2063	616152002040082	20			20	-	1480	133	-	30
	85SSI25F66-2363	616152302040082	25			23	-	1677	133	-	35
	85SSI25F66-2563	616152502040082	25			25	-	1798	133	-	37
	85SSI30F66-2763	616152702040082	30			27	-	1919	133	-	40
	150	150SSI07F66-0443	616300401020082			7.5	4"	3" NPT	4	652	-
150SSI07F66-0463		616300402020082	7.5	4	-	652			133	-	15
150SSI10F66-0663		616300602020082	10	6"	6	-	844		133	-	18
150SSI15F66-0763		616300702020082	15		7	-	940		133	-	19
150SSI15F66-0863		616300802020082	15		8	-	1036		133	-	21
150SSI20F66-1063		616301002020082	20		10	-	1228		133	-	24
150SSI20F66-1263		616301202020082	20		12	-	1420		133	-	27
150SSI25F66-1563		616301502020082	25		15	-	1708		133	-	31
150SSI30F66-1763		616301702020082	30		17	-	1900		133	-	34
150SSI30F66-1963		616301902020082	30		19	-	2092		133	-	37
150SSI40F66-2463		616302402020082	40		24	-	2588		133	-	45

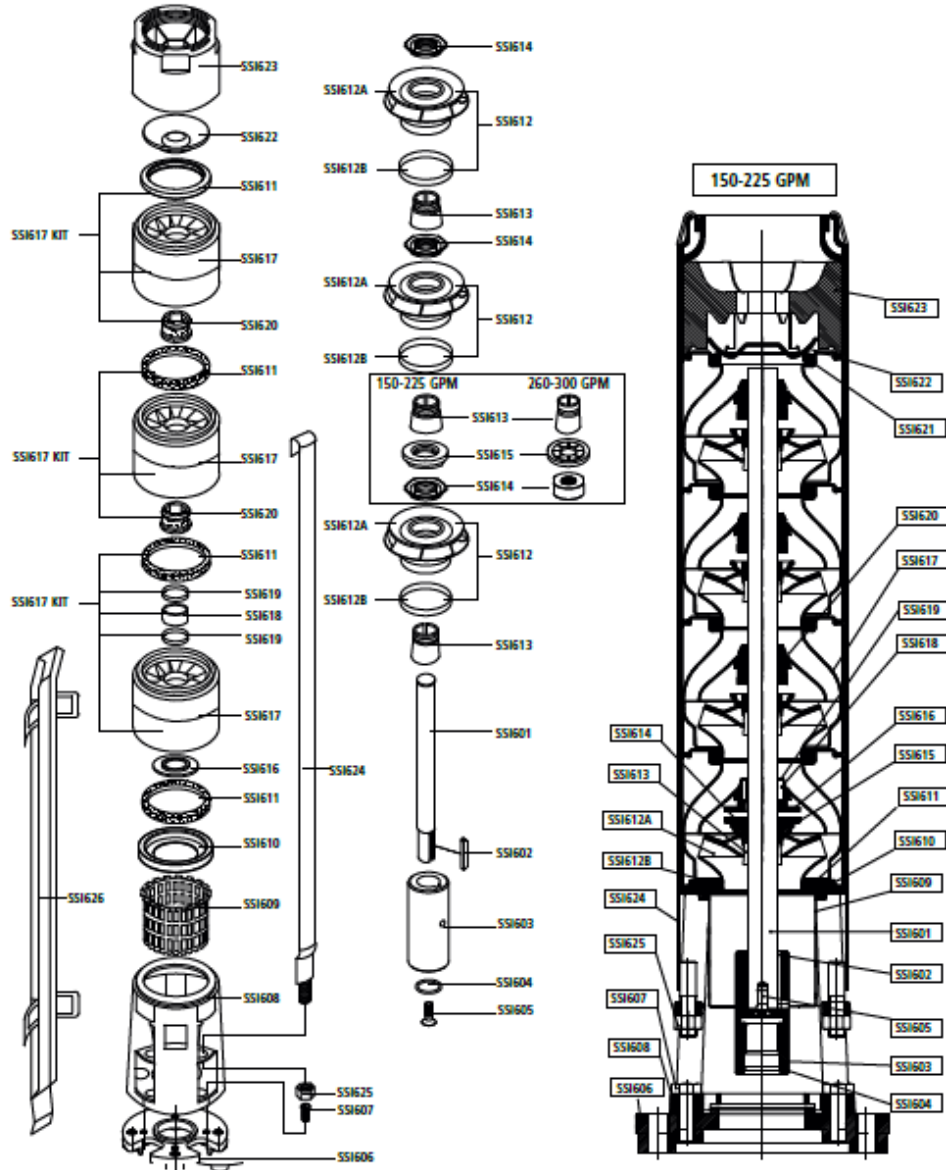
BOMBAS SUMERGIBLES

SERIE SSI - ACERO INOXIDABLE



MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

SSI 6" 150-300 GPM



BOMBAS SUMERGIBLES

SERIE SSI - ACERO INOXIDABLE



MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

SSI 6" 150-300 GPM

Parte	Nombre	Materal	Tipo
SSI601	Eje	Acero Inoxidable	AISI 420
SSI602	Chaveta o Cuñero	Acero Inoxidable	AISI 304
SSI603	Acoplamiento	Acero Inoxidable	AISI 420
SSI604	O-ring	Nitrilo	-
SSI605	Tornillo del acoplamiento	Acero Inoxidable	AISI 304
SSI606	Brida	Acero Inoxidable	AISI 420
SSI607	Tornillo de la Brida	Acero Inoxidable	AISI 304
SSI608	Soporte	Acero Inoxidable	AISI 304
SSI609	Filtro	Acero Inoxidable	AISI 304
SSI610	Retenedor de Anillos de Cuello	Acero Inoxidable	AISI 304
SSI611	Anillo de Cuello	Nitrilo/ Acero clase 42	-
SSI612A	Impulsor	Acero Inoxidable	AISI 304
SSI612B	Anillo del Impulsor	Acero Inoxidable	AISI 304
SSI613	Cono de Separación	Acero Inoxidable	AISI 304
SSI614	Tuerca de Cono de Separación	Acero Inoxidable	AISI 304
SSI615	Arandela espaciadora para Anillo de Retención	Composito Termoplástico	-
SSI616	Anillo de Retención	Acero Inoxidable	AISI 304
SSI617	Difusor	Acero Inoxidable	AISI 304
SSI617-A KIT	Difusor	Acero Inoxidable	AISI 304
	Buje	Nitrilo/ Acero clase 42	-
	Casquillo del Buje del Difusor	Nitrilo/ Acero clase 42	-
SSI617KIT	Anillo de Cuello	Nitrilo/ Acero clase 42	-
	Difusor	Acero Inoxidable	AISI 304
	Buje	Nitrilo	-
SSI617-B KIT	Anillo de Cuello	Nitrilo/ Acero clase 42	-
	Difusor	Acero Inoxidable	AISI 304
	Buje	Nitrilo	-
SSI618	Buje	Nitrilo/ Acero clase 42	-
SSI619	Casquillo del Buje del Difusor	Nitrilo/ Acero clase 42	-
SSI620	Buje	Nitrilo	-
SSI621	Asiento de Válvula	Nitrilo/ Acero clase 42	-
SSI622	Válvula del Cono	Acero Inoxidable	AISI 304
SSI623	Descarga (Normal 3 NPT)	Acero Inoxidable	AISI 304
SSI624	Tirante	Acero Inoxidable	AISI 304
SSI625	Tuerca del Tirante	Acero Inoxidable	AISI 304
SSI626	Guardacable	Acero Inoxidable	AISI 304

C. Diseño de planta de tratamiento de agua



Oferta de PTAP

Caudal de Diseño 40.9 m³/h

Proyecto; Diseño, Suministro, Instalación y puesta en Marcha de Planta Compacta Presuriza para tratamiento de Agua Potable, Comunidad Los Chiles-Municipio de San Carlos, Rio San Juan.

Lunes, 04 de mayo de 2020
Valides de la Oferta: 30 días

Cliente: SERMAC
Contacto: Ing. Cristóbal Mendieta
Proyectos

Ref: Oferta Diseño, Transporte, Suministro, Instalación y Puesta en Marcha de Planta de tratamiento 40.9m³/h, Comunidad Los Chiles, Municipio de San Carlos, Rio San Juan-Nicaragua.

INTRODUCCION.

AQUATEC, S.A. con su experiencia en diseños, montaje, puesta en marcha y seguimiento post-venta en equipos y sistema de tratamiento de agua potable, con nuestro personal con vasta experiencia en nuestros proyectos funcionando en Nicaragua y región de Centroamérica.

Está proponiendo una Planta de tratamiento de Agua Potable con caudal de diseño 40.9m³/h, para satisfacer la demanda de agua potable requerida para consumo humano brindando un tratamiento adecuado al agua para la comunidad Los Chiles, ubicado en el Municipio de San Carlos, Rio San Juan, Nicaragua.

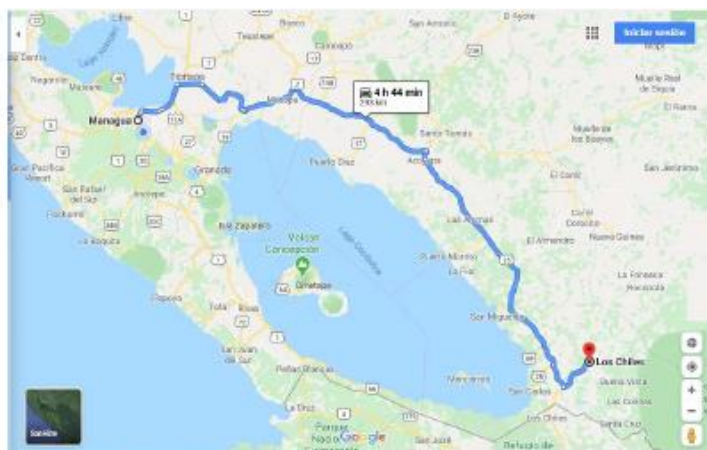
Los trabajos de construcción de obras comprenden el suministro de todos los recursos de materiales, herramientas, equipos, mano de obra y administración técnica necesarios para su realización.



www.aquatec.com.ni

UBICACIÓN DEL PROYECTO.

Comunidad de Los Chiles, Municipio de San Carlos, ubicada aprox. 293km de Managua.



CALIDAD DEL AGUA:

Se parte del supuesto que la obra de captación contara con un pretratamiento de tal forma de reducir el mayor número de sólidos suspendidos totales posibles y lograr así enviar a la entrada de la planta la mejor calidad posible.

La planta de tratamiento de agua potable propuesta cumplirá las normas de calidad del agua en la salida bajo los Standard internacional OMS y los establecidos por el Comité Técnico Nacional de Calidad de Agua, del Comité Coordinador Regional de Instituciones de Agua, Potable y Saneamiento de Centroamérica, Panamá y República Dominicana (CAPRE) [1990]. La planta de tratamiento tendrá la capacidad de operar con valores promedios de 30-50NTU y picos eventuales max. De turbiedad de 100NTU, se espera que la obra de pretratamiento esté correctamente diseñada para garantizar valores por debajo de los parámetros max. de diseño con el objetivo de tener la mejor calidad de agua.

Parámetros más representativos por tratar en Entrada del Sistema de Tratamiento de Agua:

Parámetro	Unidad	Valor
Temp.	°C	18---30
Ph		6.5---8.5
Turbiedad promedio;	NTU	30-50NTU
Color	U.C.	50.0
Hierro	mg/l	≤ 2.0
Coliformes		Existe presencia de coliformes

No se contempla tratamiento de agua para remoción eventual de trazos de metales pesados.

Los parámetros Organolépticos de Olor y Sabor del agua se interpreta que cumplen con la calidad del agua y el diseño no contempla filtros de Carbón Activado para remoción de los mismos, no son parte de esta propuesta.

Parámetros principales para el diseño:

Fuente	Agua Cruda Superficial
Producto Final	Agua Potable
Caudal máximo	40.9m ³ /h
Velocidad de filtrado	12.0 m/h

Calidad de Agua Tratada por AQUATEC, S.A.

Determinación	UM
Turbiedad	≤ 5 NTU
Coliformes fecales (CF/100)	0
Cloro Residual	0.3-0.6 mg/l en la casa más alejada de la red
Color	< 15 unidad Pt-Co
Hierro	≤ 0.3 mg/l
pH	6.5 < Ph < 8.5

La planta de tratamiento de agua está diseñada para operar con un caudal de 40.9 m³/h. La presión manométrica mínima requerida será de 3.0 bar (30 m.c.a.). La Presión de trabajo máximo es 8.0 bar. La pérdida de presión en el sistema integral de filtración no excede los 4 m.c.a. en condiciones extremas.

ALCANCES DE LA OFERTA.

- I. Planta de Tratamiento de Agua Potable, Comunidad Los Chiles;
 - I.1 Diseño, Transporte, Suministro e Instalación de PTAP de 40.9 m³/h.
 - I.2 Memoria Descriptiva de proceso
 - I.3 Planos de Diseño de proceso de tratamiento.
 - I.4 Planos de Obras Civiles complementarias requeridas para protección de PTAP
 - I.5 Operación del sistema con Mando manual y Automático.
 - I.6 Pre-operación y puesta en marcha dos semanas, hasta estar claro la correcta operación de las personas asignadas.
 - I.7 Pruebas de calidad del agua de la PTAP, según normas de Calidad de **INAA NTON 09003-99.**
 - I.8 Adiestramiento de tres operadores in situ por un periodo 30 horas continuas.
 - I.9 Soporte técnico del funcionamiento de la PTAP durante el primer año de operación.
 - I.10 Visitas programadas (3) según el 1^{er} mes, 2^{do} mes y 6^{to} mes de operación.
 - I.11 Por cada Visita Técnica se emitirá un Acta conteniendo toda la información clave de la operación y mantenimiento del sistema.
 - I.12 Dos copias de Manual de funcionamiento, operación y mantenimiento en español.
 - I.13 Dos cartillas básicas de funcionamiento y operación de PTAP para personal de operación.

ESTA OFERTA NO CONSIDERA.

1. Protección de área perimetral para resguardo de Planta de tratamiento
2. Camino de Acceso si fuese el caso.
3. * Losa soporte de PTAP (se suministrarán los planos de las obras civiles mínimas para su construcción)
4. * Obra de protección (caseta) para PTAP. (se suministrarán los planos de las obras civiles mínimas para su construcción)
5. Obras Civiles en general.
6. *Instalaciones eléctricas internas para energizar bombas dosificadoras y controlador.
7. Tanque de Almacenamiento de agua tratada.
8. Estudio de Suelo.
9. Levantamiento Topográfico.
10. Línea de Conducción de Captación hacia PTAP.
11. Línea de conducción Tanque de almacenamiento hacia Red de distribución.
12. Movimiento de Tierra para soporte de losa (Relleno y compactación).
13. Costos por gestiones de permisos a ninguna institución.
14. Remoción de ningún otro tipo de parámetro de calidad de agua que no esté en la presente propuesta.
15. Ningún otro tipo de alcance que no se encuentre en la presente propuesta económica.

* Indicar si se requiere.

DETALLE DE COSTOS.

Item	Descripción	Unidad	Cantidad	P/U (U\$)	Costo Total (U\$)
1.0	Diseño, Suministro, Transporte Instalación y Puesta en marcha de PTAP / 40.9m3/h	Glb	1	70,821.25	70,821.25
Total U\$					70,821.25
I.V.A (15%)					10,623.19
Gran Total U\$					81,444.44

En Letras (Setenta Mil Ochocientos Veinte y Un Dólares con 25/100) + IMPUESTOS.

FORMA DE PAGO:

1. Porcentaje 50% para sufragar gastos administrativos, ingeniería de diseño, planos de detalle, gastos de importación, adquisición de equipos, flete marítimo y terrestre. Anticipo contra garantía equivalente al 100%.
2. Porcentaje del 40%, los que podrán pagarse con avalúos parciales con documentos de transito BL, entrega de Equipos e instalación de los suministros en el sitio.
3. Porcentaje del 10% con la operación y puesta en marcha de PTAP.

www.aquatec.com.ni

LUGAR DE ENTREGA:

En sitio del proyecto a ejecutarse.

PLAZO DE ENTREGA:

120 Días Calendario, A partir de Firma de Contrato y entrega de Anticipo.

45 días Manufactura
55 días Flete Marítimo estimado
10 días Nacionalización
10 días Traslado, Instalación y Pre-operación

No incluye atrasos por obras civiles por parte del contratante.

GARANTIA:

Materiales:

Todos nuestros productos gozan de una garantía contra defectos de fabricación o de material por un año. **Aquatec, S.A.** hará la consideración necesaria en caso de reparación o reposición del bien bajo garantía.

Confiando en que esta Oferta sea de su satisfacción, me suscribo
Atentamente,

Ing. Ernesto Maradiaga
Tratamiento de Agua y Filtración
AQUATEC, S.A NICARAGUA

AQUATEC
Una compañía de AquaCorp

PROYECTO: DISEÑO, SUMINISTRO, INSTALACION Y PUESTA EN MARCHA DE PLANTA COMPACTA PRESURIZADA PARA TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE, COMUNIDAD LOS CHILES-SAN CARLOS, RIO SAN JUAN.

MEMORIA DESCRIPTIVA

PTAP COMUNIDAD LOS CHILES, MUNICIPIO DE SAN CARLOS-RIO SAN JUAN

Aquatec
Eco-Systems
Tratamiento de Agua y Filtración
Grupo Aqua Corp

MAYO 2020

I. PRELIMINARES

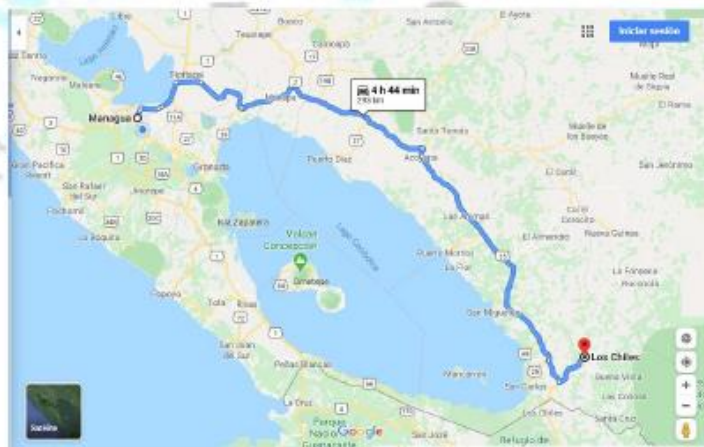
AQUATEC, S.A está proponiendo una Planta de Tratamiento de Agua Potable, cuyo objetivo es satisfacer la demanda de agua potable requerida para consumo humano, brindando un tratamiento adecuado al agua en la Comunidad de Los Chiles, Municipio de San Carlos-Rio San Juan, Nicaragua.

Se parte del supuesto que la obra de captación contara con un pretratamiento de tal forma de reducir el mayor número de solidos suspendidos totales posibles y lograr así enviar a la entrada de la planta la mejor calidad posible.

La planta de tratamiento de agua está en capacidad de reducir parámetros físico-químicos más representativos presentes en las fuentes de agua, como valores de turbidez promedio entre 30-50NTU, y picos eventuales max. De turbiedad de 100NTU, se espera que la obra de pretratamiento esté correctamente diseñada para garantizar valores por debajo de los parámetros max. de diseño con el objetivo de tener la mejor calidad de agua. Se contempla un componente de desinfección para eliminar Coliformes Fecales y Totales, de tal manera que se garantiza el suministro de agua con la calidad establecida por las normas OMS y las del CAPRE.

II. INFORMACIÓN DE ORIGEN

El diseño de la presente propuesta es en base a solicitud realizada de Comunidad Los Chiles. Según se parte de agua tipo superficial Rio Ventura. El caudal de diseño 40.9m³/h, fue suministrado por ellos mismos.



Ubicación Municipio de San Carlos.

CALIDAD DEL AGUA:

Información base de Calidad de Agua Cruda.

MINISTERIO DE SALUD
CENTRO EPIDEMIOLOGICO INTER SILAIS GRANADA
DEPARTAMENTO DE MICROBIOLOGIA SANITARIA

INFORME DE ENSAYO BACTERIOLOGICO DE AGUAS

NOMBRE DEL PRODUCTO: AGUA DE RIO
 No. LOTE: S/L MARCA: S/M PAIS DE ORIGEN: NICARAGUA
 PROCEDENCIA: COMUNIDAD LOS CHILES, SAN CARLOS, RIO SAN JUAN
 INTERESADO: Ing. CRISTOBAL MENDIETA
 CAUSA: DEMANDA RESPONSABLE DEL MUESTREO: CRISTOBAL MENDIETA
 CODIGO CEIS: 01-10-19 FECHA DE RECEPCION: 17 DE OCTUBRE 2019
 FECHA DE ENSAYO: 17 OCTUBRE 2019 FECHA DE EMISION: 23 OCTUBRE 2019

Determinaciones realizadas	Método	Referencia	Resultado
Coliformes Totales NMP/100 ml	Número Más Probable	Standard Methods for the Examination of water and wastewater, 21 th Edition, 2005	>1600
Coliformes Termotolerantes NMP/100ml	Número Más Probable	Standard Methods for the Examination of water and wastewater, 21 th Edition, 2005	>1600

NOTA: Solo damos Fe de la muestra analizada - NMP: Numero Más Probable

Parámetros: < 2.2 Negativo para Termotolerantes
<4.0 Aceptable para Coliformes totales

Scarlett A. Granados
 Lj. Scarlett A. Granados
 Responsable de Análisis
 Departamento de Microbiología Sanitaria
 Cód. No. 19713

MINISTERIO DE SALUD
 Centro Epidemiológico
 SILAIS - Granada
 DEPTO. DE MICROBIOLOGIA
 SANITARIA

LABORATORIOS AMBIENTALES

CERTIFICADO DE ENSAYOS

FOAN1911-0191

CLIENTE		DIRECCIÓN		TELÉFONO	
Kattia Alejía Espinoza		De la Rotonda El Periodista 800 m al sur, 4 ^{ta} calle, 3 ^{er} casa		NR	
ATENCIÓN		CARGO		EMAIL	
Kattia Alejía Espinoza		Ingeniero Civil		k.alejia@uni.edu.ni	
				0502-50035	
FECHAS DE PROCESAMIENTO DE MUESTRA EN EL LABORATORIO					
INGRESO	RANGO DE ANALISIS	FINAL DE ANALISIS	FECHA DE EMISION DE CERTIFICADO DE ANALISIS	CADENA CUSTODIA	NUMERO DE MUESTRAS
21/11/2019	25/11/2019	03/12/2019	05/12/2019	3721	Uno (01)
Fecha y hora de Muestreo			10/11/2019, 02:00 pm		
Muestreado por			Juan Cristóbal Mendieta		
Supervisor de Muestreo en Campo			Kattia Alejía		
Fuente			Rio Ventura		
Tipo de muestra			Agua Superficial		
Observaciones de Ubicación			Comunidad Los Chiles-Rio San Juan		
Coordenadas			NR		
Certificación PIENSA			LA-1911-1030		
NE 1000 SM /EPA	ENSAYO REALIZADO	PARA METRO	UNIDAD	VALOR DE CONCENTRACION	Norma CAPRE*
Visual	Aspecto	NE		Turbio amarillo	NE
4500-B	Potencial de Hidrógeno		pH	7.81	6.5 - 8.5**
2510-B	Conductividad Eléctrica		µS/cm	196.30	400**
2130-B	Turbiedad		UNT	37.50	5
2120-C	Color Verdadero		mg/L (Pt-Co)	85.00	15
2320-B	alcalinidad		mg/L CaCO ₃	85.40	NE
2320-B	Carbonatos		mg/L CaCO ₃	<0.40	NE
2320-B	Bicarbonatos		mg/L CaCO ₃	85.40	NE
4500-B	Nitrosos		mg/L	4.38	20
4500-B	Nitritos		mg/L	<0.009	0.1
4500-D	Cloruros		mg/L	9.63	250
3500-B	Hierro Total		mg/L	0.051	0.3
4500-D	Sulfatos		mg/L	<1.00	250
2340-C	Dureza Total		mg/L CaCO ₃	80.32	400**
2340-C	Dureza Calcio		mg/L CaCO ₃	59.26	NE
3500-B	Calcio		mg/L	23.73	100**
3500-B	Magnesio		mg/L	5.13	50
3500-B	Manganeso		mg/L	0.050	0.5
3600-X	Sodio		mg/L	6.26	200
3600-C	Potasio		mg/L	1.90	10
4500-C	Fluor		mg/L	0.190	0.7

LEYENDA DE REPORTE DE RESULTADOS: Se reporta por parámetro de acuerdo a la UNIDAD que se indica en la columna y línea respectiva.
Abreviaturas y símbolos: < menor al Límite de Detección que se especifica por parámetro, NE= No especificada en la Norma, NR= No Reporta Método, Normas y/o Decreto aplicables: SM = Standard Methods for the Examination of Water & Wastewater 23 (D) 2017, EPA = Environmental Protection Agency, * Normas de Calidad del Agua Para Consumo Humano: Norma Regional CAPRE, ** Valor recomendado

OBSERVACIONES: La muestra fue recolectada, custodiada e ingresada al laboratorio por el cliente.
Los resultados reportados corresponden a los ensayos realizados por el cliente.

[Firma]
Lina María León González
Coordinadora de Laboratorios Ambientales PIENSA

Declaramos que este informe de resultados será de uso exclusivo del cliente, el responsable de la confiabilidad e integridad del informe.

0001893

Dirección: (505) 2278-1462 • Área Académica: 2270-5613 y 5866-6702 (M) • Atención al Cliente: 8496-8568 (C) y 8152-7314 (M)
Coordinación de Laboratorios: 8100-0421 (M) • e-mail: piensa@uni.edu.ni • Web: www.piensa.uni.edu.ni

Se parte del supuesto que la obra de captación contara con un pretratamiento de tal forma de reducir el mayor número de sólidos suspendidos totales posibles y lograr así enviar a la entrada de la planta la mejor calidad posible.

La planta de tratamiento de agua potable propuesta cumplirá las normas de calidad del agua en la salida bajo los Standard internacional OMS y los establecidos por el Comité Técnico Nacional de Calidad de Agua, del Comité Coordinador Regional de Instituciones de Agua, Potable y Saneamiento de Centroamérica, Panamá y República Dominicana (CAPRE) [1990]. La planta de tratamiento tendrá la capacidad de operar con valores promedios de 30-50NTU y picos eventuales max. De turbiedad de 100NTU, se espera que la obra de pretratamiento esté correctamente diseñada.

Parámetros más representativos por tratar en Entrada del Sistema de Tratamiento de Agua:

Parámetro	Unidad	Valor
Temp.	°C	18---30
Ph		6.5---8.5
Turbiedad promedio;	NTU	30—50NTU
Color	U.C.	50.0
Hierro	mg/l	≤ 2.0
Coliformes		Existe presencia de coliformes

No se contempla tratamiento de agua para remoción eventual de trazos de metales pesados.

Los parámetros Organolépticos de Olor y Sabor del agua se interpreta que cumplen con la calidad del agua y el diseño no contempla filtros de Carbón Activado para remoción de los mismos, no son parte de esta propuesta.

Parámetros principales para el diseño:

Fuente	Agua Superficial
Producto Final	Agua Potable
Caudal máximo	40.9 m ³ /h
Velocidad de filtrado	12.0 m/h
Carga dinámica requerida en la entrada de la Planta de Tratamiento	A ser definida

Calidad de Agua Tratada por AQUATEC, S.A.

Determinación	UM
Turbiedad	≤ 5 NTU
Coliformes fecales (CF/100)	0
Cloro Residual	0.3-0.6 mg/l en la casa más alejada de la red
Color	< 5 unidad Pt-Co
Hierro	≤ 0.3 mg/l
pH	6.5 < Ph < 8.5

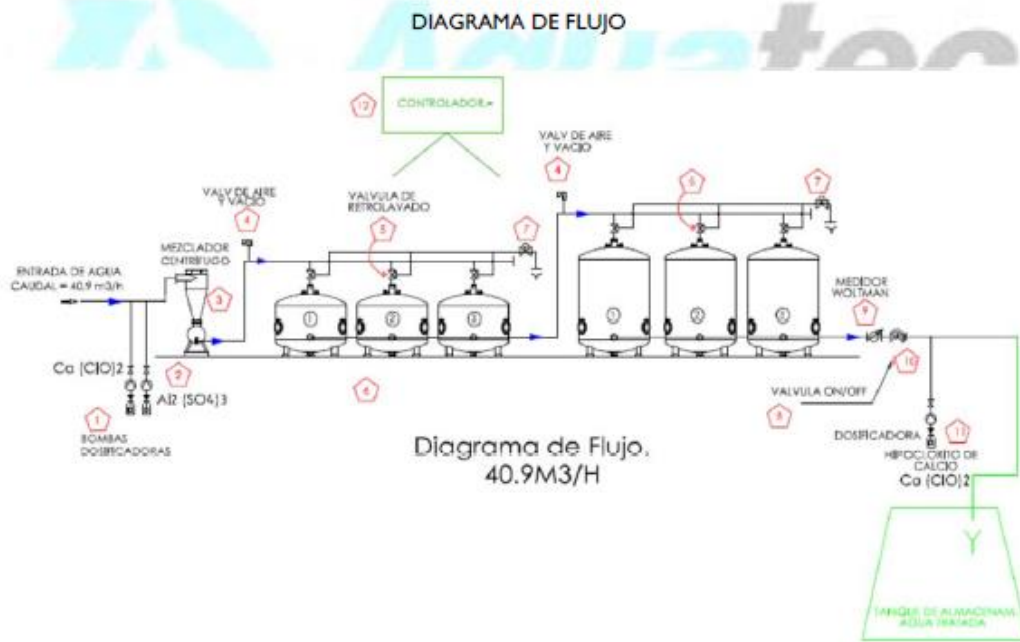
La planta de tratamiento de agua está diseñada para operar con un caudal de 40.9 m³/h. La presión manométrica mínima requerida será de 3.0 bar (30 m.c.a.). La Presión de trabajo máximo es 8.0 bar. La pérdida de presión en el sistema integral de filtración no excede los 4 m.c.a. en condiciones extremas.

Área Mínima Requerida para PTAP 10mX12m

III. GENERALIDADES

La planta potabilizadora compacta trabajará presurizada y está compuesta por los siguientes procesos:

AGUA CRUDA ➔ OXIDANTE ➔ COAGULANTE - FLOCULANTE ➔ MEZCLADOR CENTRIFUGO ➔ FILTROS SEDIMENTADORES ➔ FILTRACION MULTIMEDIA ➔ DESINFECCION CLORO ➔ AGUA TRATADA



Componentes principales.

- Bombas Dosificadoras
- Mezclador en línea tipo Centrifugo
- Filtros Sedimentadores 3 x 36"
- Filtración Multimedia 3 x 48"
- Panel de control de retrolavado Automático
- Sistema de Desinfección
- Manifolds, accesorios.

Datos de diseño

- ✓ Caudal Nominal: 40.9 m³/h
- ✓ Área efectiva de Filtración: 3.39 m²
- ✓ Velocidad de filtrado: **12.0 m/h**

La planta potabilizadora estará en capacidad de realizar de manera manual las siguientes tareas:

- Dosificación de químicos
- Retrolavado de los filtros.
- Control de las válvulas hidráulicas.
- Diferenciales de Presión del sistema

IV. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y OPERACIÓN

Bomba Dosificadora de Sulfato de Aluminio

La aplicación de Sulfato de Aluminio $AL_2(SO_4)_3$ tiene la finalidad de bajar la turbiedad del agua cruda para un máximo de Turbiedad 100 UNT registrado en la entrada en la Planta de Tratamiento de Agua, para este propósito se requiere de una bomba dosificadora electromagnética de membrana y un mezclador Centrifugo, la determinación de la concentración de $AL_2(SO_4)_3$ se determina en el campo, nuestro proceso es filtración directa y pasamos a filtros mult. los cuales definiremos su diseño y propósito para retener los flocs en su medio filtrante.

Para bajar la turbiedad a valor menores de 1UNT vamos a referenciar en una tabla la concentración estimada requerida.

- 1: Volumen de la solución (litros)
- 2: Sulfato de Aluminio (Kg)
- 3: Concentración de la solución (%)
- 4: Caudal del sistema (m³/h)
- 5: Concentración deseada en punto de Inyección (mg/l)
- 6: Capacidad de inyección Bomba Dosificadora (GPD)
- 7: Frecuencia Bomba (%)

TABLA DE REFERENCIA DOSIFICACION SULFATO DE ALUMINIO

1 (Galones)	2 (Kg)	3 (%)	4 (m ² /h)	5 (mg/l)	6 (GPD)	7 (%)
5	2.33	8	40.9	1	3.24	5
5	2.33	8	40.9	2	6.49	11
5	2.33	8	40.9	3	9.73	16
5	2.33	8	40.9	9	29.19	49
5	2.33	8	40.9	12	38.93	65
5	2.33	8	40.9	18.49	59.98	100

Bomba Dosificadora de Sulfato de Aluminio

El sistema de dosificación de Sulfato de Aluminio se utilizara una bomba dosificadora electromagnética de membrana para aplicar el coagulante-floculante. La bomba dosificadora estará protegida en la cubierta de la PTAP.

La bomba dosificadora electromagnética
Model VCO 1010
Capacidad 2.5 GPH @ 150 PSI



Aquatec
Eco-Systems
Tratamiento de Agua y Filtración
Grupo Aqua Corp

Mezclador Estático Centrifugo:



Para una buena coagulación y Floculación el sulfato de aluminio pasa por el mezclador estático YAMIT E.L.I para una buena distribución y obtener una buena formación de flocs antes de llegar a los filtros multimedia en línea.

Unidades de Filtración

Luego de la etapa de Mezcla en línea, los flocs formados se removerán a través de una batería de Filtros sedimentadores, utilizando como medio filtrante, arena de quartz .El objetivo es reducir el nivel de turbidez, Hierro Total y color.

Filtros Sedimentadores Presurizados

Una de las etapas fundamentales en la potabilización del agua se denomina "clarificación", o de otra manera: eliminación completa de los sólidos totales presentes y que actúan como contaminantes, ya que por un lado, su sola presencia provoca repulsión entre los consumidores, y por otro, ocasionan interferencias con el proceso de desinfección.

Por definición, en el término **sólidos totales** se deben incluir: sólidos filtrables y sólidos no filtrables.

Los sólidos no filtrables, debido a su muy reducido tamaño, ningún tratamiento físico es efectivo, por lo cual se deben recurrir a modificaciones químicas primero, para posteriormente ser removidos con eficiencia. Los sólidos no filtrables pueden ser : sólidos suspendidos (coloidales) o sólidos disueltos (sales).

En el caso específico de los coloides, su comportamiento es regido por fuerzas electrostáticas. El análisis para su tratamiento parte de la consideración de que las partículas coloidales siempre están cargadas negativamente, esto nos lleva a la conclusión de que la turbiedad y en parte, el color, es provocado por la cantidad de partículas coloidales presentes en el cuerpo de agua, que se conservan mas o menos homogéneas en cualquier dirección de la masa de agua, debido a la fuerza de repulsión existente entre partículas de la misma carga eléctrica. Y que, por tanto, para su eliminación, necesitamos hacer un pequeño desvalance de carga eléctrica que permita el aglutinamiento de las partículas, con lo cual ganen masa y peso específico, y por tanto, se transformen en candidatos ideales para su eliminación a través de filtros Sedimentadores.

Filtros Sedimentadores

- ◊ Batería de filtros a presión 3 x 36" elementos
- ◊ Medio filtrante Arena de cuarzo
- ◊ Válvulas tres vías
- ◊ Cuerpo de Filtro y Manifolds Acero al carbono recubierto electrostáticamente con polvo de epoxi poliéster espesor 150-200micras, al horno.

Las características de los Filtros son las siguientes:

- Diámetro de 900 mm
- Altura cilíndrica de 980mm
- Área efectiva de filtrado 0.64 m²
- Caudal de retrolavado requerida: 22 m³/hora
- Presión manométrica requerida para retrolavado: 2 bar

Filtración Multimedia

- ◊ Batería de filtros a presión 3 x 48" elementos
- ◊ Medio filtrante Arena de cuarzo y basalto
- ◊ Válvulas tres vías 3X3
- ◊ Cuerpo de Filtro y Manifolds Acero al carbono recubierto electrostáticamente con polvo de epoxi poliéster espesor 150-200micras, al horno.

Las características de los Filtros son las siguientes:

- Diámetro de 1200 mm
- Altura cilíndrica de 1500 mm
- Área efectiva de filtrado 1.13 m²
- Caudal de retrolavado requerida: 40 m³/hora
- Presión manométrica requerida para retrolavado: 2 bar



VELOCIDAD DE FILTRACION

Caudal del Sistema (m ³ /h)	Velocidad de Filtrado (m/h)
40.9	12.0

El agua de retrolavado es independiente en cada etapa por separado y en función del diferencial de presión, este volumen de agua se determina el CONSUMO DE AGUA utilizada en cada filtro y podemos determinar por los diferentes Caudales Nominales.

Qn (m ³ /h)	Qr (m ³ /h)	Tr (min)	V(m ³)	Consumo %
40.9	40.0	3	2.0	4.89

Qn: Caudal Nominal (m³/h)

Qr : Caudal de Retrolavado (m³/h)

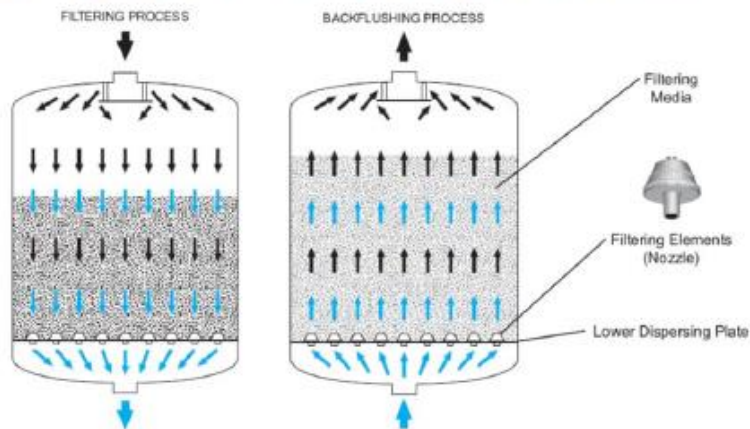
Tr: Tiempo de retrolavado máximo (min)

V: Volumen de consumo (m³)

Consumo % : Consumo de Agua de servicio PTAP en una hora

Lavado de filtros Multimedia

El sistema de filtración propuesto es auto limpiante no es necesario una bomba ni compresor para efectuar la auto limpieza de cada filtro. Para el lavado de los filtros es necesario hacer circular agua en sentido contrarios al de filtración, de forma que arrastre la suciedad acumulada evacuándola fuera de los filtros.



El concepto auto limpiante consiste que el lavado de cada filtro se realiza con el agua filtrada que proporcionan los otros elementos filtrantes, por lo que no es necesario disponer de un tanque de almacenamiento de agua filtrada ni equipo de bombeo.

Requerimientos de Consumo de agua de Servicio de la PTAP

1	2	3	4	4.1	5	6	6.1	7	8	9	10
Qn de trabajo (m ³ /h)	Jornada diaria (horas)	Volumen producido (m3)	Qr (m ³ /h) Filt. Sed.	Qr (m ³ /h) Por Filt. mult.	Tr (min) Por tanque	V (m ³) lavado Por Filt. Sed	V (m ³) lavado Por Filt. mult.	Cantidad de tanques	Lavados por día	Demanda total de lavado (m3)	Consumo %
40.9	20	818	22	40	3	1.1	2.0	7.0	1	9.3	1.14

Donde:

- 1 : caudal nominal de trabajo de la planta de tratamiento.
- 2 : número de horas de trabajo por día.
- 3 : Es el volumen de agua producido por la planta durante una jornada de trabajo.
- 4 : Es el caudal necesario para realizar el lavado a contra flujo en cada uno de los tanques Sed. & Mult.
- 5 : Es el tiempo que demora el proceso de lavado por cada tanque en minutos.
- 6 : El volumen de agua que se consume durante el lavado de cada tanque.
- 7 : Cantidad de tanques que se lavarán durante una jornada.
- 8 : Número de veces que cada tanque será lavado por jornada.
- 9 : La Suma total de los volúmenes de lavado por jornada
- 10 : La suma total de los volúmenes de lavado por jornada expresada en porcentaje con relación al volumen de agua producido en la planta.

Control Automatizado

El sistema de Control y Operación sera para los filtros Sedimentadores y Multimedia, trabajara con un Controlador FILTRON I-10, 120VAC-60Hz estará en capacidad de realizar automáticamente lo siguiente:

- Activación de retrolavados por Diferencial de presión DP
- Activación de retrolavados por tiempo.
- Control directo de válvulas hidráulicas
- Opción de retrolavados Manuales de Ambas baterías de filtros.



DISPOSITIVO DIFERENCIAL DE PRESIÓN (D.P)

Durante la filtración, cuando se alcanza el valor de diferencial de presión predeterminado entre la entrada y la salida de los filtros multimedia, se realizara el retrolavado de los filtros, los cuales empezarán su limpieza secuencial uno a uno. Para este fin se utilizarán switch Diferencial de Presión UNITED ELECTRIC CONTROLS (UE) de la SERIE 24

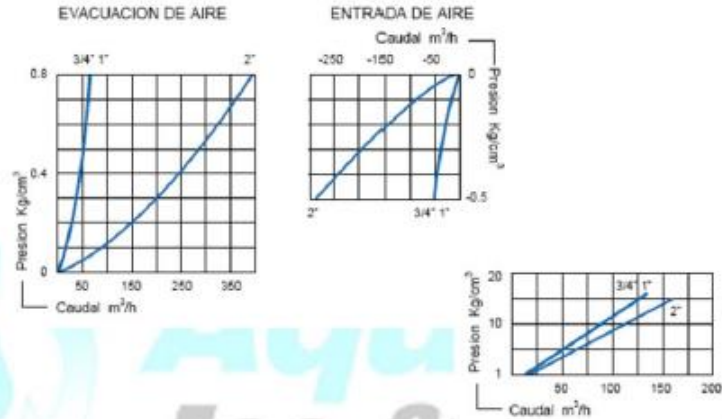
El DP llega calibrado a un diferencial de 0.5bar = 7.25 PSI



Los orificios tienen las dimensiones siguientes:

- ✓ Orificio Cinético : 804mm²
- ✓ Orificio Automático: 12 mm²

La curva de entrada y salida de aire de la ventosa cinética:



La curva de salida de aire de la ventosa Automática
La ventosa combinada tiene un diseño dinámico que permita la descarga de aire a alta velocidad, que excede la presión diferencial de 0,8 bar. Los límites de presión de trabajo Cumplen para 50MM 0.2 – 10 bar (3 – 145 psi). El mecanismo flotador es de una Goma desplegable de sellado.

Las partes de la ventosa combinada

Parte	Material
Cuerpo	Nylon reforzado
Codo de drenaje	Polipropileno
Junta completa	
Guía	Nylon reforzado
Flotador	Polipropileno expandido
Junta torica	BUNA-N
Base	Nylon reforzado

VALVULAS HIDRÁULICA DE CONTROL



Válvulas **DOROT** de 3 vías, permiten el paso del agua cruda para el proceso de Filtrado y Retrolavado de los Filtros sedimentadores y Multimedia. La válvula DOROT es un modelo compacto de tres vías y asegura una operación a largo plazo, sin problemas de mantenimiento, las válvulas Dorot serán accionadas por medio de solenoides.

Model: 58, Dimensiones 3"X3"X2" V, Presión de operación min 1bar y presión max. 10 bar.

Desinfección

El sistema de dosificación de hipoclorito de Calcio utilizaremos una bomba dosificadora electromagnética de membrana para aplicar la cloración en la salida de la PTAP. Esta post Cloración Garantizara la desinfección del agua la cual vamos aplicar una dosis de 2mg/l a 3.5mg/l en la PTAP y se deberá ajustar en base al cloro residual en la casa más alejada de la Red de distribución.

La concentración de cloro Residual en la casa más alejada deberá estar en el Rango de 0.5mg/l a 1.0mg/l según Normas de Calidad de INAA NTON 09003-99.

La bomba dosificadora electromagnética
Model VCO 1010
Capacidad 2.5 GPH @ 150 PSI

VALVULAS DE AIRE COMBINADA D-040 "BARAK"

La válvula de aire combinada se instalaran en la entrada de los filtros Sedimentadores y filtros Multimedia su funcionamiento es admisión/expulsión de aire y trabaja como una válvula automática, esta válvula de aire está compuesta en el mismo cuerpo de una válvula ventosa cinética y una válvula ventosa automática su diámetro de conexión deberá ser de 50mm .



MEDIDOR DE CAUDAL WOLTMAN TURBO BAR

El medidor de la planta potabilizadora se proporciona con un medidor de agua de transmisión Magnética. Está constituido por un medidor de turbina tipo Woltman.

- Precisión cumple las de la Norma ISO 4064 Clase A estándar.
- Lectura en metros cúbicos
- El registro cerrado al vacío y el cabezal de control completamente protegido
- Aseguran una lectura clara y un tren de engranaje libres de agua.

Datos de Operación

Diámetro nominal DN	in	1 1/2"	2"	2 1/2"	3"	4"	5"	6"	8"	10"	12"	16"	20"
	mm	40	50	85	80	100	125	150	200	250	300	400	500
Qn - Caudal nominal (ISO 4064) (m/h)	10	15	25	40	60	100	150	250	400	600	1,000	1,500	
Qp - Caudal Máximo continuo (m/h)	20	30	30	60	100	160	180	300	600	1,000	1,500	3,000	
Qmax - Caudal Máximo Qmax (ISO 4064) (m/h)	20	30	50	80	120	200	300	500	800	1,200	2,000	3,000	
Caudal Máximo instantáneo (m/h)	30	50	80	120	200	250	300	500	600	1,500	2,500	4,000	
Qt - Caudal de Transición Qt (+2%) (m/h)	3	3	5	8	12	20	30	50	80	120	200	300	
Qmin - Caudal Mínimo Qmin (+.5%) (ISO 4064) (m/h)	0.7	0.45 0.70	0.75	0.2	1.8	3	4.5	7.5	12	18	30	40	
Caudal Δd = 0.18Bar (m/h)	30	40	55	80	90	120	300	500	850	1,500	3,000	5,000	
Lectura Máxima (m ³)		1,000,000						10,000,000			100,000,000		
Lectura Mínima (l)		1						10			100		



Eco-Systems
Tratamiento de Agua y Filtración
Grupo Aqua Corp

D. Costos de inversión

PRESUPUESTO DEL PROYECTO						
Nombre del proyecto: Agua y Saneamiento comunidad Los Chiles						
Comunidad: Los Chiles						
Municipio: San Carlos, departamento Rio San Juan						
ETA PA	SUB ETAP A	DESCRIPCION	U/M	CANT.	COSTO UNITARI O C\$	COSTO TOTAL C\$
310		PRELIMINARES	GLB	1		790,415.01
	01	LIMPIEZA INICIAL.	M2	27364.50		443,578.55
	92224	Limpieza Inicial.	M2	27364.50	16.21	443,578.55
	02	TRAZO Y NIVELACION	M	18243.00		330,015.87
	92806	Trazo y Nivelación Para Tuberías (Incluyendo. Estacas de Madera + Mano de Obras Topográfica)	M	18243.00	18.09	330,015.87
	05	ROTULO	C/U	1.00		16,820.60
	04277	Rotulo Tipo FISE de 1.22 x 2.44 mts (estructura de Acero + forro de Zinc Liso con base de concreto Ref. 2500 psi (incluye. Pintura Y Anticorrosivo).	C/U	1.00	16,820.60	16,820.60
320		LINEA DE CONDUCCION	M	2931.00		1,735,445.39
	01	EXCAVACION DE TUBERIAS.	M3	1758.60		290,503.13
	93722	EXCAVACION MANUAL EN TERRENO CASCAJO O BALASTRO	M3	1758.60	165.19	290,503.13
	11	RELLENO Y COMPACTACION	M3	1666.52		157,786.11
	92226	Relleno y Compactación Manual.	M3	1666.52	94.68	157,786.11
	17	INSTALACION DE TUBERIAS PVC DE 6 "	M	2931.00		1,235,856.15
	94014	TUBERIA DE PVC Diám. =6" (SDR-17) (NO INCL. EXCAVACION) (JUNTA CEMENTADA)	M	2931.00	421.65	1,235,856.15
	23	PRUEBAS HIDROSTATICAS	M	10.00		20,000.00
	96930	Pruebas Hidrostáticas (Con Bomba Manual) en tubería de PVC Diam= hasta 2" L= hasta 300 m para proyectos de agua potable.	C/U	10.00	2,000.00	20,000.00
	25	VALVULAS Y ACCESORIOS	C/U	18.00		31,300.00
	96394	Válvula de limpieza de 6" HF	C/U	3.00	6,300.00	18,900.00
	96199	Válvula de aire de 6" HF	C/U	2.00	6,200.00	12,400.00
330		LINEA DE DISTRIBUCION		15312.00		6,077,998.93
	01	EXCAVACION DE TUBERIAS.	M3	7656.00		1,264,694.64
	92227	Excavación Manual en Terreno Natural	M3	7656.00	165.19	1,264,694.64
	09	RELLENO Y COMPACTACION	M3	6057.69		573,541.79
	92226	Relleno y Compactación Manual.	M3	6057.69	94.68	573,541.79
	17	INSTALACION DE TUBERIAS PVC	M	15312.00		4,081,875.00
	96166	Tubería de PVC Diám. = 1 ½" (SDR-21) (NO INCL. EXCAVACION)	M	1628.00	57.21	93,137.88

PRESUPUESTO DEL PROYECTO

Nombre del proyecto: Agua y Saneamiento comunidad Los Chiles

Comunidad: Los Chiles

Municipio: San Carlos, departamento Rio San Juan

ETA PA	SUB ETAP A	DESCRIPCION	U/M	CANT.	COSTO UNITARI O C\$	COSTO TOTAL C\$
		Tubería de PVC Diám. = 2" (SDR-26) (NO INCL. EXCAVACION)	M	8815.00	83.46	735,699.90
		Tubería de PVC Diám. = 3" (SDR-26) (NO INCL. EXCAVACION)	M	284.00	158.03	44,880.52
		Tubería de PVC Diám. = 4" (SDR-26) (NO INCL. EXCAVACION)	M	1452.00	267.25	388,047.00
	92853	TUBERIA DE PVC Diám. =6" (SDR-26) (NO INCL. EXCAVACION) (JUNTA CEMENTADA)	M	538.00	421.65	1,262,045.75
	96165	TUBERIA DE PVC Diám. =8" (SDR-26) (NO INCL. EXCAVACION) (JUNTA CEMENTADA)	M	2595.00	600.41	1,558,063.95
	22	PRUEBAS HIDROSTATICAS	C/U	51		127,600.00
	96930	Pruebas Hidrostáticas (Con Bomba Manual) en tubería de PVC Diam= hasta 4" L= hasta 300 m para proyectos de agua potable.	C/U	51	2,500.00	127,600.00
	23	VALVULAS Y ACCESORIOS	C/U			30,287.50
	96394	TEE LISA PVC DE 6" (SCH 40) (ASTM D2466) JUNTA CEMENTADA	C/U	2	555.00	1,110.00
	96193	TEE LISA PVC DE 4" (SCH 40) (ASTM D2466) JUNTA CEMENTADA	C/U	31	277.50	8,602.50
		TEE LISA PVC DE 3" (SCH 40) (ASTM D2466) JUNTA CEMENTADA	C/U	2	225.00	450.00
	96999	TEE LISA PVC DE 2" (SCH 40) (ASTM D2466) JUNTA CEMENTADA	C/U	29	141.00	4,089.00
	94294	TAPON HEMBRA LISO DE PVC 4"	C/U	1	146.50	146.50
	94567	TAPON HEMBRA LISO DE PVC DE 2"	C/U	16	52.00	832.00
	93514	TAPON HEMBRA LISO DE PVC DE 1 ½"	C/U	32	31.25	1,000.00
	96984	CRUZ LISA DE PVC DE 4"x4" (SCH 40) (ASTM 2466) JUNTA CEMENTADA	C/U	5	456.00	2,280.00
	94006	CRUZ LISA DE PVC DE 3"x 3" (SCH 40) (ASTM 2466) JUNTA CEMENTADA	C/U	1	351.00	351.00
	33397	CRUZ LISA DE PVC DE 2"x 2" (SCH 40) (ASTM 2466) JUNTA CEMENTADA	C/U	4	298.50	1,194.00
	94959	CODO LISO PVC 90° DE 2" (SCH 40) (ASTM D2466) JUNTA CEMENTADA	C/U	10	62.50	625.00
	93169	CODO LISO PVC 45° DE 4" (SCH 40) (ASTM D2466) JUNTA CEMENTADA	C/U	2	178.00	356.00
	96199	CODO LISO PVC 45° DE 2" (SCH 40) (ASTM D2466) JUNTA CEMENTADA	C/U	3	62.50	187.50

PRESUPUESTO DEL PROYECTO

Nombre del proyecto: Agua y Saneamiento comunidad Los Chiles

Comunidad: Los Chiles

Municipio: San Carlos, departamento Rio San Juan

ETA PA	SUB ETAP A	DESCRIPCION	U/M	CANT.	COSTO UNITARI O C\$	COSTO TOTAL C\$
	96073	CODO LISO PVC 45° DE 1 ½" (SCH 40) (ASTM D2466) JUNTA CEMENTADA	C/U	1	52.00	52.00
	93130	REDUCTOR LISO PVC DE 6" A 4" (SCH 40) (ASTM D2466) JUNTA CEMENTADA	C/U	5	398.50	1,992.50
	95098	REDUCTOR LISO PVC DE 4" A 2" (SCH 40) (ASTM D2466) JUNTA CEMENTADA	C/U	36	125.50	4,518.00
	92170	REDUCTOR LISO PVC DE 2" A 1 ½" (SCH 40) (ASTM D2466) JUNTA CEMENTADA	C/U	34	62.50	2,125.00
		REDUCTOR LISO PVC DE 3" A 2" (SCH 40) (ASTM D2466) JUNTA CEMENTADA	C/U	3	125.50	376.50
	96073	Válvula de limpieza de 2" bronce	C/U	6.00	2,600.00	15,600.00
	95098	Válvula de aire de 2" bronce	C/U	7.00	2,500.00	17,500.00
335		TANQUE DE ALMACENAMIENTO	C.U	1		1,261,127.53
	01	MOVIMIENTO DE TIERRA PARA TANQUE DE ALMACENAMIENTO	M3			313,752.00
	94236	Descapote hasta 10 cms.	M3	31.20	220.00	6,864.00
	92287	Corte de terraza de 0.20 m con equipo.	M3	62.40	220.00	13,728.00
	92226	Relleno y compactación.	M3	156.00	90.00	14,040.00
	93398	Explotación o corte manual en Banco de préstamo.	M3	156.00	370.00	57,720.00
	95945	Acarreo de material selecto en banco de préstamo a 10 km, (Incl. Derecho de préstamo).	M3	202.80	350.00	70,980.00
	95947	Botar tierra sobrante de excavación a 1 km, Carga manual.	M3	121.68	250.00	30,420.00
	95948	Movilización de equipos	Glb	1.00	120,000.00	120,000.00
	02	TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE CONCRETO				806,543.55
	92022	NIVELETA DOBLE DE PINO DE 1.50m x 1.50m	C/U	4.00	661.19	2,644.76
	92021	NIVELETA SENCILLA DE MADERA PINO L=1.10m	C/U	4.00	611.31	2,445.24
	95110	CONCRETO DE 3,000 PSI (CON MEZCLADORA)	M3	43.76	4,827.33	211,236.77
	92371	FORMALETA DE MADERA PINO PARA MUROS	M2	348.59	946.54	329,955.44
	92388	FORMALETA DE MADERA PINO PARA FUNDACIONES	M2	4.90	1,857.08	9,101.33
	92345	FORMALETA DE MADERA PINO PARA COLUMNAS	M2	6.08	524.81	3,190.84
	93353	HIERRO (EN VARILLAS) CORRUGADO (GRADO 40) Diám. <= AL No. 4	LBS	5466.79	23.25	127,102.77
	93352	HIERRO (EN VARILLAS) LISO DE CONSTRUCCION	LBS	87.37	22.22	1,941.35

PRESUPUESTO DEL PROYECTO

Nombre del proyecto: Agua y Saneamiento comunidad Los Chiles

Comunidad: Los Chiles

Municipio: San Carlos, departamento Rio San Juan

ETA PA	SUB ETAP A	DESCRIPCION	U/M	CANT.	COSTO UNITARI O C\$	COSTO TOTAL C\$
	92160	PIQUETEO TOTAL EN CONCRETO FRESCO	M2	181.33	36.92	6,694.80
	92137	REPELLO Y FINO CORRIENTE	M2	181.33	314.62	57,050.90
	96221	IMPERMEABILIZANTE (MORTERO CEMENTICIO CON BASE AGUA) PARA REC. TIPO SIKA-101 O SIMILAR	M2	221.12	44.11	9,753.69
	93411	PINTURA EPOXICA BLANCA SOBRE PAREDES DE TANQUES DE AGUA POTABLE	M2	221.12	49.57	10,961.02
	92147	PINTURA DE ACEITE (COLOR DE LINEA) CALIDAD STANDARD (INCL. 2 MANOS)	M2	181.33	48.54	8,801.89
	93873	RESPIRADERO O REBOSE DE TUBO DE PVC. Diám. = 4"	C/U	1.00	267.25	267.25
	94979	CODO LISO PVC 90° DE 6" (SCH 40) (ASTM D2466) JUNTA CEMENTADA	C/U	2.00	500.00	1,000.00
		CODO LISO PVC 90° DE 8" (SCH 40) (ASTM D2466) JUNTA CEMENTADA	C/U	2.00	700.00	1,400.00
	92853	TUBERIA DE PVC Diám. =6" (SDR-26) (NO INCL. EXCAVACION) (JUNTA CEMENTADA)	M	10.00	421.65	4,216.50
		TUBERIA DE PVC Diám. =8" (SDR-26) (NO INCL. EXCAVACION) (JUNTA CEMENTADA)	M	6.00	600.41	3,602.46
	92848	VALVULA DE GLOBO DE HIERRO FUNDIDO Diám. =6" CON BRIDAS DE HIERRO FUNDIDO DE 6" (2 C/U)	C/U	1.00	1,748.00	1,748.00
		VALVULA DE GLOBO DE HIERRO FUNDIDO Diám. =8" CON BRIDAS DE HIERRO FUNDIDO DE 8" (2 C/U)	C/U	2.00	2,057.00	4,114.00
	04930	Caja de registro de concreto de 3000 psi Ref. + Pared de bloque de Mortero de 1.00 mts x 1.00 mts, H = 1.00 mts. Con tapa de concreto	C/U	1.00	9,314.53	9,314.53
	07	OTROS TIPOS DE OBRAS.	GLB	1		64,044.27
	03106	Estructura de Techo de Tanque	M2	40.32	847.01	34,153.56
	93459	Cubierta de Techo con lamina troquelada cal. 28	M2	62.21	480.47	29,890.71
	06	CERCA PERIMETRAL Y PORTONES	M	72.00		76,787.71
	04243	Cerco (a) de postes de concreto con 12 hiladas de Alambre de Púa cal. 14 a cada 2.50 mts Incl. Base de concreto.	M	72.00	656.41	47,261.52
	93056	Portón de malla ciclón en predio de tanque.	Glb	1.00	29,526.19	29,526.19
340		FUENTE Y OBRAS DE TOMA	GLB	1		1,381,059.63

PRESUPUESTO DEL PROYECTO

Nombre del proyecto: Agua y Saneamiento comunidad Los Chiles

Comunidad: Los Chiles

Municipio: San Carlos, departamento Rio San Juan

ETA PA	SUB ETAP A	DESCRIPCION	U/M	CANT.	COSTO UNITARI O C\$	COSTO TOTAL C\$
	01	MOVIMIENTO DE TIERRA PARA OBRA DE CAPTACIÓN	C/U			457,515.41
		Corte de terraza con equipo.	M3	324.29	220.00	71,344.35
		Botar tierra sobrante de excavación a 1 km, Carga manual.	M3	421.58	250.00	105,395.06
		Desviar río para desarrollar trabajos en obra de captación	M3	730.80	220.00	16-0,776.00
		Movilización de equipos	Glb	1.00	120,000.00	120,000.00
	01	OBRAS DE CAPTACION	C/U	1		923,544.22
	40021	Análisis bacteriológico completo +e coli para A / P	C/U	2.00	2,000.00	4,000.00
	40089	Análisis Químico de agua (arsénico).	C/U	1.00	2,200.00	2,200.00
	40020	Análisis físico químico + cianuro	C/U	1.00	7,500.00	7,500.00
		CONCRETO DE 3,000 PSI (Ciclópeo)	M3	59.60	3,096.40	184,529.96
		Zampeado	M3	4.28	3,096.40	13,252.59
		Bloque Disipador de concreto ciclópeo	C/U	15.00	1,248.47	18,727.05
		TUBERIA PVC ø 14", PARA DESFOGUE DE DIQUE	M	7.60	2,982.00	22,663.20
		TUBERIA DE LIMPIEZA ø 18" PVC	M	4.31	3,573.63	15,402.35
		TUBERIA DE LIMPIEZA ø 18" H.F.	M	20.00	3,573.63	71,472.60
		VALVULAS DE COMPUERTA DE 14"	C/U	1.00	29,940.38	29,940.38
		VALVULAS DE COMPUERTA DE 18"	C/U	2.00	35,156.25	70,312.50
		GAVIONES DE 1M X 1M X 1M	M3	134.00	3,400.00	455,600.00
		CAJA DE CAPTACIÓN DE 3.5 M X 3.5 M X 2.30 M	C/U	1.00	27,943.59	27,943.59
345		ESTACION DE BOMBEO	GLB	1		794,830.42
	01	CASETA DE BOMBEO	C/U			479,815.71
	04275	Caseta de mamposteria Confinada + cubierta de techo Zinc. A = 4.15 x 4.15 Para Sarta	C/U	1.00	143,851.76	143,851.76
		POZO HUMEDO DE CONCRETO	C/U	1.00	291,025.24	291,025.24
	03	EQUIPOS, TUBERIA Y ACCESORIOS	GLB			283,165.71
		TUBERIA PVC ø 8", descarga desde fuente de abastecimiento, incluye bridas de fijación y perforación de tubería	M	4.30	720.49	3,098.12
		TUBERIA PVC ø 6", descarga hacia tanque de almacenamiento	M	3.65	505.98	1,846.83
	96614	Tubería de impulsión de hierro HoGo Daim= 6".	M	6.00	3,116.67	18,700.02

PRESUPUESTO DEL PROYECTO

Nombre del proyecto: Agua y Saneamiento comunidad Los Chiles

Comunidad: Los Chiles

Municipio: San Carlos, departamento Rio San Juan

ETA PA	SUB ETAP A	DESCRIPCION	U/M	CANT.	COSTO UNITARI O C\$	COSTO TOTAL C\$
	92182	Equipo Moto-Bomba sumergible de 6" motor de 15hp (Cable sumergible y arrancador eléctrico)	C/U	2.00	196,650.0	393,300.00
	94977	Válvula de Check de hierro fundido D= 6" extremos Bridados.	C/U	1.00	24,062.75	24,062.75
	92848	Válvula de Compuerta de hierro fundido diámetro 6" con bridas de hierro fundido de 6"	C/U	1.00	16,308.00	16,308.00
	94525	Plato (Platina) cuadrada de hierro fundido de soporte de 16 " x 8 " x ¼ " para equipo de Bombeo	C/U	5.00	4,500.00	22,500.00
	07	OBRAS VARIAS	C/U	1		76,787.71
	04243	Cerco (a) de postes de concreto con 12 hiladas de Alambre de Púa cal. 14 a cada 2.50 mts Incl. Base de concreto.	M	72.00	656.41	47,261.52
	93056	Portón de malla ciclón en predio de tanque.	C/U	1.00	29,526.19	29,526.19
350		ELECTRICIDAD	GLB	1		134,394.80
	34508-8	INSTALACIONES ELECTRICAS-BAJA TENSION	GLB	1		134,394.80
	95081	AISLADOR DE TORNILLO DE PORCELANA	C/U	1.00	133.50	133.50
	96460	AISLADOR DIELECTRICO PARA CONTACTOS DE ARRANCADORES (Presentación en spray) Contenido=400 m	C/U	1.00	977.50	977.50
	95823	ALAMBRE ELECTRICO DE COBRE DESNUDO CABLEADO #6 AWG	M	10.00	83.00	830.00
	92648	ALAMBRE ELECTRICO DE COBRE THHN #4 AWG	M	10.00	103.50	1,035.00
	92270	ALAMBRE ELECTRICO DE COBRE THHN CABLEADO #12 AWG	M	120.00	31.80	3,816.00
	93811	APAGADOR DOBLE DE 15 AMP/120V CON PLACA DE BAQUELITA	C/U	1.00	197.00	197.00
		APAGADOR SENCILLO DE 15 AMP/120V CON PLACA DE BAQUELITA	C/U	1.00	118.20	118.20
	96444	ARRANCADOR MAGNÉTICO (A TENSION COMPLETA) P/MOTOR DE 3 HP, Q=55 GPM, CTD=57'	C/U	1.00	40,225.00	40,225.00
	92559	BREAKER DE 1X15 AMPERIOS	C/U	2.00	341.50	683.00
	92558	BREAKER DE 1X20 AMPERIOS	C/U	2.00	371.69	743.38
	93343	BREAKER DE 2X15 AMPERIOS	C/U	1.00	633.00	633.00
	92698	BREAKER DE 2X20 AMPERIOS	C/U	1.00	693.38	693.38
	92734	BREAKER DE 2X30 AMPERIOS	C/U	1.00	735.64	735.64
	94838	CABLE ELECTRICO DE COBRE TSJ 2x12	M	15.00	70.38	1,055.70

PRESUPUESTO DEL PROYECTO

Nombre del proyecto: Agua y Saneamiento comunidad Los Chiles

Comunidad: Los Chiles

Municipio: San Carlos, departamento Rio San Juan

ETA PA	SUB ETAP A	DESCRIPCION	U/M	CANT.	COSTO UNITARI O C\$	COSTO TOTAL C\$
	94530	CABLE ELECTRICO SUMERGIBLE #12X3	M	70.00	186.98	13,088.60
	93751	CABLE PROTODURO TGP #3X10	M	15.00	140.25	2,103.75
	94997	CABLE TRIPLEX ACSR #2	M	20.00	129.23	2,584.60
	92267	CAJA DE REGISTRO DE EMT DE 2" x 4"	C/U	3.00	74.61	223.83
	92266	CAJA DE REGISTRO DE EMT DE 4" x 4"	C/U	6.00	119.30	715.80
	94341	CAJA DE REGISTRO DE EMT DE 6" x 6" CON TAPA DE EMT DE 6"x6" PARA INTEMPERIE	C/U	1.00	504.25	504.25
	92268	CANALIZACION CON TUBO CONDUIT DE PVC Diám. =1/2" (INCL. BRIDAS)	M	30.00	77.75	2,332.50
	95597	CODO RADIO LARGO (o CURVA) DE PVC Diám. = 1/2"	C/U	10.00	50.43	504.30
	95210	CODO RADIO LARGO (o CURVA) DE PVC Diám. = 1 1/2"	C/U	3.00	66.98	200.94
	94844	CONECTOR CONDUIT DE PVC Diám. =1/2"	C/U	6.00	44.65	267.90
	96611	ENERGIZAR ACOMETIDA ELECTRICA E INSTALAR CABLE DE ALUMINIO ACSR EN Long. DE 0-4m ENTRE BANCO DE MEDICIÓN Y MUFA	C/U	1.00	900.00	900.00
	93743	ESTRUCTURA ELECTRICA M2-1: POLO A TIERRA CON VARILLA DE 5/8" X 8'	C/U	1.00	2,837.50	2,837.50
	95963	GUARDANIVEL DE 230 VOLTIOS CON CONTROL DE 2 ELECTRODOS DE ACERO INOXIDABLE (INCL. CAJA PARA GUARDANI	C/U	1.00	8,380.00	8,380.00
	94819	HACER BALANCE DE CARGA EN PANELES	C/U	1.00	1,903.87	1,903.87
	94110	PANEL MONOFASICO 12 ESPACIOS, 120/208 VOLTIOS, BARRA DE 125 AMPERIOS C/MAIN 2X60 AMP	C/U	1.00	7,645.00	7,645.00
	96773	SUPRESOR DE SOBREVOLTAJE DE 80 KA 120/240V MONOFÁSICO PARA REGULAR ENERGÍA	C/U	1.00	36,840.00	36,840.00
	93687	TOMACORRIENTE DOBLE POLARIZADO DE 15 AMP/120 V CON PLACA DE BAQUELITA	C/U	2.00	122.40	244.80
	92550	TUBO DE EMT Diám. =1 1/2" L= 5.00 m CON CALAVERA DE EMT Diám. = 1 1/2"	C/U	1.00	1,076.88	1,076.88
	94845	UNION CONDUIT DE PVC Diám. = 1/2"	C/U	6.00	27.33	163.98
360		CONEXIONES	C/U	765		2,291,182.65
	01	CONEXIONES DOMICILIARES	C/U	765		2,291,182.65
	03931	Conexión domiciliar de patio con tubo PVC, diam=1/2" (SDR 13.5) (No incluye medidor).	C/U	765	1,342.86	1,027,287.90

PRESUPUESTO DEL PROYECTO

Nombre del proyecto: Agua y Saneamiento comunidad Los Chiles

Comunidad: Los Chiles

Municipio: San Carlos, departamento Rio San Juan

ETA PA	SUB ETAP A	DESCRIPCION	U/M	CANT.	COSTO UNITARI O C\$	COSTO TOTAL C\$
	92728	Medidor de plástico para agua potable Diam=1/2" para uso domiciliar.	C/U	765	1,652.15	1,263,894.75
370		PLANTA PURIFICADORA	C/U	1		2,973,443.97
	03	Planta Compacta Presurizada	C/U	1.00		2,973,443.97
		Caseta de control y cloración	GLB	1.00	183,555.39	183,555.39
	92177	Tubería de PVC de ½ "SDR -13.50 (sin excavación)	M	18.00	30.55	549.92
	92404	Llave de pase de ½ ".	C/U	1.00	739.79	739.79
	92567	Tubería de hierro galvanizado de ½ " con sus accesorios sin excavación.	M	1.00	170.04	170.04
	92941	Tubería de PVC de 1" SDR - 26 (sin excavación).	M	18.00	49.91	898.32
	95386	Planta Compacta Presurizada para tratamiento de agua potable	GLB	1.00	2,785,399.85	2,785,399.85
	04124	Repisa lamina de Acero 0,30 x0,30 x ¼ " Fijac. Pared Perno	C/U	1.00	2,130.67	2,130.67
380		LIMPIEZA FINAL Y ENTREGA	GLB	1.00		453,130.32
	37001	LIMPIEZA Y ENTREGA FINAL	GLB	1.00		443,578.55
	92225	Limpieza Manual Final	M2	27,364.50	16.21	443,578.55
	37003	PLACA CONMEMORATIVA	C/U	1.00		9,551.78
	03392	Pedestal de concreto de 2500 PSI REF. para placa Conmemorativa	C/U	1.00	2,536.95	2,536.95
	04189	Placa Conmemorativa de Aluminio de 0.65m x 0.42m	C/U	1.00	7,014.82	7,014.82
		COSTO TOTAL DIRECTO				C\$ 18,089,678.65
		COSTO INDIRECTO				C\$542,690.3596
		ADMINISTRACION				C\$558,971.07
		UTILIDADES				C\$1,919,134.01
		SUB TOTAL				C\$21,110,474.09
		IMPUESTO 15				C\$3,166,571.11
		IR 2%				C\$422,209.48
		IMI 1%				C\$211,104.74
		COSTO TOTAL DEL PROYECTO C\$				C\$24,910,359.43

E. Parámetros de calidad de agua (Normas CAPRE)

E.1 Parámetros bacteriológicos

Cuadro # 01. Parámetros bacteriológicos (a)

Origen	Parámetro (b)	Valor Recomendado	Valor máximo Admisible	Observaciones
A. Todo tipo de agua de bebida	Coliforme fecal	Neg	Neg	
B. Agua que entra al sistema de distribución	Coliforme fecal	Neg	Neg	
	Coliforme total	Neg	≤4	En muestras no consecutivas
C. Agua en el sistema de distribución	Coliforme total	Neg	≤4	En muestras puntuales No debe ser detectado en el 95 % de las muestras anuales (c)
	Coliforme fecal	Neg	Neg	

(a) NMP/100 ml, en caso de análisis por tubos múltiples o colonias/100 ml en el caso de análisis por el método de membranas filtrantes. El indicador bacteriológico más preciso de contaminación fecal es la *E. Coli*, definida en el artículo 4. La bacteria Coliforme Total no es un indicador aceptable de la calidad sanitaria de acueductos rurales, particularmente en áreas tropicales donde muchas bacterias sin significado sanitario se encuentran en la mayoría de acueductos sin tratamiento.

(b) En los análisis de control de calidad se determina la presencia de coliformes totales. En caso de detectarse una muestra positiva se procede al remuestreo y se investiga la presencia de coliforme fecal. Si el remuestreo da resultados negativos, no se toma en consideración la muestra positiva, para la valoración de calidad anual. Si el remuestreo da positivo se intensifican las actividades del programa de vigilancia sanitaria que se establezca en cada país. Las muestras adicionales, recolectadas cuando se intensifican las actividades de inspección sanitaria, no deben ser consideradas para la valoración anual de calidad.

(c) En los sistemas donde se recolectan menos de 20 muestras, al año, el porcentaje de negatividad debe ser ≥ 90 %.

E.2 Parámetros organolépticos

Cuadro # 02. Parámetros Organolépticos

Parámetro	Unidad	Valor Recomendado	Valor máximo Admisible
Color Verdadero	mg/L (Pt-Co)	1	15
Turbiedad	UNT	1	5
Olor	Factor dilución	0	2 a 12 °C 3 a 25°C
Sabor	Factor dilución	0	2 a 12 °C 3 a 25°C

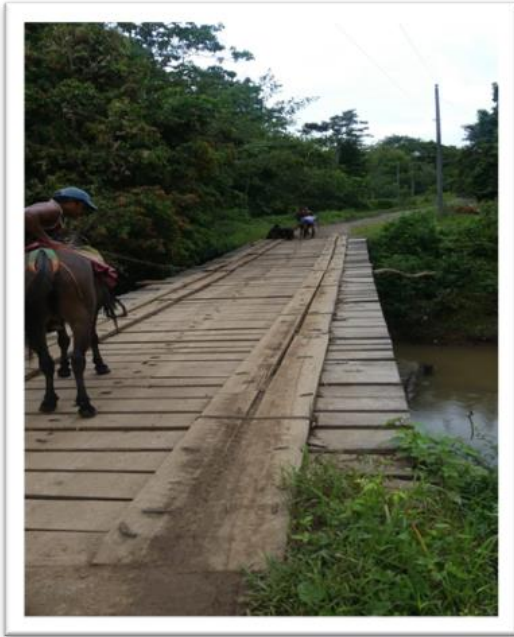
E.3 Parámetros Físico- Químicos

Cuadro # 03. Parámetros Físico - Químicos

Parámetro	Unidad	Valor Recomendado	Valor máximo Admisible
Temperatura	°C	18 a 30	
Concentración de Iones Hidrógeno	Valor pH	6.5 a 8.5 (a)	
Cloro Residual	mg/L	0.5 a 1.0 (b)	(c)
Cloruros	mg/L	25	250
Conductividad	µS/cm	400	
Dureza	mg/L CaCO ₃	400	
Sulfatos	mg/L	25	250
Aluminio	mg/L		0.2
Calcio	mg/L CaCO ₃	100	
Cobre	mg/L	1.0	2.0
Magnesio	mg/L CaCO ₃	30	50
Sodio	mg/L	25	200
Potasio	mg/L		10
Sólidos Disueltos Totales	mg/L		1000
Zinc	mg/L		3.0

- (a) Las aguas deben ser estabilizadas de manera que no produzcan efectos corrosivos ni incrustantes en los acueductos.
- (b) Cloro residual libre
- (c) 5 mg/l en base a evidencias científicas las cuales han demostrado que este valor “residual” no afecta la salud. Por otro lado cada país deberá tomar en cuenta los aspectos económicos y organolépticos en la interpretación de este valor.

F. Fotos



Puente en rio Ventura salida sur area urbana



Vista aguas arribas en el rio Ventura

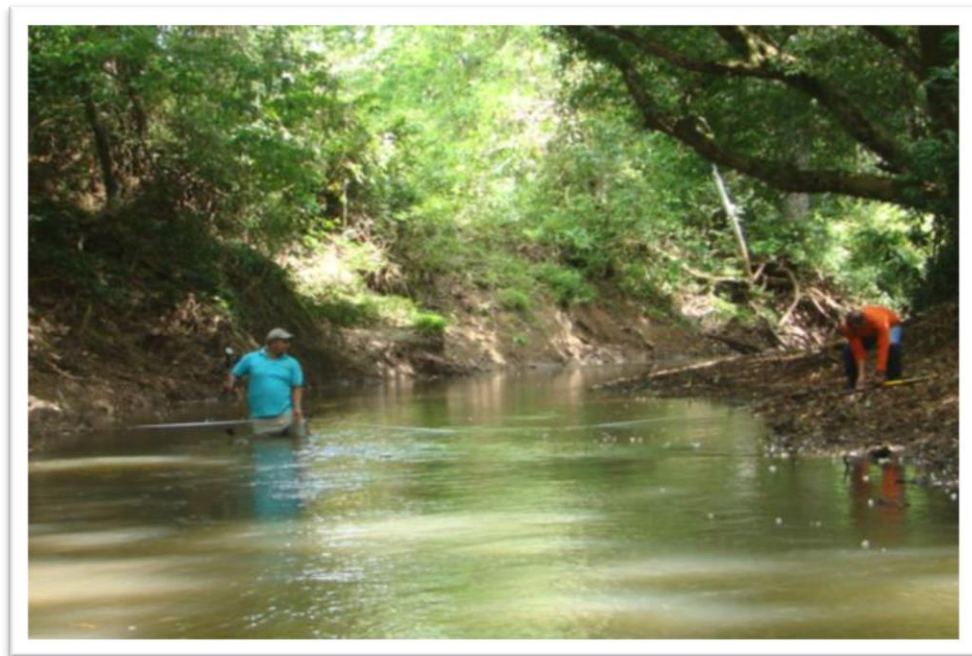


Vista aguas abajo sobre el puente en rio Ventura.

F.1- Aforos



Sección aforo 1, en rio ventura



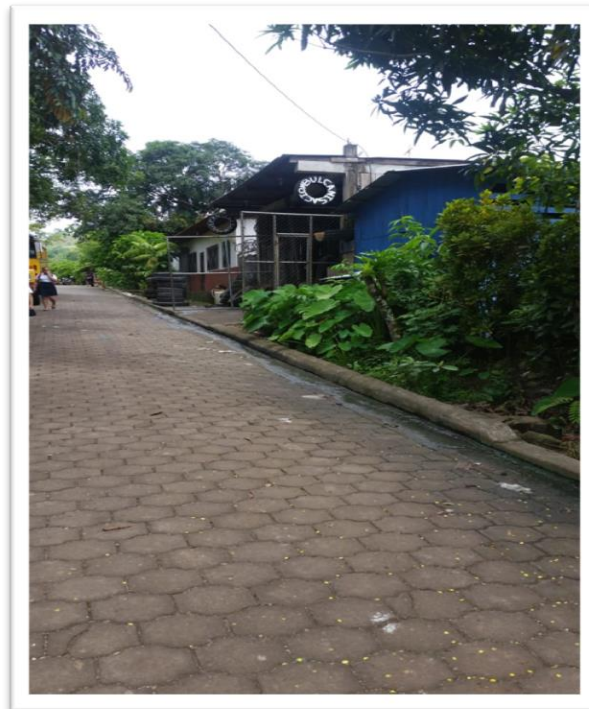
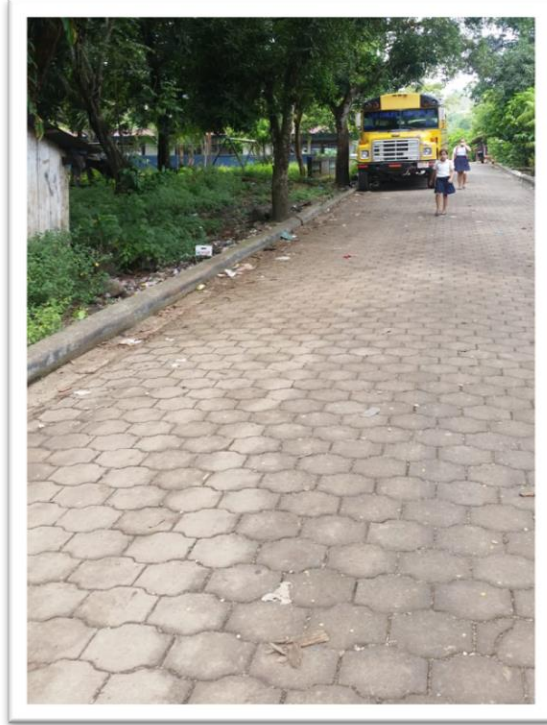
Sección de aforo 2, en rio Ventura

F-2. Toma de muestras para análisis de calidad de agua



F.4

Avenida principal en la comunidad “Los Chiles”



G. Cálculo del Golpe de Ariete para diferentes diámetros

G.1 Cálculo de pérdidas totales para tubería PVC de 4" de diámetro

Datos de la succión:

Dato	Cantidad	Unidad
Q (CMD)	11.37	l/s
φ tubo =	4	pulg
Velocidad =	1.4	m/s
Material =	150	PVC ©

No se consideran pérdidas en la succión, por ser una bomba sumergible

Datos de la sarta de bombeo:

Diámetro Sarta	4"	
Material	HG°	100 ©
Q bom	11.37 l/s	CMD
L Sarta	3	
Velocidad	1.4	$0.4 \text{ m/s} < V_e < 2 \text{ m/s}$

Perdidas de la sarta de bombeo:

Cant	Accesorios	K	hf (m)
1	Codo de 90°	0.9	0.0902
1	Tee pase directo	0.6	0.0602
1	Controlador de caudal	2.5	0.2507
1	Valv. compuerta abierta	0.2	0.0201
1	Valv. de retención	2.5	0.2507
2	Codo de 45°	0.4	0.0802
1	Entrada normal en tubo	0.5	0.0501
1	Val. ángulo abierta	5	0.5013
Total pérdidas accesorios en la sarta:			1.3034
hf en tub sarta =			0.1096
Perd. Sarta (hf por tub + hf accesorios) =			1.4130

Pérdidas de la línea de conducción:

Material	PVC
Q bom	11.37
L. conducción	2,930
φ tubo	4
velocidad	1.4
PERD. CONDUCCION	50.58

Datos de la entrada al tanque:

Material =	PVC
L. colum =	2
φ tubo =	4
Velocidad =	1.4

Perdidas de la entrada al tanque:

Cantidad	Accesorio	K	hf (m)
3	Codo de 90°	0.9	0.27
1	Entrada normal en tubo	0.5	0.05
1	Salida de tubo	1	0.10
1	Rejilla	0.75	0.08
1	Valv. compuerta abierta	0.2	0.02
Perd. Por accesorio entrada tanque=			0.52
hf tub entrada =			0.03
Perd. Sarta (hf por tub + hf accesorios) =			0.55

Sumatoria de perdidas:

PERDIDAS TOTALES	
hf LC=	50.58
hf SB =	1.41
hf tanque =	0.55
hf Total =	52.54
ΔE	76.00
CARGA TOTAL DINAMICA (4") m.	128.54

G 1.2 Cálculo de pérdidas totales para tubería PVC de 6" de diámetro

Para el cálculo de las pérdidas y la carga total dinámica de la tubería 6 se tiene la información del capítulo 5.11.5:

G.1.2.1 Cálculo de la carga total dinámica y potencia del equipo de bombeo a 20 años

PERDIDAS TOTALES (6")	
hf LC=	7.02
hf SB =	0.273
hf tanque =	0.107
hf Total =	7.40
ΔE	76.00
CARGA TOTAL DINAMICA (m.)	83.4

G.1.3 Cálculo de pérdidas totales para tubería PVC de 8" de diámetro

G.1.3.1 Cálculo de pérdidas totales para tubería PVC de 8" de diámetro

Datos de la succión:

Dato	Cantidad	Unidad
Q (CMD)	11.37	l/s
L. colum =	2	m.
φ tubo =	8	pulg
Velocidad =	0.35	m/s
Material =	150	PVC ©

No se consideran pérdidas en la succión, por ser una bomba sumergible

Con la tubería de 8" no se cumple el criterio de velocidad, sin embargo, calcularemos la carga total dinámica.

Datos de la sarta de bombeo:

Diámetro Sarta	8"	
Material	HG°	100 ©
Q bom	11.37 l/s	CMD
L Sarta	3	
Velocidad	0.35	0.4 m/s < Ve < 2 m/s

Perdidas de la sarta de bombeo:

Cant	Accesorios	K	hf (m)
1	Codo de 90°	0.9	0.0056
1	Tee pase directo	0.6	0.0038
1	Controlador de caudal	2.5	0.0157
1	Valv. compuerta abierta	0.2	0.0013
1	Valv. de retención	2.5	0.0157
2	Codo de 45°	0.4	0.0050
1	Entrada normal en tubo	0.5	0.0031
1	Val. ángulo abierta	5	0.0313
Total pérdidas accesorios en la sarta:			0.0815
hf en tub sarta =			0.0037
Perd. Sarta (hf por tub + hf accesorios) =			0.0852

Perdidas de la línea de conducción:

Material	PVC
Q bom	11.37
L. conducción	2,930
φ tubo	8
velocidad	0.35
PERD. CONDUCCION	1.73

Datos de la entrada al tanque:

Material =	PVC
L. colum =	2
φ tubo =	8
Velocidad =	0.35

Perdidas de la entrada al tanque:

Cantidad	Accesorio	K	hf (m)
3	Codo de 90°	0.9	0.02
1	Entrada normal en tubo	0.5	0.00
1	Salida de tubo	1	0.01
1	Rejilla	0.75	0.00
1	Valv. compuerta abierta	0.2	0.00
Perd. Por accesorio entrada tanque=			0.03
hf tub entrada =			0.00
Perd. Sarta (hf por tub + hf accesorios) =			0.03

Sumatoria de perdidas:

PERDIDAS TOTALES	
hf LC=	1.73
hf SB =	0.09
hf tanque =	0.03
hf Total =	1.85
ΔE	76.00
CARGA TOTAL DINAMICA (8)	77.85

H. Carga Normal de Operación

CNO = (Nivel de agua en el tanque – Nivel de la Bomba) + perdidas

Para tubería de Ø 4"

CNO = 128.54 m

Para tubería de Ø 6"

CNO = 83.4 m

Para tubería de Ø 8"

CNO = 77.85 m

H.1 Cálculo de sobrepresión (hga)

$$hga = \frac{145 \times V}{\sqrt{1 + \frac{Ea \times \emptyset}{Et \times e}}}$$

Las velocidades para los diferentes diámetros propuestos son:

Φ4" V = 1.40 m/s

Φ6" V = 0.62 m/s

Φ8" V = 0.35 m/s

El espesor de la tubería PVC SDR-26 para los diámetros propuestos son los siguientes:

Φ4" e = 0.465 cm

Φ6" e = 0.687 cm

Φ8" e = 0.894 cm

H.1.1 Sobrepresión para tubería de 4"

$$hga = \frac{145 \times 1.40}{\sqrt{1 + \frac{20670 \times 10.16}{11240 \times 0.465}}}$$

hga4" = 31.63 mts

H.1.2 Sobrepresión para tubería de 6"

$$hga = \frac{145 \times 0.35}{\sqrt{1 + \frac{20670 \times 15.24}{11240 \times 0.894}}}$$

$$hga_{6"} = 13.91 \text{ mts}$$

H.1.3 Sobrepresión para tubería de 8"

$$hga = \frac{145 \times 0.35}{\sqrt{1 + \frac{20670 \times 20.32}{11240 \times 0.894}}}$$

$$hga_{8"} = 7.76 \text{ mts}$$

H.2 Presión máxima

$$P_{\max} = \text{CNO} + 0.20 \times hga$$

Para tubería de Ø 4"

$$P_{\max} = 128.54 + 0.20 \times 31.63 = 134.87 \text{ m} \times 1.42 \text{ psi/m} = 191.50 \text{ psi}$$

Para tubería de Ø 6"

$$P_{\max} = 83.4 + 0.20 \times 13.91 = 86.18 \text{ m} \times 1.42 \text{ psi/m} = 122.37 \text{ psi}$$

Para tubería de Ø 8"

$$P_{\max} = 77.85 + 0.20 \times 7.76 = 79.40 \text{ m} \times 1.42 \text{ psi/m} = 112.75 \text{ psi}$$

Como se observa la tubería de 6" para SDR-26 soporta 160 psi según datos del fabricante la cual esta cumple con el criterio de sobrepresión ya que la presión máxima de diseño es de 122.37 psi.

I. Diseño de obra de captación y pozo húmedo.

I.1. Velocidad de sedimentación (Vs).

Se calculará en base a la ley de Stoke, que para $g=9.81 \text{ m/s}^2$ y $G=2.65$ tiene la siguiente expresión:

$$V_s = 90 \cdot d^2 / \gamma$$

Donde:

V_s = Velocidad de sedimentación (cm/s)

d = Diámetro de la partícula (cm)

γ = Viscosidad cinemática (cm²/s) en función de la temperatura.

Tabla I.1 Densidad y viscosidad relativa según la temperatura del agua.

AGUA			
Temp. C0	Densidad Relativa D kg/m ³	Viscosidad cinemática γ m ² /seg	Viscosidad cinemática γ cm ² /seg
5	0.99990	0.000001519	0.01519
10	0.99973	0.000001308	0.01308
15	0.99913	0.000001146	0.01146
20	0.99823	0.000001007	0.01007
30	0.99567	0.000000804	0.00804
40	0.99224	0.000000569	0.00569
50	0.988	0.000000556	0.00556

Fuente: Clases de Hidráulica II

d = 0.0064 cm Arena fina
 g = 0.01007 cm²/s Para 20°C

$$V_s = 90 \cdot 0.00642 / 0.01007 = V_s = 0.37 \text{ cm/s} = 0.0037 \text{ m/s}$$

I.1.2. Velocidad de arrastre (V_s)

Se calcula con la fórmula de Camps y Shields

$$V_a = 161 \cdot \sqrt{d}$$

Donde:

V_a = Velocidad de Arrastre en cm/s)

d = diámetro de la partícula (cm)

$$V_a = 161 \cdot \sqrt{0.0064}$$

$$V_a = 12.9 \text{ cm/s} = 0.129 \text{ m/s}$$

I.1.3. Velocidad de flujo (V_h)

Tomando en consideración las variaciones que sufren V_s , V_a , la velocidad de flujo se determinara como sigue:

$$V_h = 1/3 \cdot V_a$$

$$V_h = 1/3 \cdot 12.9 \text{ cm/s}$$

$$V_h = 4.3 \text{ cm/s} = 0.043 \text{ m/s}$$

I.1.4. Sección transversal (a)

a = Q/V_h

Q = Caudal (m^3/s)

Q = 0.1 m^3/s

$$a = 0.1 \text{ m}^3/\text{s} / 0.043 \text{ cm/s}$$

$$a = 2.32 \text{ m}^2$$

I.1.5. Sección superficial (A)

$$A = Vh /Vs *a \text{ m}^2$$

$$A = 0.043 /0.0037 *2.32 \text{ m}^2$$

$$A = 26.98 \text{ m}^2$$

I.1.6. Dimensiones a utilizar:

$$A = L * B \quad \text{ÁREA DE SECCIÓN SUPERFICIAL}$$

DONDE:

$$B \quad \text{Ancho del desarenador} = 4.7 \text{ m (rio)}$$

$$L \quad \text{Longitud del desarenador} = 5.7 \text{ m.}$$

a Área de la sección transversal

$$a = h * B,$$

donde h profundidad

$$B = 4.7 \text{ m}$$

para determinar la altura (h) se divide el ancho por el factor 3.87295

$$h = 4.7/3.87295 = 1.21 \text{ m}$$

$$a = 1.21 \text{ m} * 4.7 \text{ m}$$

$$a = 5.7 \text{ m}^2$$

Nota: se asumirá dimensiones internas útiles las siguientes:

Longitud (L): 5.7 m

Ancho (B): 4.7 m

h (altura): 1.25 m

La altura útil (h) se considerará del nivel de entrada del agua y no del nivel máximo de agua en el desarenador dado que este funcionará como vasos comunicantes entre la obra de toma y el cárcamo de bombeo este nivel se estima de 0.40 m.

I.2. Diseño de pozo húmedo o cárcamo de bombeo.

Área mínima del cárcamo:

El área del cárcamo será como mínimo 12.5 veces el área de la sección del tubo de succión:

Área del tubo de la succión

$$Q = V \cdot A$$

Donde:

$$Q = 10 \text{ l/s} = 0.01 \text{ m}^3/\text{s}$$

V = Velocidad estipulada entre 0.3 a 0.9 m/s se asume 0.6 m/s.

$$A = 0.01 \text{ m}^3/\text{s} / 0.6 \text{ m/s} = 0.01667 \text{ m}^2$$

$$D = \text{diámetro} = D = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.01667 \text{ m}^2}{\pi}} = 0.1456 \text{ m} = 145 \text{ mm}$$

Se asumirá un diámetro comercial de 150 mm. Entonces el área y velocidad son:

$$A = 0.01767146 \text{ m}^2$$

$$V = 0.57 \text{ m/s}$$

Área mínima del cárcamo = $12.5 \times 0.01767 \text{ m}^2 = 0.22 \text{ m}^2$.

Lados para sección cuadrada = $\sqrt{0.22 \text{ m}^2} = 0.47 \text{ m}$.

Sin embargo, por razones constructivas y de operación y de mantenimiento se recomienda un pozo de 3.5 m. de lados de sección cuadrada.

Área del cárcamo = $3.5 \text{ m} \times 3.5 \text{ m} = 12.25 \text{ m}^2$

Profundidad

Hidráulica de Acevedo y Acosta recomienda que la profundidad mayor a 1.5 D

Profundidad mínima = $150 \text{ mm}/1000 \times 1.5 = 0.23 \text{ m}$.

Aun luego se recomienda que la profundidad no sea menor de 0.5 m.

Por lo consiguiente se ha calculado la profundidad del cárcamo sobre la siguiente base:

El volumen del cárcamo debe garantizar el funcionamiento continuo del equipo de bombeo, Se considera un tiempo de bombeo sin abastecimiento de 60 minutos.

$$\text{Volumen} = 0.01 \text{ m}^3/\text{s} * 60 * 60 = 36 \text{ m}^3$$

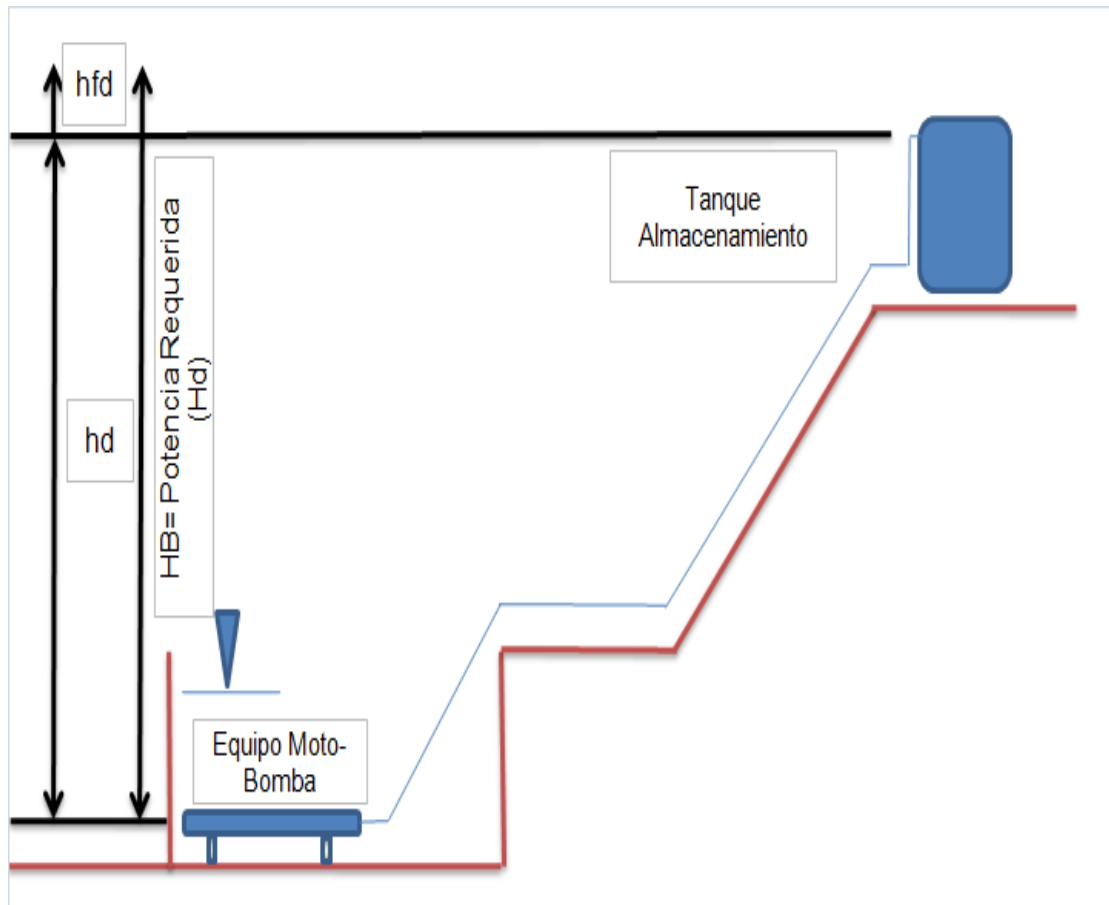
Para garantizar un volumen de 60 minutos se considera unas dimensiones con sección cuadrada de:

$$\text{Lado 1} = 3.5 \text{ m}$$

$$\text{Lado 2} = 3.5 \text{ m}$$

$$\text{H (altura)} = 3.5 \text{ m, para garantizar un volumen de } 42.9 \text{ m}^3$$

J. Diagrama de carga total dinámica (CTD)



Potencia Requerida = Altura manométrica de succión + Altura manométrica de descarga ($HB = H_s + H_d$)

Altura manométrica de succión = Altura estática de succión más las pérdidas por succión ($H_s = h_s + h_{fs}$).

Altura manométrica de descarga = Altura estática de descarga más las pérdidas por descarga ($H_d = h_d + h_{fd}$).

K. Planos



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción
Secretaría Académica

CARTA DE EGRESADO

El Suscrito Secretario de la Facultad de Tecnología de la Construcción hace constar que el (a) **BR. ALEGRIA ESPINOZA KENIA OLIBEYDA**, Carnet **No.2009-29680**, Modalidad Sabatino, de conformidad con el Reglamento de Régimen Académico vigente de la Universidad, es **EGRESADO** de la Carrera de **INGENIERIA CIVIL**.

Se extiende la presente **CARTA DE EGRESADO**, a solicitud del interesado en la ciudad de Managua, a un día del mes de junio del año dos mil veintiuno.



DR. ING. EFRAIN CHAMORRO BLANDÓN.
SECRETARIO DE FACULTAD

CC: Archivo
DIECHB/mjgp.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Tecnología de la Construcción
Secretaría Académica

CARTA DE EGRESADO

El Suscrito Secretario de la Facultad de Tecnología de la Construcción hace constar que el (a) **BR. MENDIETA FLORES JUAN CRISTOBAL**, Carnet **No.2005-20332**, Modalidad Sabatino, de conformidad con el Reglamento de Régimen Académico vigente de la Universidad, es **EGRESADO** de la Carrera de **INGENIERIA CIVIL**.

Se extiende la presente **CARTA DE EGRESADA**, a solicitud de la interesada en la ciudad de Managua, a un día del mes de junio del año dos mil veintiuno.



DR. ING. EFRAIN CHAMORRO BLANDÓN.

SECRETARIO DE ACADÉMICA



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
SECRETARÍA
Hoja de Matrícula

Nombre: Kenia Olibeyda Alegría Espinoza
Carrera: ING: CIVIL
Turno: DIURNO SABATINO

Carnet: 2009-29680
Plan: 97
Trimestre: Primero 2021

Código	Materia	Grupo	Aula
-----	-----Ultima línea-----	-----	-----

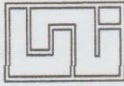
01/06/2021



Estudiante

Funcionario FTC

~~MATRÍCULA PARA MONOGRAFIA~~



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
SECRETARÍA
Hoja de Matrícula

Nombre: Juan Cristóbal Mendieta Flores
Carrera: ING: CIVIL
Turno: DIURNO SABATINO

Carnet: 2005-20332
Plan: 97
Trimestre: Primero 2021

Código	Materia	Grupo	Aula
	-----Ultima línea-----		

01/06/2021

Estudiante



MATRICULA PARA MONOGRAFIA



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
SOLVENCIA ECONOMICA

Fecha: 09 de Junio 2021

Nombre del Estudiante: Kenia Olibeyda Alegria Espinoza

Numero de Carnet: 2009-29680

Carrera: Ingenieria Civil

Taller Monografico: Servicio Monografico modalidad Sabatina



Firma y Sello
Ing. Lester Lara Corea
Delegado Administrativo FTC



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
SOLVENCIA ECONOMICA

Fecha: 09 de Junio 2021

Nombre del Estudiante: Juan Cristobal Mendieta Flores

Numero de Carnet: 2005-20332

Carrera: Ingenieria Civil

Taller Monografico: Servicio monografico modalidad sabatina



Firma y Sello

Ing. Lesther Lara Corea
Delegado Administrativo FTC