



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN POR BOMBEO PARA EL BARRIO LOS GATOS,
ZONA 2, SANTA CRUZ DEL QUICHÉ Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE PARA LA ALDEA XABAJ I, SAN ANDRÉS SAJCABAJÁ, QUICHÉ**

Juan Francisco Batres Solares

Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, octubre de 2022

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN POR BOMBEO PARA EL BARRIO LOS GATOS,
ZONA 2, SANTA CRUZ DEL QUICHÉ Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE PARA LA ALDEA XABAJ I, SAN ANDRÉS SAJCABAJÁ, QUICHÉ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

JUAN FRANCISCO BATRES SOLARES
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2022

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
VOCAL I	Ing. José Francisco Gómez Rivera
VOCAL II	Ing. Mario Renato Escobedo Martínez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Kevin Vladimir Armando Cruz Lorente
VOCAL V	Br. Fernando José Paz González
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANA	Inga. Ana Aurelia Cordova Estrada
EXAMINADOR	Ing. Oscar Argueta Hernández
EXAMINADOR	Ing. Luis Manuel Sandoval Mendoza
EXAMINADORA	Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

**DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN POR BOMBEO PARA EL BARRIO LOS GATOS,
ZONA 2, SANTA CRUZ DEL QUICHÉ Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE PARA LA ALDEA XABAJ I, SAN ANDRÉS SAJCABAJÁ, QUICHÉ**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,
con fecha 28 octubre de 2019.

Juan Francisco Batres Solares

Universidad de San Carlos de
Guatemala



Facultad de Ingeniería
Unidad de EPS

Guatemala, 08 de julio de 2022
REF.EPS.DOC.231.05.2022

Ing. Oscar Argueta Hernández
Director Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Argueta Hernández:

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Juan Francisco Batres Solares, CUI 2971 22258 0101** y **Registro Académico 201504174** de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN POR BOMBEO PARA EL BARRIO LOS GATOS, ZONA 2, SANTA CRUZ DEL QUICHÉ Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA XABAJ I, SAN ANDRÉS SAJCABAJÁ, QUICHÉ**

En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”


Ing. Juan Merck Cos
ASESOR - SUPERVISOR DE EPS
Unidad de Práctica de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería
Asesor-Supervisor de EPS
Area de Ingeniería Civil

c.c. Archivo
JMC/ra

Edificio de EPS, Facultad de Ingeniería, Ciudad Universitaria, zona 12.
Teléfono directo: 2442-3509

Universidad de San Carlos de
Guatemala



Facultad de Ingeniería
Unidad de EPS

Guatemala, 29 de julio de 2022
REF.EPS.D.234.07.2022

Ing. Armando Fuentes Roca
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Fuentes Roca:

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN POR BOMBEO PARA EL BARRIO LOS GATOS, ZONA 2, SANTA CRUZ DEL QUICHÉ Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA XABAJ I, SAN ANDRÉS SAJCABAJÁ, QUICHÉ**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Juan Francisco Batres Solares, CUI 2971 22258 0101 y Registro Académico 201504174**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Juan Merck Cos.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación por parte del Asesor-Supervisor, como Director apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

Ing. Oscar Argueta Hernández
Director Unidad de EPS

OAH/ra



Guatemala, 24 de julio 2022

Ingeniero
Pedro Antonio Aguilar Polanco
Coordinador del Departamento de Hidráulica
Escuela de Ingeniería Civil

Ingeniero Aguilar:

Por medio de la presente comunico a usted, que a través del Departamento de Hidráulica de la Escuela de Ingeniería Civil se ha revisado el Trabajo Final de Graduación, **“DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN POR BOMBEO PARA EL BARRIO LOS GATOS, ZONA 2, SANTA CRUZ DEL QUICHÉ Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA XABAJ I, SAN ANDRÉS SAJCABAJÁ, QUICHÉ”**, del estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil, **JUAN FRANCISCO BATRES SOLARES**, Registro Académico: **2015 04174**, como Asesor al **ING. JUAN MERCK COS**.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte académico para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, le saludo muy atentamente.

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
Revisor del Departamento de Hidráulica

Asesor
Interesado





LNG.DIRECTOR.190.EIC.2022

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer el dictamen del Asesor, el visto bueno del Coordinador de Área y la aprobación del área de lingüística del trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN POR BOMBEO PARA EL BARRIO LOS GATOS, ZONA 2, SANTA CRUZ DEL QUICHÉ Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA XABAJ I, SAN ANDRÉS SAJCABAJÁ, QUICHÉ**, presentado por: **Juan Francisco Batres Solares**, procedo con el Aval del mismo, ya que cumple con los requisitos normados por la Facultad de Ingeniería.

"ID Y ENSEÑAD A TODOS"



Ing. Armando Fuentes Roca
Director
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala, septiembre de 2022



Decanato
Facultad de Ingeniería
24189101- 24189102
secretariadecanato@ingenieria.usac.edu.gt

LNG.DECANATO.OI.656.2022

La Decana de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN POR BOMBEO PARA EL BARRIO LOS GATOS, ZONA 2, SANTA CRUZ DEL QUICHÉ Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA XABAJ I, SAN ANDRÉS SAJCABAJÁ, QUICHÉ,** presentado por: **Juan Francisco Batres Solares,** después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada ★

Decana

Guatemala, octubre de 2022

AACE/gaoc

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Por ser mi guía y mi acompañamiento en mi carrera; por darme fortaleza en los días complicados de mi vida y nunca soltar mi mano.
- Mis padres** Jacqueline Argentina Solares Méndez y Juan Francisco Batres Rivera, los padres de mi vida, que con su sacrificio y apoyo incondicional he llegado a realizar una de las metas más grandes de mi vida.
- Mi hijo** Theo Sebastián Batres Lucas, por ser la razón de mi vida y lucha.
- Mis hermanas y sobrino** Por siempre tener su apoyo incondicional y no rendirse en aconsejarme para bien.
- Mis abuelos** Sobeyda Dardané Rivera, Francisco Batres Mérida (q. e. p. d), Argentina Méndez, Roberto Solares Moguel (q. e. p. d.), por sus sabios consejos, su apoyo incondicional y por siempre creer en mí.

AGRADECIMIENTOS A:

Universidad de San Carlos de Guatemala	Por formarme académicamente como profesional y así poder servirle a Guatemala en su desarrollo.
Facultad de Ingeniería	Por formarme con conocimientos científicos en el área de la ingeniería civil e inculcarme valores para aplicarlos en la sociedad guatemalteca.
Ing. Juan Merck Cos	Por su asesoría y sabios consejos, pues con sus conocimientos científicos y profesionales se pudieron culminar estos proyectos.
ONG Water For People	En especial a los ingenieros Eduardo Diéguez, Edgar Fajardo y Freysy Ceto, por brindarme la oportunidad de incorporarme a esta gran organización y por su confianza y colaboración para el desarrollo de mi Ejercicio Profesional Supervisado, y todas las personas que me apoyaron en el proceso de la investigación para la realización de este trabajo.

Mis amigos

Mónica Roquel, Sergio Paz, Oscar Villanueva, Erick Alvarado, Juan Pablo García y Carlos Gamboa, por mencionar algunos, por su apoyo en las distintas etapas de mi carrera y por los buenos momentos en la vida universitaria. Por su amistad y por los momentos que vivimos, con las alegrías y tristezas en todo lo que fue nuestra vida de estudiantes.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	VII
GLOSARIO	XI
RESUMEN.....	XV
OBJETIVOS.....	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía del municipio de San Andrés Sajcabajá	1
1.1.1. Reseña histórica	1
1.1.2. Ubicación y localización geográfica	2
1.1.3. Accesos y comunicaciones.....	2
1.1.4. Topografía y suelo del lugar	3
1.1.5. Aspectos climáticos	4
1.1.6. Actividades y servicios públicos.....	4
1.2. Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos, saneamiento e infraestructura de la aldea Xabaj I, San Andrés Sajcabajá	6
1.2.1. Descripción de las necesidades	6
1.2.2. Priorización de las necesidades	7
2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	9
2.1. Diseño de la red de distribución por bombeo para el barrio Los Gatos, zona 2, Cabecera Municipal de Santa Cruz del Quiché, Quiché.....	9

2.1.1.	Descripción del proyecto	9
2.1.2.	Aforo, dotación y tipo de servicio.....	9
2.1.2.1.	Aforo.....	10
2.1.2.2.	Dotación y tipo de servicio.....	11
2.1.3.	Tasa de crecimiento poblacional	11
2.1.4.	Periodo de diseño, población futura	11
2.1.5.	Factores de consumo	12
2.1.5.1.	Caudal medio diario	12
2.1.5.2.	Caudal máximo horario	13
2.1.5.3.	Caudal por bombeo.....	13
2.1.6.	Calidad de agua y sus normas	14
2.1.7.	Ecuaciones, coeficientes y diámetros de tuberías...	14
2.1.7.1.	Ecuaciones.....	14
2.1.7.2.	Coeficientes.....	15
2.1.7.3.	Diámetros de tuberías	16
2.1.8.	Presiones y velocidades.....	16
2.1.8.1.	Presiones	16
2.1.8.2.	Velocidades.....	17
2.1.9.	Levantamiento topográfico	18
2.1.10.	Diseño hidráulico del sistema.....	18
2.1.10.1.	Evaluación y análisis del caudal producido en el sistema	20
2.1.10.2.	Evaluación y análisis del almacenamiento existente.....	23
2.1.10.3.	Red de distribución.....	23
2.1.10.3.1.	Red principal	23
2.1.10.3.2.	Red secundaria	28
2.1.10.3.3.	Combinada.....	33

2.1.10.4.	Evaluación del sistema de desinfección en funcionamiento.....	34
2.1.10.5.	Conexiones domiciliarias.....	34
2.1.10.6.	Válvulas de control	34
2.1.11.	Administración, operación y mantenimiento	35
2.1.12.	Propuesta de tarifa	36
2.1.13.	Elaboración de planos	39
2.1.14.	Elaboración de presupuesto	39
2.1.15.	Cronograma de ejecución.....	41
2.1.16.	Evaluación socio-económica	42
2.1.16.1.	Valor presente neto	42
2.1.16.2.	Tasa interna de retorno	44
2.1.17.	Evaluación impacto ambiental	45
2.2.	Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Xabaj I, San Andrés Sajcabajá, Quiché	46
2.2.1.	Descripción del proyecto	46
2.2.2.	Tipo de fuente.....	46
2.2.3.	Aforo	46
2.2.4.	Calidad del agua.....	47
2.2.4.1.	Examen bacteriológico	47
2.2.4.2.	Examen físico-químico	47
2.2.5.	Evaluación de las obras existentes.....	48
2.2.6.	Levantamiento topográfico	48
2.2.7.	Diseño hidráulico	48
2.2.7.1.	Datos e información para diseño	48
2.2.7.2.	Periodo de diseño.....	48
2.2.7.3.	Dotación	49
2.2.7.4.	Población futura.....	49
2.2.7.5.	Caudales de diseño.....	50

2.2.7.5.1.	Caudal medio diario	50
2.2.7.5.2.	Caudal máximo horario	52
2.2.7.5.3.	Caudal máximo diario ...	53
2.2.7.6.	Diseño de la línea de conducción.....	54
2.2.7.7.	Diseño del sistema de desinfección	61
2.2.7.8.	Diseño de la red de distribución	62
2.2.7.9.	Diseño de tanque de distribución	67
2.2.7.9.1.	Volumen de almacenamiento.....	67
2.2.7.9.2.	Dimensionamiento del tanque	68
2.2.7.9.3.	Diseño de losa	68
2.2.7.9.4.	Diseño de los muros	79
2.2.7.10.	Obras de arte	85
2.2.8.	Elaboración de planos.....	105
2.2.9.	Elaboración de presupuesto.....	106
2.2.10.	Cronograma de ejecución	106
2.2.11.	Propuesta de tarifa	107
CONCLUSIONES.....		111
RECOMENDACIONES		113
BIBLIOGRAFÍA.....		115
ANEXOS.....		117

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Ubicación aldea “Xabaj I”, San Andrés Sajcabajá.....	2
2.	Mapa de conexiones domiciliarias	19
3.	Circuitos de la red de distribución	20
4.	Distribución de caudales en circuitos cerrados	22
5.	Iteración 1 del método de Hardy Cross para el diseño de la red principal.....	26
6.	Iteración 10 del método de Hardy Cross para el diseño de la red principal.....	27
7.	Iteración 10 del método de Hardy Cross con cotas piezométricas y presiones estáticas y dinámicas.....	28
8.	Diseño de los ramales abiertos del circuito 1	31
9.	Diseño de los ramales abiertos del circuito 2	31
10.	Diseño de los ramales abiertos del circuito 3	32
11.	Diseño de los ramales abiertos del circuito 4	32
12.	Ubicación de las válvulas de control en la red	35
13.	Resumen del diseño de la línea de conducción	60
14.	Resumen del diseño de la red de distribución.....	65
15.	Continuación resumen del diseño de la red de distribución	66
16.	Losa de tanque distribución/almacenamiento	68
17.	Momentos actuantes en losa	73
18.	Armado de losa	78
19.	Representación de muro del tanque de almacenamiento	79
20.	División de muro del tanque en dos figuras	82

21.	Esquema de partes principales de paso aéreo	85
-----	---	----

TABLAS

I.	Distribución del suelo en el municipio de San Andrés Sajcabajá.....	3
II.	Aforo del pozo.....	10
III.	Diámetros de tuberías.....	16
IV.	Presupuesto general de la red de distribución por bombeo para el barrio Los Gatos	40
V.	Cronograma de ejecución del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Xabaj I	41
VI.	Valor presente neto a distintas tasas.....	44
VII.	Coeficientes de momentos para carga viva y carga muerta	72
VIII.	Iteraciones para el cálculo de acero requerido para elementos a flexión	76
IX.	Longitudes de tensores y bastones	78
X.	Cálculo de momentos de cada figura del tanque	82
XI.	Cálculo de tensiones y esbeltez.....	90
XII.	Datos finales de péndolas.....	94
XIII.	Integración de carga para zapatas.....	98
XIV.	Presupuesto general del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Xabaj I	106
XV.	Cronograma de ejecución del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Xabaj I	107

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
h	altura
As	área de acero
As_{var}	área de acero de la varilla de acero
As_{min}	área de acero mínimo
As_{req}	área de acero requerido
CH	carga horizontal
CM	carga muerta
Q_p	carga que soportan las péndulas
U	carga última
CV	carga viva
Q	caudal
Q_{bomb}	caudal de bombeo
q	caudal de uso simultáneo
Q_{MH}	caudal máximo horario
Q_{MD}	caudal máximo diario
Q_{md}	caudal medio diario
cm	centímetro
c	coeficiente de rugosidad de la tubería
C.T.	cota de terreno de la estación
C.P.	cota piezométrica de la estación
Ø_{int}	diámetro interno de la tubería
Ø	diámetro nominal de la tubería
D.H.	distancia horizontal entre estaciones

S _{péndula}	espaciamiento entre péndulas
S	espaciamiento entre varillas de acero
t	espesor de losa
e	excentricidad
FMD	factor máximo diario
FMH	factor máximo horario
°C	grados centígrados
km	kilómetro
l	litro
L _{péndula}	longitud de péndula
L	longitud horizontal
m.c.a.	metros columna de agua
msnm	metros sobre el nivel del mar
mm	milímetros
f_y	módulo de fluencia del acero
M_u	momento último
N.E.	nivel estático
h_f	pérdida de carga en la tubería
P	perímetro
n	periodo de diseño
ft	pies
P_o	población actual
P_f	población futura
P.E.	presión estática
P.D.	presión dinámica
f'c	resistencia a compresión del concreto
s	segundos
X	separación de la péndula hacia la torre más cercana
R	tasa de crecimiento

T_H	tensión horizontal
T	tensión máxima
T_v	tensión vertical
t_{prom}	tiempo promedio
Y	variación de la flecha
v	velocidad
V	volumen
V_a	volumen de almacenamiento del tanque

GLOSARIO

Aforo	Es el conjunto de operaciones para determinar el caudal en un curso de agua.
Agua potable	Es aquella que, por sus características organolépticas, físicas, químicas y bacteriológicas, no representa un riesgo para la salud del consumidor.
Carga muerta	Son el peso de aquellos elementos que permanecen fijos, adosados e inmóviles, y son soportados por una estructura.
Carga viva	Son aquellas cargas producidas por el uso y ocupación de la estructura.
Caudal	Volumen de agua que atraviesa una superficie en un tiempo determinado.
Cota piezométrica	Volumen de agua que atraviesa una superficie en un tiempo determinado.
Desinfección	Es la destrucción de casi todas las bacterias patógenas que existen en el agua por medio de sustancias químicas, calor, luz ultravioleta, entre otros.

Dotación	Es la cantidad de agua que se asigna a una actividad o uso.
Excentricidad	Distancia existente entre el centro de masa y el centro de rigidez de una estructura.
INFOM	Instituto de Fomento Municipal.
Línea de conducción	Es la parte del sistema que transporta el agua desde el sitio de la captación ya sea por medio de bombeo o gravedad hasta un tanque de regulación o planta potabilizadora.
Paso aéreo	Son obras que tienen como finalidad salvar obstáculos como ríos y quebradas muy profundas para evitar destrucción de la tubería por estos o evitar sifones que impidan que el agua llegue a un punto específico.
Periodo de diseño	Es el lapso de tiempo para el cual se diseña el sistema u obra de infraestructura.
Red de distribución	Es aquella en la que se transporta el agua desde la planta de tratamiento o del tanque de almacenamiento hasta la conexión del servicio, es decir, el punto en el que el usuario puede hacer uso de ella.

Válvula de compuerta

Es una válvula que abre, mediante el levantamiento de una compuerta o cuchilla, permitiendo así el paso del fluido.

Tanque de almacenamiento

Es un recipiente con características específicas que permite almacenar y conservar agua durante un prolongado periodo de tiempo.

RESUMEN

En el presente informe del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), realizado en los municipios de Santa Cruz del Quiché y de San Andrés Sajcabajá, departamento de Quiché, se encuentra el desarrollo de dos proyectos. El primero consiste en el diseño de la red de distribución por bombeo para el barrio Los Gatos en Santa Cruz del Quiché; y el segundo, en el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Xabaj I en San Andrés Sajcabajá.

El primer capítulo de este documento contiene la investigación monográfica y diagnóstica de servicios básicos, saneamiento e infraestructura de las áreas de estudio.

En el segundo capítulo se desarrolla el diseño y planificación de los proyectos. En primer lugar se presenta el diseño de la red de distribución por bombeo para el barrio Los Gatos, donde se describen los parámetros y criterios de diseño. La segunda parte contiene en el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Xabaj I.

OBJETIVOS

General

Diseñar la red de distribución por bombeo para el barrio Los Gatos, zona 2, de Santa Cruz del Quiché y el sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Xabaj I, San Andrés Sajcabajá, Quiché.

Específicos

1. Realizar una investigación monográfica y diagnóstica de necesidades, de servicios básicos, saneamiento e infraestructura de la aldea Xabaj I, San Andrés Sajcabajá, Quiché.
2. Diseñar la red de distribución de agua potable con base a las normas y especificaciones de INFOM-UNEPAR para el barrio Los Gatos.
3. Diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable con base a las normas y especificaciones de INFOM-UNEPAR para la aldea Xabaj I.
4. Presentar a la ONG Water for People los documentos (planos, presupuestos y especificaciones técnicas) para que se realicen las gestiones correspondientes para la consecución del financiamiento.

INTRODUCCIÓN

Entre los problemas que dificultan el desarrollo, la superación y salud de los habitantes de los municipios de Santa Cruz del Quiché y San Andrés Sajcabajá, se menciona la falta de servicios básicos y saneamiento como lo es el agua potable.

En el barrio Los Gatos, zona 2, de la cabecera municipal de Santa Cruz del Quiché funciona un sistema de distribución de agua potable con 7 años de uso, sin embargo, hay sectores donde el sistema es deficiente y en otros no se cuenta con agua. Lo que provoca que una parte de los vecinos se vean obligados a comprar agua por otros medios, y esto causa repercusiones a la salud y la economía, ya que además de pagar el servicio mensual de agua, se ven obligados a comprar más agua, sin mencionar que, dentro de la zona hay varias familias de escasos recursos.

El diseño de la red de distribución de agua potable para el barrio Los Gatos, zona 2, del municipio de Santa Cruz del Quiché contribuirá a mejorar la calidad de vida de los pobladores y las condiciones económicas del lugar, ya que contarán con un sistema adecuado para la población.

El sistema se abastecerá por medio de un pozo mecánico y un tanque elevado existentes, y luego por gravedad se encargará de distribuirlo a toda la zona, beneficiando a 3 414 personas y proyectado a 20 años

Los pobladores de la aldea Xabaj I, San Andrés Sajcabajá carecen de un sistema de abastecimiento de agua potable, por lo que hacen uso de fuentes inadecuadas, con las consecuencias de contraer enfermedades de origen hídrico, poniendo la integridad física y económica de los habitantes del sector en riesgo.

El diseño del sistema de distribución de agua potable está conformado por la captación de las fuentes, línea de conducción, red de distribución, tanque de distribución y conexiones domiciliarias tipo prediales.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del municipio de San Andrés Sajcabajá

A continuación se presenta la descripción detallada de cada uno de los aspectos característicos del municipio de San Andrés Sajcabajá.

1.1.1. Reseña histórica

El origen del nombre del municipio de San Andrés Sajcabajá proviene de varias versiones de origen *K'iché*, las cuales son las siguientes: La primera versión indica que el nombre *Sac cabajá* o *Sac cava*, cuyo significado se divide en varios vocablos, el vocablo *Sac* significa blanco, el vocablo *caba* significa sacrificio y el vocablo *ha* o *ja* significa agua o río y la unión de los vocablos significan casa blanca de sacrificio a orilla del río". Una segunda versión indica que el nombre *zac-kabajá* se divide en varios vocablos, el vocablo *ja* significa casa, el vocablo *caba* significa sacrificio y el vocablo *zac* significa blanco, la unión de los vocablos significa casa blanca del sacrificio. Según fuentes de la Academia de Lenguas Mayas ALG, el nombre del municipio es *Saq kab'ja*, que significa casa asentada sobre arena blanca.¹

Existen pocos datos históricos del municipio; se desconoce la fecha de su fundación (es de origen precolombino), existen evidencias históricas de que, en el siglo VIII, dentro del territorio de la confederación Quiché existía una pequeña ciudad llamada Zaccabahá dedicada al culto del dios Tzutuja.²

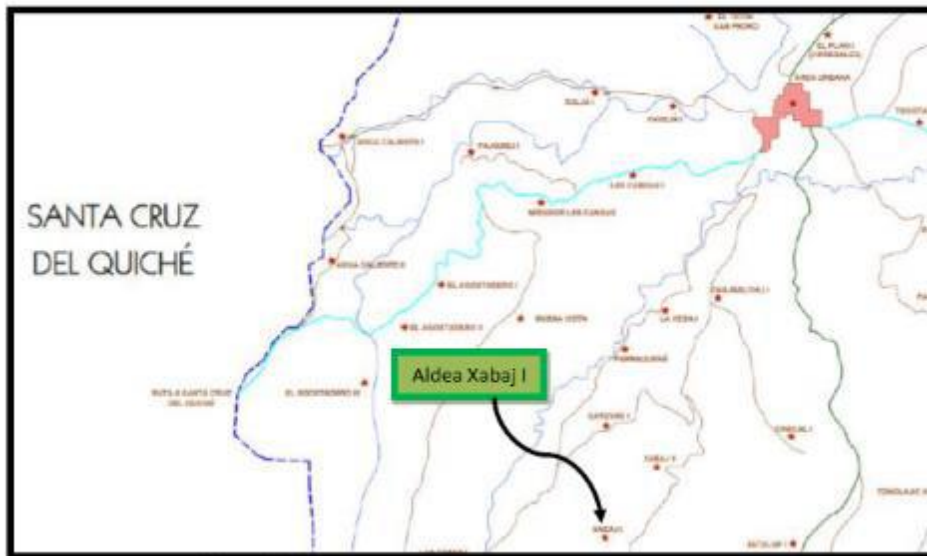
¹ ARMAS, Marvin et. al. *Diagnóstico socioeconómico, potencialidades productivas y propuestas de inversión*. p. 7.

² *Ibíd.*

1.1.2. Ubicación y localización geográfica

El municipio de San Andrés Sajcabajá se encuentra ubicado en la región central del departamento de Quiché. Está distribuido en 1 poblado y 54 comunidades rurales, su extensión territorial es de aproximadamente 446 kilómetros cuadrados y se ubica a 40 km de la cabecera departamental.

Figura 1. Ubicación aldea Xabaj I, San Andrés Sajcabajá



Fuente: Municipalidad de San Andrés Sajcabajá.

1.1.3. Accesos y comunicaciones

El municipio de San Andrés Sajcabajá colinda al norte con Cunén y Uspantán; al este, con Canillá y Zacualpa; al sur con Chinique y Chiqué; y al oeste, con Sacapulas, San Bartolomé Jocotenango y Santa Cruz del Quiché.

1.1.4. Topografía y suelo del lugar

El pueblo y las comunidades rurales se encuentran a una altitud que varía entre 1 000 y 2 000 msnm.

En el municipio de San Andrés Sajcabajá predominan los suelos poco profundos, de textura mediana, bien drenados o moderadamente drenados, de color pardo o café y superficial. A continuación se detalla la distribución de la tierra según las clases de los suelos que se presentan en el Municipio.

Tabla I. **Distribución del suelo en el municipio de San Andrés Sajcabajá**

Vocación del suelo	Características del suelo	Porcentaje de ocupación
Cultivos agrícolas	Relieve plano a ondulado o suavemente inclinado	5 %
Pastos y cultivos permanentes	Relieves ondulados a inclinados	11 %
Cultivos perennes y forestal	Relieve ondulado fuerte o quebrado y fuerte	6 %
Solamente forestal	Relieve quebrado con pendientes muy inclinadas	78 %

Fuente: ARMAS, Marvin et al. *Diagnóstico socioeconómico, potencialidades productivas y propuestas de inversión*. p. 32.

La mayoría de los suelos son de vocación forestal pero debido a la necesidad de los habitantes los han utilizado para la agricultura. Esto ocasiona la pérdida de ecosistemas naturales, la extinción de la flora y fauna silvestre, la contaminación de los cuerpos de agua y la disminución de los caudales de los

33 ríos, pero sobre todo el daño que genera la erosión de los suelos, especialmente la pérdida de la fertilidad natural de la tierra.³

1.1.5. Aspectos climáticos

El clima es relativamente templado, con temperaturas medias que oscilan entre 12 °C y 24 °C, y una precipitación anual entre 1 000 y 2 000 mm.

Debido a que el municipio se encuentra en tierras altas y sedimentarias de la región fisiográfica de la cordillera de los Cuchumatanes, el clima puede variar como sucede en la cabecera municipal, donde se presentan temperaturas, cálidas, templadas y frías.

Los vientos alcanzan una velocidad de 7 kilómetros por hora, las corrientes que provienen de Norte América durante los meses de noviembre a febrero, originan temperaturas muy bajas en regiones altas del municipio, con valores promedio de 12 °C mínima, 20 °C máxima y una media anual de 16 °C.

La estación meteorológica más cercana es la que se encuentra en Huehuetenango, a 46,7 km de Santa Cruz del Quiche. Su ubicación es lat. 15,317, long. -91,467 y elevación 1 901 m.

1.1.6. Actividades y servicios públicos

La principal actividad económica del municipio de San Andrés Sajcabajá es la agricultura. Los pobladores de este municipio se dedican, en su mayoría, a la producción de granos básicos como maíz y frijol, que destinan para el consumo

³ ARMAS, Marvin et. al. *Diagnóstico socioeconómico, potencialidades productivas y propuestas de inversión*. p. 32.

familia. Sin embargo, en algunos casos se comercializa una parte de la producción los mercados del municipio. Otros de los productos que cultivan son el tomate y la cebolla y, generalmente, la mayoría de estos también se comercializan en los mercados a través de intermediarios.

En relación con la ganadería, las comunidades cercanas al casco urbano se dedican a la crianza de ganado bovino que es más de lo que comercializan en el mercado local y regional. La producción de leche y derivados de la misma es destinada únicamente al consumo familiar y muy pocas veces su fin es el comercio. Algunas comunidades también se dedican a la crianza de ganado equino y mular, pero en menores proporciones.

En el municipio también se elaboran, de manera artesanal, tejidos típicos. Entre los pobladores que se dedican a esta actividad se fabrican cortes típicos, güipiles y pantalones típicos para hombres que actualmente se usan en el municipio. En ciertas comunidades, y principalmente en el casco urbano, también existen personas que se dedican a actividades de carpintería y sus productos son vendidos en el mercado local y en el mercado de Santa Cruz de Quiché.

El servicio de energía eléctrica es un servicio indispensable para el desarrollo del municipio. Este es proporcionado por la empresa Unión Fenosa a través de la Distribuidora de Energía de Occidente, S.A DEOCSA la cual proporciona a las personas el servicio de alumbrado público y residencial. La distribución de energía en el municipio es de 110 y 220 voltios. La red de distribución de 110 voltios se utiliza en las casas y; la de 220, se utiliza en negocios y comercio.

El servicio de agua potable en el área urbana y en el área rural de San Andrés Sajcabajá es proporcionado por la municipalidad. Sin embargo, el agua

que abastece las viviendas del municipio no cuenta con ningún tratamiento de cloración por lo que no se puede ser considerada como potable.

El Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social es el encargado de prestar los servicios de salud en el municipio, con el apoyo de algunas entidades no gubernamentales. Actualmente el municipio cuenta con un centro de salud en la cabecera municipal y dos puestos de salud, uno en la aldea Chinantón y otro en el caserío Chinillá I. Además, también se cuenta con doce centros de convergencia ubicados en las diferentes comunidades.

En relación con los sistemas de drenajes y alcantarillado solamente la Cabecera Municipal cuenta con estos servicios.

1.2. Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos, saneamiento e infraestructura de la aldea Xabaj I, San Andrés Sajcabajá

A continuación se realiza una descripción y priorización de las necesidades por servicios e infraestructura de la aldea Xabaj I del municipio de San Andrés Sajcabajá.

1.2.1. Descripción de las necesidades

Dentro de las diferentes necesidades que manifiestan los pobladores de la aldea Xabaj I, San Andrés Sajcabajá, se pueden mencionar:

- No existe una terminal de buses para pobladores en el municipio.
- No cuentan con un centro de salud específico.

- No existen establecimientos académicos para los niveles de diversificado, y el equipo e infraestructura existente está en mal estado.
- Aproximadamente el 52 % de las comunidades no cuentan con servicio de energía eléctrica.
- La aldea no cuenta con un sistema de agua potable que garantice la salud de los pobladores.
- No existe una planta de tratamiento destinada a la purificación del agua, ni una planta de tratamiento de aguas servidas.
- Debido a las condiciones de calles, tramos y carreteras, en época de invierno se dificulta mucho el transporte vehicular.

1.2.2. Priorización de las necesidades

Muchas son las problemáticas que enfrentan los pobladores de la aldea Xabaj I, pues al estar alejados del casco urbano los servicios que se prestan son muy escasos y las condiciones de infraestructura y sistema vial son deficientes.

Después de hacer un análisis exhaustivo e investigación en cuanto a las condiciones de vida de los pobladores de la aldea Xabaj I, se planteó la implementación las siguientes necesidades.

- Introducción de un sistema de abastecimiento de agua potable.
- Introducción de un sistema de alcantarillado sanitario.
- Construcción de plantas de tratamiento de agua potable y aguas servidas.
- Construcción, habilitación y operación de un centro de salud.
- Construcción de escuelas y remodelación y mantenimiento de las existentes.
- Pavimentación de las calles de la aldea.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño de la red de distribución por bombeo para el barrio Los Gatos, zona 2, Cabecera Municipal de Santa Cruz del Quiché, Quiché

A continuación se describen las características relacionadas al diseño de la red de distribución por bombeo para el barrio Los Gatos, zona 2, Santa Cruz del Quiché, Quiché.

2.1.1. Descripción del proyecto

Actualmente, la zona cuenta con un sistema de redes de distribución de agua, pero fue construido empíricamente. Esto ha ocasionado que empiece presentar problemas, entre ellos el de insuficiencia, falta de agua en algunos sectores, sedimentos en el agua y presenta un mal aspecto. Debido a esto, se han presentado problemas de salud en los pobladores tales como: infecciones estomacales, parasitosis, diarreas, entre otras. Se realizó el diseño de la red distribución de agua potable para el barrio Los Gatos, zona 2, del casco urbano de Santa Cruz del Quiché, el cual tiene por objetivo el beneficiar a los 3 462 habitantes y así mejorar el tema de la salud.

2.1.2. Aforo, dotación y tipo de servicio

A continuación se describe el proceso de aforo del pozo y el criterio para la selección de la dotación en base a al tipo de servicio.

2.1.2.1. Aforo

Se realizó el aforo correspondiente en el pozo que alimenta la red de distribución del barrio Los Gatos, zona 2, de Santa Cruz del Quiché, Quiché, Guatemala. De dicho aforo se obtuvieron los siguientes datos:

Tabla II. **Aforo del pozo**

No. de tomas	Tiempo (segundos)
Toma 1	40,97
Toma 2	42,30
Toma 3	41,80
Toma 4	42,52

Fuente: elaboración propia, utilizando Microsoft Excel 2016.

Ahora se procede a calcular el promedio de los tiempos de aforo:

$$t_{prom} = \frac{40,97 \text{ s} + 42,30 \text{ s} + 41,80 \text{ s} + 42,52 \text{ s}}{4} = 41,90 \text{ s}$$

Así mismo, el recipiente con el que se estaba aforando tiene una capacidad de 200 litros. Pero para ser más precisos con los resultados, se midió dicho recipiente tanto de su diámetro (d) como su altura (h), de lo cual se obtuvo lo siguiente:

$$d = 0,54 \text{ m}$$

$$h = 0,85 \text{ m}$$

Entonces se procede a calcular el volumen del recipiente:

$$V = \frac{\pi}{4} d^2 h = \frac{\pi}{4} \times (0,54 \text{ m})^2 \times 0,85 \text{ m} = 0,194668 \text{ m}^3$$

$$V \approx 194,6687 \text{ lt}$$

Ahora se procede a calcular el caudal de aforo. Cabe mencionar que dicho caudal de aforo debe corresponder al caudal de bombeo (Q_{bombeo}). Entonces:

$$Q_{bombeo} = \frac{V}{t_{prom}} = \frac{194,6687 \text{ lt}}{41,90 \text{ s}} = 4,65 \text{ lt/s}$$

Este es el caudal que puede proporcionar la bomba hacia el tanque de almacenamiento.

2.1.2.2. Dotación y tipo de servicio

El tipo de servicio que se le brinda a los habitantes del barrio Los Gatos, zona 2, de Santa Cruz del Quiché es de conexión domiciliar. Por lo tanto, la dotación que se le dará a los habitantes será de 120 lt/hab/día.

2.1.3. Tasa de crecimiento poblacional

El barrio Los Gatos, zona 2, de Santa Cruz del Quiché es parte de una cabecera municipal ya estructurada y delimitada. Por esta razón, el comportamiento del crecimiento poblacional es limitado.

2.1.4. Periodo de diseño, población futura

Para determinar el crecimiento de la población se aplicó el método de saturación, ya que este método se basa en determinar la cantidad máxima de

habitantes que pueden alcanzar en el área del proyecto y con ella diseñar un sistema de abastecimiento.

Por lo tanto, la población a utilizar en este proyecto, teniendo en cuenta el número de viviendas y lotes vacíos se calcula de la siguiente manera:

$$P = \text{Viviendas} * \text{Densidad Vivienda}$$

$$P = 569 \text{ viviendas} * 6 \frac{\text{habitantes}}{\text{vivienda}} = 3,414 \text{ habitates}$$

2.1.5. Factores de consumo

A continuación se describe el cálculo de los caudales utilizados para el diseño de la red de distribución.

2.1.5.1. Caudal medio diario

Teniendo una población actual de 3 414 habitantes en el área de estudio y la dotación correspondiente para cada una de ellas. Se tiene que el caudal medio diario es de:

$$Q_{md} = \frac{\text{habitantes} \times \text{dotacion}}{86\ 400}$$

$$Q_{md} = \frac{3\ 414 \text{ habitantes} \times 120 \text{ lt/hab/día}}{86\ 400} = 4,74 \text{ lt/s}$$

2.1.5.2. Caudal máximo horario

El caudal máximo horario ayuda para realizar el diseño de la red de distribución y se calcula por medio del caudal medio diario y un factor de hora máxima. Por lo tanto, el caudal máximo horario a satisfacer para la población es de:

$$Q_{MH} = FMH \times Q_{md}$$

$$Q_{MH} = 2,0 \times 4,74 \text{ lt/s} = 9,48 \text{ lt/s}$$

2.1.5.3. Caudal por bombeo

El caudal de bombeo es el caudal que debería distribuir la bomba desde el pozo hacia el tanque para satisfacer la demanda de la población y se calcula por medio del caudal medio diario, un factor máximo diario y el número de horas que trabaja la bomba para distribuir el caudal. Entonces haciendo el cálculo se tiene:

$$Q_{bombeo} = FMD \times Q_{md} \times \frac{24}{N}$$

$$Q_{bombeo} = 1,2 \times 4,74 \frac{\text{lt}}{\text{s}} \times \frac{24}{8 \text{ horas}} = 17,07 \text{ lt/s}$$

El caudal de bombeo anterior es el caudal recomendable que se debe bombear hacia el tanque de almacenamiento para abastecer los consumos de la población en la red de distribución. Debido a que el caudal de bombeo real es menor al necesitado se hace la aclaración que se recomienda cambiar la bomba actual a una que tenga más potencia para el bombeo requerido. De no ser esto

posible, se tendrá que optar a otras metodologías para distribuir el caudal a todos, una opción viable puede ser la dosificación de la red.

2.1.6. Calidad de agua y sus normas

Los resultados de los ensayos fueron proporcionados por el Laboratorio de Calidad de Agua del Departamento de Control y Vigilancia de la Salud de la Dirección de Área y de Salud de Quiché (ver anexo 1).

2.1.7. Ecuaciones, coeficientes y diámetros de tuberías

A continuación se describen las ecuaciones o ecuaciones utilizadas para el diseño de la red, así como los coeficientes y diámetros de tubería utilizados.

2.1.7.1. Ecuaciones

Para el análisis de una red de distribución se pueden llegar a utilizar diferentes metodologías y formulas dependiendo del tipo de red que sea, ya sea está cerrada o abierta.

Para la red de distribución cerrada se utiliza el método de *Hardy Cross*. Es un método de aproximaciones sucesivas por el cual sistemáticas correcciones se aplican en los flujos o caudales originalmente asumidos hasta que la red este balanceada.

Si los caudales asumidos son escogidos de modo que el sistema este balanceado, es decir, que las pérdidas de energía en cada circuito sean $hf_1 = hf_2$, el problema estará resuelto.

Si $hf_1 \neq hf_2$ los valores iniciales asumidos de Q_1 y Q_2 son incorrectos y debe de hacerse correcciones sucesivas con un diferencial de Δ hasta que los caudales estén balanceados.

Para que el sistema este balanceado el diferencial Δ debe ser igual a:

$$\Delta = - \left(\frac{\sum hf}{1,85 \times \sum \left(\frac{hf}{Q} \right)} \right)$$

La sucesión finaliza hasta que $\Delta = 0$. La convención de signos es positiva en el sentido de las agujas del reloj.

Así mismo, el cálculo de la pérdida hf viene dado por la ecuación de Hazen-Williams:

$$h_f = \frac{1\,743,811 \times L \times (Q_{MD})^{1,85}}{C^{1,85} \times \emptyset^{4,87}}$$

Donde:

h_f = pérdida de carga en la tubería (m)

L = longitud horizontal (m)

Q_{MD} = caudal máximo diario (l/s)

C = coeficiente de rugosidad de la tubería

\emptyset = diámetro nominal (plg.)

2.1.7.2. Coeficientes

Debido a que las redes de distribución son normalmente con tubería PVC, el coeficiente de rugosidad C se le asigna el valor de 150.

2.1.7.3. Diámetros de tuberías

Existen muchos diámetros de tubería comerciales, para este proyecto se trabajó con tubería de PVC 1120 dado por la norma ASTM D 2241 SDR 26, donde viene dada con una presión de trabajo de 160 psi. De dicha norma se tomaron las siguientes tuberías para la construcción de la nueva red de distribución:

Tabla III. Diámetros de tuberías

Diámetro Nominal		Diámetro Exterior		Espesor de pared (min)		Diámetro Interior		Peso Aproximado	
mm	Pulg.	mm	Pulg.	mm	Pulg.	mm	Pulg.	Kgs.	Lbs.
25	1	33,40	1,315	1,52	0,060	30,35	1,195	1,35	2,97
31	1 ¼	42,16	1,660	1,63	0,064	38,91	1,532	1,83	4,03
38	1 ½	48,26	1,900	1,85	0,073	44,55	1,754	2,39	5,27
50	2	60,33	2,375	2,31	0,091	55,70	2,193	3,72	8,21
62	2 ½	73,03	2,875	2,79	0,110	67,45	2,655	5,45	12,01
150	6	168,28	6,625	6,48	0,255	155,32	6,115	29,10	64,15

Fuente: AGUILAR, Pedro. *Apuntes sobre ingeniería sanitaria 1*. p. 61.

2.1.8. Presiones y velocidades

A continuación se detalla el cálculo para las presiones en la red y el criterio para velocidades mínimas y máximas utilizado.

2.1.8.1. Presiones

Tanto para las redes de distribución cerradas como abiertas, establecidos los caudales corregidos y las pérdidas de cada tubería se procede a calcular la línea piezométrica de la red de distribución cerrada. Por medio de esta línea se puede observar si la presión del agua que se genera en el tanque llega a todos

los puntos del circuito para que pueda abastecer la red y sea eficiente. La línea piezométrica en cada punto de consumo de la red es:

$$\text{Línea Piezométrica} = \text{Cota de inicio} - hf$$

La unidad de medida son metros columna de agua (m.c.a). Como mínimo debe haber un metro columna de agua en cada punto para que el sistema tenga presión y esté funcionando adecuadamente.

Adicionalmente se puede calcular la presión estática que viene dado por la siguiente fórmula:

$$\text{Presión estática} = \text{Cota de inicio} - \text{Cota de Terreno}$$

Y así mismo la presión dinámica que viene dada por:

$$\text{Presión dinámica} = \text{Cota Piezométrica} - \text{Cota de Terreno}$$

2.1.8.2. Velocidades

Es de fundamental importancia que las velocidades de los caudales que se distribuyen a lo largo de todas las líneas de la red de distribución cumplan con el siguiente rango de velocidades:

$$0,60 \text{ m/s} \leq v \leq 3,00 \text{ m/s}$$

La velocidad del flujo a través de la tubería se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$v = 1,974 \times \frac{Q}{\emptyset^2}$$

Donde:

v = velocidad del fluido (m/s)

Q = caudal (l/s)

\emptyset = diámetro interno de la tubería (plg.)

2.1.9. Levantamiento topográfico

Dentro del equipo que se utilizó para realizar el levantamiento topográfico se encuentran los siguientes instrumentos:

- Teodolito
- Cinta métrica
- Estadal
- Plomada

El tipo de levantamiento utilizado en el proyecto fue el de conservación del azimut.

2.1.10. Diseño hidráulico del sistema

Para iniciar con el diseño de la nueva red de distribución, primero se estableció el número de conexiones domiciliarias que se encontraban en las calle y avenidas del barrio Los Gatos, zona 2, de Santa Cruz del Quiché. Con ello se obtuvo el siguiente plano donde se muestran distribuidas dichas conexiones:

Figura 2. **Mapa de conexiones domiciliarias**



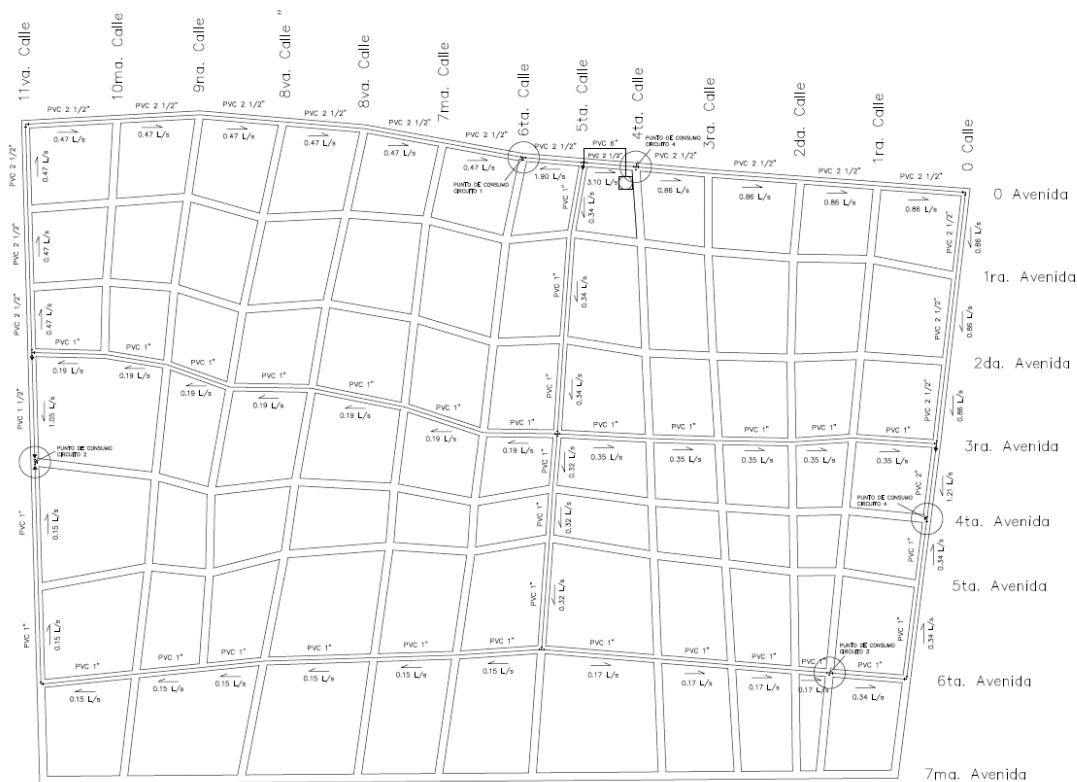
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Esto ayudó a establecer los siguientes criterios para la nueva red de distribución:

- Se propusieron 4 circuitos cerrados, en donde las conexiones domiciliarias fueron ubicadas de forma equitativa dentro de los circuitos.
- Se ubicaron 5 puntos de consumo en lugares estratégicos de la red de distribución, dónde estos abastecerán las conexiones domiciliarias de cada circuito.
- Todas las conexiones dentro de los circuitos se trabajarán como ramales abiertos y estos estarán regidos por el caudal máximo horario.

Con los criterios anteriormente establecidos, se hizo el diseño de la nueva red de distribución constituida por cuatro circuitos cerrados, 5 puntos de consumo y 150 tuberías quedando de la siguiente manera:

Figura 3. Circuitos de la red de distribución



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.1.10.1. Evaluación y análisis del caudal producido en el sistema

Con la distribución de las conexiones domiciliare en los circuitos cerrados, se procede a calcular el consumo en cada circuito. Para ello se tomaron los siguientes criterios:

- Puntos de consumo que forman los circuitos se procede a calcular el consumo por medio de la fórmula del caudal máximo horario para ello se estableció una densidad de viviendas de 6 habitantes/vivienda y una dotación de 120 lt/hab/día. Esta dotación está dada para conexiones domiciliarias en cabeceras departamental.
- Nodos que forman las redes de distribución abierta (ramales) se procede a calcular el consumo utilizando el caudal máximo horario.

Por ejemplo, en el circuito 1 hay un total de 852 habitantes. Entonces el consumo de ese circuito viene dado por:

$$Q_{MH} = FMH \times \frac{No.Viviendas \times Densidad\ de\ vivienda \times Dotacion}{86\ 400}$$

$$Q_{MH} = 2,0 \times \frac{142\ viv \times 6\ hab/viv \times 120\ lt/hab/dia}{86,400}$$

$$Q_{MH} = 2,37\ lt/s$$

Ese es el caudal requerido en el punto de consumo del circuito 1.

NOTA: Se realizó el mismo procedimiento para los demás puntos de consumo que forman los circuitos 1, 2, 3 y 4.

El total de consumo de los circuitos es de:

Consumo total de circuito 1 → 2,37 lt/s

Consumo total de circuito 2 → 2,46 lt/s

Consumo total de circuito 3 → 2,42 lt/s

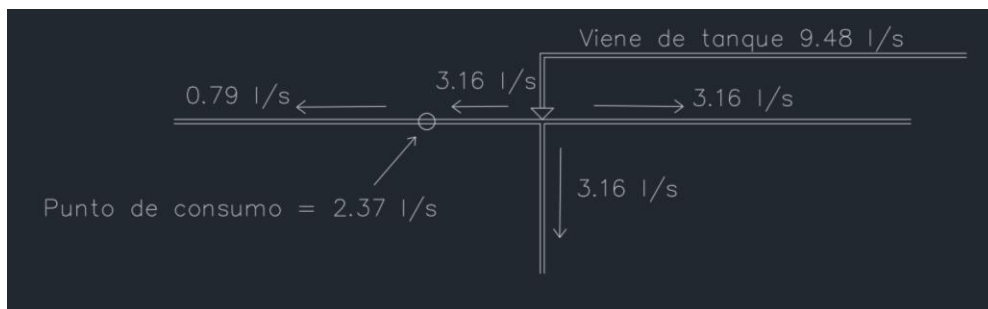
Consumo total de circuito 4 → 2,23 lt/s

Consumo total de la red → 9,48 lt/s

Después de establecer el caudal requerido por toda la red de distribución se procedió a repartir el caudal de una forma equitativa por todas las tuberías de la red de distribución. Es necesario mencionar que se debió tomar en cuenta el caudal de cada punto de consumo, ya que la diferencia del caudal que circulaba en cada ramal con el de cada punto de consumo, es que el que se continuó distribuyendo.

Mencionando lo anterior, se puede representar de la siguiente forma:

Figura 4. **Distribución de caudales en circuitos cerrados**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Ya con el caudal distribuido por las tuberías de la red de distribución, se procede a realizar el diseño.

2.1.10.2. Evaluación y análisis del almacenamiento existente

Para el diseño del proyecto se utilizó el tanque elevado ya existente, el cual tiene una capacidad de 130 metros cúbicos y está elevado 20 metros sobre el nivel del terreno.

Después de haber calculado el volumen que se requiere se determinó que el tanque existente cumple con la demanda que requiere el sistema según los parámetros establecidos por INFOM – UNEPAR.

2.1.10.3. Red de distribución

A continuación, se detalla el proceso de diseño de la red de distribución para la red principal y red secundaria.

2.1.10.3.1. Red principal

Se analizó el tramo 0 – 1, en el cual se establecieron los siguientes datos:

- Cota inicial: 100,04
- Cota final: 99,62
- Hf: $100,04 - 99,62 = 0,42$
- L = 27 metros
- Q = 9.48 l/s
- C = 150

- Se propusieron diámetros para las tuberías de la red, utilizando la ecuación de Hazen – Williams:

$$\phi = \left(\frac{1743,811 * L * Q^{1,85}}{C^{1,85} * hf} \right)^{\frac{1}{4,87}}$$

Donde:

Q = caudal (l/s)

C = coeficiente C, PVC = 150

L = longitud de la tubería (m)

H_f = carga disponible (m)

$$\phi = \left(\frac{1743,811 * 27 * 9,48^{1,85}}{150^{1,85} * 0,42} \right)^{\frac{1}{4,87}} = 3,81 \approx 4''$$

- Luego de la misma forma con la ecuación de Hazen – Williams, se encontró la pérdida real para el diámetro propuesto:

$$hf_{4''} = \frac{1743,811 * L * Q^{1,85}}{C^{1,85} * \phi^{4,87}}$$

Donde:

Q = caudal (l/s)

C = coeficiente C, PVC = 150

L = longitud de la tubería (m)

ϕ = diámetro (pulg)

$$hf_{4''} = \frac{1743,811 * 27 * 9,48^{1,85}}{150^{1,85} * 4,386^{4,87}} = 0,2125 \text{ m}$$

- Después se calculó la velocidad para una tubería de 4 pulgadas:

$$v = \frac{1,974 * Q}{\phi_{int}^2} = \frac{1,974 * 9,48}{4,386^2} = 4,26 \text{ m/s}$$

Como se puede observar la velocidad no cumplió con el límite máximo establecido por las normas de UNEPAR que es de 3 m/s, por lo que se tuvo que aumentar el diámetro para reducir la velocidad.

- Entonces se propuso un diámetro de 6 pulgadas, el cual tiene un diámetro interno de 6,115, aplicando la ecuación de Hazen – Williams quedó de la siguiente forma:

$$hf_{6"} = \frac{1743,811 * 27 * 9,48^{1,85}}{150^{1,85} * 6,115^{4,87}} = 0,042 \text{ m}$$

- Luego se calculó nuevamente la velocidad, ahora para la tubería de 6 pulgadas:

$$v = \frac{1,974 * 9,48}{6,115^2} = 3,01 \text{ m/s}$$

En este caso si cumplió la velocidad, entonces se tiene que el diámetro para el tramo 0 - 1 es de 6", se procedió a hacer el procedimiento con el resto de tramos de la red.

- Luego de tener los diámetros y caudales de toda la red, se procedió a armar la tabla de Hady – Cross, recordando que es un método de aproximaciones sucesivas por el cual sistémicas correcciones se aplicaron a los caudales inicialmente propuestos.

Para ello el diferencial Δ tuvo que ser lo más cercano a cero posible:

$$\Delta = - \left(\frac{\sum h_f}{1,85 * \sum \left(\frac{h_f}{Q} \right)} \right)$$

Donde:

$\sum h_f$ = sumatoria de pérdidas.

$\sum \left(\frac{h_f}{Q} \right)$ = sumatoria de pérdidas sobre caudal.

Figura 5. Iteración 1 del método de Hardy Cross para el diseño de la red principal

	No. TUBERIA	TRAMO	COTA INICIAL	COTA FINAL	LONGITUD	DIAMETRO Ø	Ø INTERNO	CLASE	COEFICIENTE C	Q diseño	Hf	Hf/Q	error Δ	Qc	V (m/s)
CIRCUITO 1	1	NODO 1 - NODO 2	99,62	99,58	46,25	2 1/2	2,655	160	150	3,54	0,6781162	0,19155825	-0,9289845	2,61101554	1,94129743
	2	NODO 2 - NODO 11	99,58	88,57	557,24	2 1/2	2,655	160	150	1,17	1,05371333	0,90060968	-0,9289845	0,24101554	0,17919573
	11	NODO 11 - NODO 18	88,57	93,84	396,05	1	1,195	160	150	0,67	13,0297861	19,447442	-0,745615	-0,075615	0,12490719
	18	NODO 18 - NODO 1	93,84	99,62	203,79	1	1,195	160	150	2,41	71,5918002	29,7061412	-1,7502433	0,65975673	1,08984083
										SUMA Σ	86,3594158	50,2457511			
CIRCUITO 2	50	NODO 11 - NODO 50	88,57	88,27	82,03	1 1/2	1,754	160	150	1,83	2,67186509	1,46003284	-0,1833694	1,64663058	1,85316349
	51	NODO 50 - NODO 58	88,27	84,24	541,46	1	1,195	160	150	0,63	15,8962718	25,2321775	-0,1833694	0,44663058	0,7377814
	59	NODO 58 - NODO 18	84,24	93,84	160,5	1	1,195	160	150	1,15	14,3454748	12,4743259	-0,5811595	0,56884055	0,93965795
	11	NODO 11 - NODO 18	88,57	93,84	396,05	1	1,195	160	150	-0,67	-13,029786	19,447442	0,74561504	0,07561504	0,12490719
										SUMA Σ	19,4838205	58,6139782			
CIRCUITO 3	95	NODO 18 - NODO 93	93,84	86,3	280,93	1	1,195	160	150	-0,5	-7,5357558	12,559593	-0,4734688	-1,0234688	1,69055051
	94	NODO 93 - NODO 92	86,3	85,63	57,76	2	2,193	160	150	-1,9	-0,6795068	0,35763515	0,39779003	-1,50221	2,48147488
	91	NODO 92 - NODO 89	85,63	84,08	182,18	1	1,195	160	150	-0,35	-1,8029159	5,15118824	0,39779003	0,04779003	0,04301757
	87	NODO 89 - NODO 58	84,08	84,24	220,76	1	1,195	160	150	-0,52	-4,5443885	8,78920873	0,39779003	-0,12221	0,20187655
										SUMA Σ	-28,908042	39,281951			
CIRCUITO 4	131	NODO 1 - NODO 128	99,62	99,96	39,78	2 1/2	2,655	160	150	-3,54	-0,5832532	0,1647608	0,8212588	-2,7187412	2,02139176
	124	NODO 128 - NODO 93	99,96	86,3	447,33	2 1/2	2,655	160	150	-1,3	-1,0279206	0,79070816	0,8212588	-0,4787412	0,35594543
	95	NODO 18 - NODO 93	93,84	86,3	280,93	1	1,195	160	150	0,6	7,53575581	12,559593	0,42346877	1,02346877	1,69055051
	18	NODO 18 - NODO 1	93,84	99,62	203,79	1	1,195	160	150	-2,41	-71,5918	29,7061412	1,75024327	-0,65975677	1,08984083
										SUMA Σ	-65,667218	43,2212031			

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

Al final, se realizaron 10 iteraciones y el error pudo converger a una solución aceptable llegando casi a cero en su totalidad, es aceptable porque según las normas de INFOM-UNEPAR 2011⁴, se establece un 1,00 % de tolerancia en el error. Por lo tanto, a continuación, se muestra la iteración 10, la cual se tomó

⁴ INFOM-UNEPAR. *Guía de normas sanitarias para el diseño de sistemas rurales de abastecimiento de agua para consumo humano*. p.47.

como la última debido a que el error es igual o muy cercano a 0 y los caudales de Qc se toman como los definidos. Si se logra observar en algunos tramos el signo cambia respecto a la iteración 1 y esto indica un cambio en la dirección del flujo asumido.

Figura 6. Iteración 10 del método de Hardy Cross para el diseño de la red principal

	No. TUBERÍA	TRAMO	COTA INICIAL	COTA FINAL	LONGITUD	DIAMETRO Ø	Ø INTERNO	CLASE	COEFICIENTE C	Q diseño	Hf	H/Q	error Δ	Qc	V(m/s)
CIRCUITO 1	1	NODO 1 - NODO 2	99,62	99,58	46,25	2 1/2	2,655	160	150	1,89	0,2133214	0,1125974	0,01	1,90	1,41
	2	NODO 2 - NODO 11	99,58	88,57	557,24	2 1/2	2,655	160	150	-0,48	-0,199169	0,4189868	0,01	-0,47	0,35
	11	NODO 11 - NODO 18	88,57	93,84	396,05	1	1,195	160	150	-0,22	-1,686049	7,6003168	0,03	-0,19	0,32
	18	NODO 18 - NODO 1	93,84	99,62	203,79	1	1,195	160	150	0,30	1,4822835	5,0020468	0,04	0,34	0,56
										SUMA Δ	-0,189613	13,133868			
CIRCUITO 2	50	NODO 11 - NODO 50	88,57	88,27	82,03	1 1/2	1,754	160	150	1,08	1,0009741	0,9299965	-0,02	1,05	1,19
	51	NODO 50 - NODO 58	88,27	84,24	541,46	1	1,195	160	150	-0,12	-0,781297	6,3206481	-0,02	-0,15	0,24
	58	NODO 58 - NODO 18	84,24	93,84	160,5	1	1,195	160	150	-0,29	-1,3407	3,8873917	-0,03	-0,32	0,52
	11	NODO 11 - NODO 18	88,57	93,84	396,05	1	1,195	160	150	0,22	1,6860493	7,6003168	-0,03	0,19	0,32
										SUMA Δ	0,7716563	18,738293			
CIRCUITO 3	95	NODO 18 - NODO 93	93,84	86,3	280,93	1	1,195	160	150	-0,38	-3,238525	8,520307	0,04	-0,34	0,57
	94	NODO 93 - NODO 92	86,3	85,63	57,76	2	2,193	160	150	-1,21	-0,295733	0,2440283	0,00	-1,21	2,00
	91	NODO 92 - NODO 89	85,63	84,08	182,18	1	1,195	160	150	0,34	1,6913399	5,0021869	0,00	0,34	0,31
	87	NODO 89 - NODO 58	84,08	84,24	220,76	1	1,195	160	150	0,17	0,5626853	3,3469248	0,00	0,17	0,28
										SUMA Δ	-0,146163	21,000839			
CIRCUITO 4	131	NODO 1 - NODO 128	99,62	99,96	39,78	2 1/2	2,655	160	150	-3,07	-0,448615	0,1460435	-0,03	-3,10	2,31
	124	NODO 128 - NODO 93	99,96	86,3	447,33	2 1/2	2,655	160	150	-0,83	-0,449971	0,5409708	-0,03	-0,86	0,64
	95	NODO 18 - NODO 93	93,84	86,3	280,93	1	1,195	160	150	0,38	3,2385252	8,520307	-0,04	0,34	0,57
	18	NODO 18 - NODO 1	93,84	99,62	203,79	1	1,195	160	150	-0,30	-1,482284	5,0020468	-0,04	-0,34	0,56
										SUMA Δ	0,857655	14,209368			

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

Se debe hacer la aclaración que varias velocidades dadas en la iteración 10 no cumplen con los límites proporcionados en la norma de INFOM-UNEPAR, 2011.⁵ Esto se debe al poco caudal que se demanda en cada ramal, es decir, por la poca población que alimenta el mismo dado que se utilizaron los diámetros mínimos permitidos y ya no era posible reducir el diámetro.

- Luego de tener la última iteración de Hardy – Cross, se procedió a calcular las cotas piezométricas y las presiones estáticas y dinámicas.

Se calcularon los valores para el tramo 1 – 2:

⁵ INFOM-UNEPAR. *Guía de normas sanitarias para el diseño de sistemas rurales de abastecimiento de agua para consumo humano.* p.47.

- Cota piezométrica

$$C_{pz} = C_{pz_{anterior}} - hf \rightarrow C_{pz_{1-2}} = 120,14 - 0,042 - 0,2133 = 119,88 \text{ m}$$

- Presión estática

$$P_{estática} = \text{Cota nivel estático} - \text{Cota terreno} \rightarrow P_{estática_{1-2}} = 120,14 - 99,58 = 20,56 \text{ m. c. a.}$$

- Presión dinámica

$$P_{dinámica} = \text{Cota piezométrica} - \text{Cota terreno} \rightarrow P_{dinámica_{1-2}} = 119,88 - 99,58 = 20,3 \text{ m}$$

Figura 7. Iteración 10 del método de Hardy Cross con cotas piezométricas y presiones estáticas y dinámicas

No. TUBERIA	TRAMO	COTA INICIAL	COTA FINAL	LONGITUD	DIAMETRO	INTERNO	CLASE	COEFICIENTE C	Q diseño	HF	HWQ	error Δ	Qo	V (m/s)	COTA PIEZOMETRICA	PRESION ESTÁTICA	PRESION DINÁMICA	
CIRCUITO 1	1	NODO 1- NODO 2	99,62	99,58	46,25	2,5	2,655	160	150	1,89455	0,213321	0,102597	0,007804	1,802354	1,414406	119,88	20,56	20,30
	2	NODO 11- NODO 2	88,57	93,59	557,24	2,5	2,655	160	150	-0,475445	-0,193963	0,488907	0,007804	-0,467646	0,347636	116,73	20,56	17,15
	11	NODO 18- NODO 11	93,84	88,57	396,05	1	1,195	160	150	-0,221833	-1,686049	7,600317	0,030664	-0,191776	0,316791	116,53	31,57	28,36
	18	NODO 11- NODO 18	99,62	93,84	203,79	1	1,195	160	150	0,296335	1,482284	5,002047	0,040443	0,326765	0,556237	116,62	26,30	24,78
SUMA : -0,1896 13,1339																		
CIRCUITO 2	50	NODO 11- NODO 50	88,57	88,27	82,03	1,5	1,754	160	150	1,07639	1,000974	0,823937	-0,02226	1,05413	1,186347	115,33	31,87	27,66
	51	NODO 59- NODO 50	84,24	88,27	541,46	1	1,195	160	150	-0,12361	-0,781297	6,302649	-0,02226	-0,14897	0,24036	116,70	31,07	28,43
	59	NODO 18- NODO 59	93,84	84,24	160,5	1	1,195	160	150	-0,23173	-1,19467	3,897392	-0,030664	-0,37752	0,52499	117,48	35,90	33,24
	11	NODO 18- NODO 11	93,84	88,57	396,05	1	1,195	160	150	0,221833	1,686049	7,600317	-0,030664	0,191776	0,316791	116,53	31,57	28,36
SUMA : 0,77166 18,7383																		
CIRCUITO 3	55	NODO 18- NODO 93	93,84	88,3	200,93	1	1,195	160	150	-0,380581	-2,29525	8,503307	0,030664	-0,343707	0,567763	115,39	33,84	29,09
	94	NODO 83- NODO 92	86,3	85,63	57,76	2	2,183	160	150	-1,21189	-0,248733	0,244028	0,003782	-1,20810	1,895689	115,08	34,51	23,45
	91	NODO 89- NODO 92	84,08	85,63	82,18	1	1,195	160	150	0,33812	1,69134	5,002187	0,003782	0,34882	0,307741	115,23	34,51	23,60
	87	NODO 88- NODO 89	84,24	84,08	220,76	1	1,195	160	150	0,18812	0,842695	3,248325	0,003782	0,17882	0,257929	116,32	36,06	32,84
59	NODO 18- NODO 59	93,84	84,24	160,5	1	1,195	160	150	0,23173	1,19467	3,897392	0,030664	0,37752	0,52499	117,48	35,90	33,24	
SUMA : -0,1462 21,0000																		
CIRCUITO 4	131	NODO 1- NODO 128	99,62	99,96	39,78	2,5	2,655	160	150	-3,071785	-0,448615	0,146044	-0,032628	-3,10441	2,308138	119,65	20,18	19,69
	124	NODO 128- NODO 93	99,96	86,3	447,33	2,5	2,655	160	150	-0,831785	-0,449971	0,540971	-0,032628	-0,86441	0,642592	119,20	33,84	32,90
	95	NODO 18- NODO 93	93,84	88,3	200,93	1	1,195	160	150	0,390086	2,29525	8,503307	-0,030664	0,343707	0,567763	115,39	33,84	29,09
	18	NODO 11- NODO 18	99,62	93,84	203,79	1	1,195	160	150	-0,296335	-1,482284	5,002047	-0,040443	-0,326765	0,556237	116,62	26,30	24,78
SUMA : 0,95765 14,2094																		

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

2.1.10.3.2. Red secundaria

En total se analizaron 99 ramales abiertos, tal como se ha explicado anteriormente. Se diseñaron los ramales abiertos con el caudal máximo horario. El caudal que recorre cada ramal fue calculado en base a la población que se encontraba conectada a dicho ramal, seguidamente tal y como se hizo en la red

principal primero que nada se propuso un diámetro, luego se calculó la pérdida real de energía por medio de la ecuación Hazen-William y seguidamente de eso se hizo el chequeo por velocidad. Establecida la pérdida y que el chequeo por velocidad cumpliera se hizo el cálculo de las presiones correspondientes, tanto de la presión de servicio (presión dinámica), la presión estática y la cota piezométrica.

El diseño de los ramales se hace después del diseño de los circuitos, esto es así porque como la red de distribución es una combinación de los circuitos cerrados con los ramales abiertos, las presiones dadas en los ramales dependen de mucho de la última iteración dada en los circuitos. Es decir, las presiones finales obtenidas de los circuitos servirán para el cálculo de las presiones en los ramales abiertos.

Para fines de explicación se analizó el tramo 28 – 29, el cual tenía lo siguientes datos:

- Cota inicial: 96,46
 - Cota final: 93,21
 - Hf: 3,25
 - L: 61,5 metros
 - Q: 1,29 l/s
 - C: 150
- Cálculo del diámetro teórico con la ecuación de Hazen – Williams:

$$\phi = \left(\frac{1743,811 * 61,5 * 1,29^{1,85}}{150^{1,85} * 3,25} \right)^{\frac{1}{4,87}} = 1,139$$

Se tomó un diámetro comercial de 1 ¼ “con diámetro interno de 1,532.

- Se calcula la pérdida real para la tubería de 1 ¼”:

$$hf_{1/4"} = \frac{1743,811 * 61,5 * 1,29^{1,85}}{150^{1,85} * 1,532^{4,87}} = 2,02 \text{ m}$$

- Se calcula la velocidad para la tubería de 1 ¼”:

$$v = \frac{1,974 * 1,29}{1,532^2} = 1,66 \text{ m/s}$$

Cómo la velocidad está dentro de 0,6 y 3 m/s, se puede decir que el diámetro de la tubería propuesto cumple con los parámetros, por lo que se procede a realizar el mismo procedimiento para los demás tramos de la red secundaria.

- Se calculan las presiones y las cotas piezométricas:

- Cota piezométrica

$$C_{pz} = C_{pz_{anterior}} - hf \rightarrow C_{pz_{28-29}} = 110,11 - 2,02 = 108,09 \text{ m}$$

- Presión estática

$$P_{estática} = Cota \text{ nivel estático} - Cota \text{ terreno} \rightarrow P_{estática_{28-29}} = 120,14 - 99,14 = 21 \text{ m. c. a}$$

- Presión dinámica

$$P_{dinámica} = Cota \text{ piezométrica} - Cota \text{ terreno} \rightarrow P_{dinámica_{28-29}} = 108,09 - 99,14 = 14,19 \text{ m. c. a}$$

Figura 8. Diseño de los ramales abiertos del circuito 1

No. Tubería	TRAMO	COTA INICIAL	COTA FINAL	LONGITUD	DIAMETRO ϕ	ϕ INTERNO	CLASE	COEFICIENTE c	Q diseño	Hf	V (m/s)	COTA PIEZOMETRICA	PRESION ESTÁTICA	PRESION DINÁMICA	
C I R C U I T O 1	22	NODO 2 - NODO 27	99,58	99,14	64,51	1 1/4	1,532	160	150	2,37	6,55287493	3,05	113,33	21	14,19
	21	NODO 27 - NODO 26	99,14	101,57	49,47	1 1/4	1,532	160	150	0,25	0,07835222	0,32	113,25	18,57	11,68
	23	NODO 27 - NODO 28	99,14	96,46	62,77	1 1/4	1,532	160	150	1,64	3,22651467	2,11	110,11	23,68	13,65
	24	NODO 28 - NODO 21	96,46	99,73	55,22	1/2	0,716	160	150	0,1	0,65222969	0,28	109,45	20,41	9,72
	25	NODO 28 - NODO 29	96,46	93,21	61,5	1 1/4	1,532	160	150	1,29	2,02761958	1,66	108,08	26,93	14,87
	26	NODO 29 - NODO 22	93,21	98,89	61,73	1/2	0,716	160	150	0,12	1,02161144	0,33	107,06	21,25	8,17
	27	NODO 29 - NODO 30	93,21	92,32	63,8	1 1/4	1,532	160	150	0,83	0,93032683	1,07	107,15	27,82	14,83
	28	NODO 30 - NODO 23	92,32	98,06	70,18	1/2	0,716	160	150	0,09	0,68212846	0,25	106,47	22,08	8,41
	29	NODO 30 - NODO 31	92,32	91,97	59,43	1 1/4	1,532	160	150	0,55	0,40475955	0,71	106,74	28,17	14,77
	30	NODO 31 - NODO 24	91,97	99,29	58,41	1/2	0,716	160	150	0,08	0,4565705	0,22	106,29	20,85	7,00
	31	NODO 31 - NODO 32	91,97	91,79	52,26	1 1/4	1,532	160	150	0,19	0,04981773	0,24	106,69	28,35	14,90
	32	NODO 32 - NODO 25	91,79	99,85	63,78	1/2	0,716	160	150	0,04	0,13829283	0,11	106,55	20,29	6,70
		NODO 32 - NODO 32A	91,79	92,44	69,45	1/2	0,716	160	150	0,1	0,820307	0,28	105,73	27,7	13,29
	33	NODO 34 - NODO 33	92,9	100,17	52,85	1 1/4	1,532	160	150	0,2	0,05539504	0,26	112,88	19,97	12,71
	34	NODO 27 - NODO 34	99,14	92,9	77,94	1 1/4	1,532	160	150	0,47	0,3968824	0,61	112,93	27,24	20,03
	35	NODO 34 - NODO 35	92,9	90,28	58,12	1/2	0,716	160	150	0,14	1,27928302	0,39	111,66	29,86	21,38
	36	NODO 28 - NODO 36	96,46	90,28	75,89	1 1/4	1,532	160	150	0,25	0,12019709	0,32	109,98	29,86	19,70
	37	NODO 38 - NODO 37	89,2	90,28	63,28	1/2	0,716	160	150	0,13	1,21441141	0,36	106,66	29,86	16,38
	38	NODO 29 - NODO 38	93,21	89,2	69,69	1 1/4	1,532	160	150	0,35	0,20569169	0,45	107,87	30,94	18,67
	39	NODO 38 - NODO 39	89,2	88,64	54,94	1/2	0,716	160	150	0,03	0,06996279	0,08	107,80	31,5	19,16
	40	NODO 30 - NODO 40	92,32	88,64	64,21	1	1,195	160	150	0,18	0,18569734	0,30	106,96	31,5	18,32
	41	NODO 40 - NODO 41	88,64	88,31	55,44	1/2	0,716	160	150	0,1	0,65482822	0,28	106,31	31,83	18,00
	42	NODO 31 - NODO 42	91,97	88,31	69,85	1 1/4	1,532	160	150	0,28	0,13643606	0,36	106,61	31,83	18,30
	43	NODO 42 - NODO 43	88,31	88,88	47,21	1/2	0,716	160	150	0,11	0,6651424	0,30	105,94	31,26	17,06
44	NODO 32 - NODO 44	91,79	88,88	56,28	1/2	0,716	160	150	0,05	0,18439654	0,14	106,51	31,26	17,63	
45	NODO 34 - NODO 45	92,9	88,81	64,46	1/2	0,716	160	150	0,13	1,23705688	0,36	111,70	31,33	22,89	
46	NODO 36 - NODO 46	90,28	87,35	67,7	1 1/4	1,532	160	150	0,25	0,10721255	0,32	109,88	32,79	22,53	
47	NODO 38 - NODO 47	89,2	86,33	65,36	1	1,195	160	150	0,18	0,18902318	0,30	107,68	33,81	21,35	
48	NODO 40 - NODO 48	88,64	86,75	59,59	1/2	0,716	160	150	0,08	0,46579415	0,22	106,50	33,39	19,75	
49	NODO 42 - NODO 49	88,31	86,93	58,57	1	1,195	160	150	0,17	0,15238935	0,28	106,45	33,21	19,52	

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

Figura 9. Diseño de los ramales abiertos del circuito 2

No. Tubería	TRAMO	COTA INICIAL	COTA FINAL	LONGITUD	DIAMETRO ϕ	ϕ INTERNO	CLASE	COEFICIENTE c	Q diseño	Hf	V (m/s)	COTA PIEZOMETRICA	PRESION ESTÁTICA	PRESION DINÁMICA	
C I R C U I T O 2	72	NODO 50 - NODO 71	88,27	85,64	88,18	1 1/4	1,532	160	150	2,47	9,66896203	3,183	106,26	34,5	20,62
	62	NODO 67 - NODO 66	86,88	88,91	60,26	1/2	0,716	160	150	0,03	0,07673749	0,083	96,57	31,23	7,66
	63	NODO 67 - NODO 61	86,88	88,81	52,91	1/2	0,716	160	150	0,12	0,87564331	0,331	95,77	31,33	6,96
	64	NODO 68 - NODO 67	85,18	86,88	62,28	1 1/4	1,532	160	150	0,46	0,30476914	0,593	96,64	33,26	9,76
	65	NODO 68 - NODO 62	85,18	87,35	56,77	1	1,195	160	150	0,19	0,18145208	0,314	96,77	32,79	9,42
	66	NODO 69 - NODO 68	85,21	85,18	75,8	1 1/4	1,532	160	150	1,09	1,83990534	1,404	96,95	34,96	11,77
	67	NODO 69 - NODO 63	85,21	86,33	71,91	1	1,195	160	150	0,23	0,32729146	0,380	98,45	33,81	12,12
	68	NODO 70 - NODO 69	85,6	85,21	64,71	1 1/4	1,532	160	150	1,59	3,14106177	2,049	98,78	34,93	13,57
	69	NODO 70 - NODO 64	85,6	86,75	80,51	1 1/4	1,532	160	150	0,27	0,14702568	0,348	101,77	33,39	15,02
	70	NODO 71 - NODO 70	85,64	85,6	44,09	1 1/4	1,532	160	150	2,33	4,33979234	3,002	101,92	34,54	16,32
	71	NODO 71 - NODO 65	85,64	86,93	85,24	1/2	0,716	160	150	0,14	1,87622307	0,386	104,38	33,21	17,45
	73	NODO 73 - NODO 72	85,03	86,36	55,66	1/2	0,716	160	150	0,11	0,78419458	0,303	95,78	33,78	9,42
	74	NODO 67 - NODO 73	86,88	85,03	33,35	1 1/4	1,532	160	150	0,31	0,07863853	0,399	96,57	35,11	11,54
	75	NODO 75 - NODO 74	84,2	85,03	62,07	1/2	0,716	160	150	0,1	0,7331383	0,276	96,04	35,11	11,01
	76	NODO 68 - NODO 75	85,18	84,2	39,54	1 1/4	1,532	160	150	0,44	0,17821511	0,567	96,77	35,94	12,57
	77	NODO 75 - NODO 76	84,2	84,65	79,74	1/2	0,716	160	150	0,21	3,71608887	0,579	93,05	35,49	8,40
	78	NODO 69 - NODO 77	85,21	84,65	51,24	1	1,195	160	150	0,28	0,33558332	0,463	98,44	35,49	13,79
	79	NODO 77 - NODO 78	84,65	84,62	58,78	1/2	1,195	160	150	0,08	0,03792232	0,132	101,88	35,52	17,26
	80	NODO 70 - NODO 79	85,6	84,62	62,3	1	1,195	160	150	0,47	1,06369708	0,776	100,86	35,52	16,24
	81	NODO 79 - NODO 80	84,62	89,9	46,95	1	1,195	160	150	0,47	0,80161442	0,776	100,05	30,24	10,15
	82	NODO 80 - NODO 81	89,9	87,87	81,03	1	1,195	160	150	0,22	0,33968525	0,363	99,71	32,27	11,84
	83	NODO 73 - NODO 82	85,03	84,09	80,33	1	1,195	160	150	0,2	0,28231382	0,330	96,28	36,05	12,19
	84	NODO 75 - NODO 83	84,2	84,23	81,04	1/2	0,716	160	150	0,13	1,55524495	0,358	95,22	35,91	10,99
	85	NODO 77 - NODO 84	84,65	84,22	82,74	1/2	1,195	160	150	0,19	0,26445913	0,314	98,18	35,92	13,96
86	NODO 80 - NODO 85	89,9	84,93	81,94	1	1,195	160	150	0,25	0,43514486	0,413	99,62	35,21	14,69	

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

Figura 10. Diseño de los ramales abiertos del circuito 3

C I R C U I T O 3	No. Tubería	TRAMO	COTA INICIAL	COTA FINAL	LONGITUD	DIAMETRO ϕ	ϕ INTERNO	CLASE	COEFICIENTE c	Q diseño	Hf	V (m/s)	COTA PIEZOMETRICA	PRESION ESTÁTICA	PRESION DINÁMICA
	100	NODO 92 - NODO 102	85,63	85,82	62,54	1 1/4	1,532	160	150	2,25	5,77053304	2,899	109,31	34,32	23,49
101	NODO 102 - NODO 98	85,82	88,54	55,31	1 1/4	1,532	160	150	0,29	0,11528169	0,374	109,20	31,6	20,66	
102	NODO 102 - NODO 103	85,82	86,54	40,08	1 1/4	1,532	160	150	1,39	1,51713941	1,791	107,79	33,6	21,25	
103	NODO 103 - NODO 99	86,54	89,78	48,5	1/2	0,716	160	150	0,08	0,3791075	0,221	107,41	30,36	17,63	
104	NODO 103 - NODO 104	86,54	87,3	51,64	1 1/4	1,532	160	150	1,12	1,31087105	1,443	106,48	32,84	19,18	
105	NODO 104 - NODO 100	87,3	89,7	45,99	1/2	0,716	160	150	0,07	0,28080119	0,193	106,20	30,44	16,50	
106	NODO 104 - NODO 105	87,3	88,02	49,47	1 1/4	1,532	160	150	0,62	0,42052027	0,799	106,06	32,12	18,04	
107	NODO 105 - NODO 101	88,02	91,71	48,15	1/2	0,716	160	150	0,08	0,37637168	0,221	105,69	28,43	13,98	
108	NODO 105 - NODO 106	88,02	88,91	75,71	1	1,195	160	150	0,18	0,21895571	0,297	105,84	31,23	16,93	
116	NODO 105 - NODO 114	88,02	85,94	36	1 1/4	1,532	160	150	0,35	0,10625485	0,451	105,58	34,2	19,64	
117	NODO 114 - NODO 115	85,94	86,36	75,61	1	1,195	160	150	0,2	0,26572573	0,330	105,31	33,78	18,95	
121	NODO 114 - NODO 119	82,94	84,29	78,64	1	1,195	160	150	0,15	0,16231596	0,248	105,42	35,85	21,13	
114	NODO 104 - NODO 112	87,3	85,71	38,4	1 1/4	1,532	160	150	0,43	0,16587016	0,554	106,32	34,43	20,61	
115	NODO 112 - NODO 113	85,71	85,94	54,65	1/2	0,716	160	150	0,13	1,0487924	0,358	105,27	34,2	19,33	
120	NODO 112 - NODO 118	85,71	84,22	77,04	1	1,195	160	150	0,23	0,35064016	0,380	105,97	35,92	21,75	
113	NODO 112 - NODO 111	85,71	85,4	47,6	1/2	0,716	160	150	0,07	0,29063137	0,193	106,03	34,74	20,63	
112	NODO 103 - NODO 110	86,54	85,4	41,07	1	1,195	160	150	0,19	0,13127068	0,314	107,66	34,74	22,26	
119	NODO 110 - NODO 117	85,4	84,22	74,54	1	1,195	160	150	0,19	0,23824974	0,314	107,42	35,92	23,20	
110	NODO 102 - NODO 108	85,82	85,37	46,59	1 1/4	1,532	160	150	0,57	0,33898587	0,734	108,97	34,77	23,60	
111	NODO 108 - NODO 109	85,37	85,4	29,8	1/2	0,716	160	150	0,05	0,09765711	0,138	108,87	34,74	23,47	
118	NODO 108 - NODO 116	85,37	84,08	77,25	1	1,195	160	150	0,29	0,53986313	0,479	108,43	36,06	24,35	
109	NODO 108 - NODO 107	85,37	85,49	60,79	1	1,195	160	150	0,23	0,27667985	0,380	108,70	34,65	23,21	
122	NODO 89 - NODO 120	84,08	83,08	77,75	1	1,195	160	150	0,17	0,2022825	0,281	116,72	37,06	33,64	
123	NODO 120 - NODO 121	83,08	84,33	59,02	1	1,195	160	150	0,17	0,15356017	0,281	116,56	35,81	32,23	

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

Figura 11. Diseño de los ramales abiertos del circuito 4

C I R C U I T O 4	No. Tubería	TRAMO	COTA INICIAL	COTA FINAL	LONGITUD	DIAMETRO ϕ	ϕ INTERNO	CLASE	COEFICIENTE c	Q diseño	Hf	V (m/s)	COTA PIEZOMETRICA	PRESION ESTÁTICA	PRESION DINÁMICA
	138	NODO 128 - NODO 134	99,96	102,96	58,25	1 1/4	1,532	160	150	2,23	5,28664713	2,873	114,36	17,18	11,40
139	NODO 134 - NODO 135	102,96	101,57	53,41	1	1,195	160	150	0,15	0,11024028	0,248	114,25	18,57	12,68	
137	NODO 134 - NODO 143	102,96	97,8	79,5	1 1/4	1,532	160	150	0,57	0,57843692	0,734	113,78	22,34	15,98	
136	NODO 143 - NODO 142	97,8	95,84	46,51	1/2	0,716	160	150	0,07	0,28397616	0,193	113,50	24,3	17,66	
135	NODO 143 - NODO 144	97,8	100,17	63	1	1,195	160	150	0,31	0,49809085	0,512	113,29	19,97	13,12	
143	NODO 143 - NODO 148	97,8	91,71	60,39	1	1,195	160	150	0,19	0,19302256	0,314	113,09	28,43	21,38	
134	NODO 134 - NODO 133	102,96	102,52	51,59	1 1/4	1,532	160	150	1,52	2,30407474	1,959	110,98	17,62	8,46	
133	NODO 133 - NODO 129	102,52	99,65	55,25	1/2	0,716	160	150	0,14	1,21611127	0,386	109,77	20,49	10,12	
141	NODO 133 - NODO 141	102,52	95,84	79,85	1 1/4	1,532	160	150	0,38	0,27440686	0,490	110,71	24,3	14,87	
142	NODO 141 - NODO 140	95,84	95,81	58,92	1	1,195	160	150	0,18	0,1703985	0,297	110,54	24,33	14,73	
149	NODO 141 - NODO 147	95,84	89,7	64,22	1	1,195	160	150	0,2	0,22569642	0,330	110,48	30,44	20,78	
140	NODO 133 - NODO 132	102,52	100,99	65,38	1 1/4	1,532	160	150	0,99	1,3209623	1,276	109,39	19,15	8,40	
147	NODO 132 - NODO 139	100,99	95,81	76,31	1 1/4	1,532	160	150	0,3	0,16934648	0,387	114,19	24,33	18,38	
148	NODO 139 - NODO 146	95,81	89,78	63,55	1 1/4	1,532	160	150	0,3	0,1410296	0,387	114,05	30,36	24,27	
152	NODO 132 - NODO 131	100,99	98,12	38,6	1 1/4	1,532	160	150	0,69	0,60713998	0,889	113,59	22,02	15,47	
146	NODO 131 - NODO 137	98,12	92,82	69,37	1 1/4	1,532	160	150	0,6	0,55497306	0,773	113,64	27,32	20,82	
145	NODO 137 - NODO 136	92,82	89,2	64,89	1	1,195	160	150	0,19	0,20740576	0,314	113,58	30,94	24,38	
144	NODO 137 - NODO 138	92,82	95,81	52,9	1	1,195	160	150	0,15	0,10918762	0,248	113,47	24,33	17,66	
151	NODO 137 - NODO 145	92,82	88,54	62,65	1 1/4	1,532	160	150	0,26	0,10669453	0,335	113,47	31,6	24,93	
150	NODO 131 - NODO 130	98,12	92,46	66,28	1/2	0,716	160	150	0,09	0,64422164	0,248	112,45	27,68	19,99	

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel.

En este caso sí se cumplen todas las velocidades de la red secundaria a excepción de algunos ramales abiertos. Esto se debe a que son poblaciones rurales y en ciertos tramos hay muy pocos habitantes, por esa razón el caudal que circula por estos tramos es casi nulo. Debido a

esto se tomó el criterio de utilizar tubería de ½ pulgada como diámetro mínimo en los tramos antes mencionados y aun así las velocidades no cumplen, pero si cumple la presión. Como ya se dijo anteriormente, las presiones de servicio deben predominar y en los ramales las presiones están dentro de los rangos establecidos por la norma de INFOM-UNEPAR, 2011⁶.

2.1.10.3.3. Combinada

Dentro de la red de distribución se puede apreciar la combinación de circuitos cerrados con ramales abiertos. Esto es evidente en todos los circuitos de la red de distribución. El uso de una red de distribución combinada puede tener cierta ventaja para el análisis hidráulico de la red. Esto puede ser evidente al realizar el método de Hardy Cross, donde reduce la cantidad de tuberías que puede compartir un mismo circuito y las iteraciones de dicho método también se reduce.

Así mismo se trató de hacer una red combinada debido a que hay calles y avenidas del barrio Los Gatos, zona 2, de Santa Cruz del Quiché, donde la demanda es muy poca. Por lo tanto, se decidió que para esas áreas de poca demanda se ramificaran por ramales abiertos. Por otro lado, las calles y avenidas que tenían una mayor densificación en conexiones domiciliarias se optó por realizar circuitos cerrados, esto debido a que como el consumo de agua será mayor en esos puntos se debe mantener una presión de servicio estable y garantizar que el caudal llegue a todas estas viviendas.

⁶ INFOM-UNEPAR. *Guía de normas sanitarias para el diseño de sistemas rurales de abastecimiento de agua para consumo humano*. p.47.

2.1.10.4. Evaluación del sistema de desinfección en funcionamiento

El sistema de desinfección que funciona en la red actual se realiza mediante un hipoclorador que se encuentra en operación, el cual es suficiente para desinfectar la demanda de la población. El consumo del hipoclorador es de 4 pastillas de tricoloro diarias.

2.1.10.5. Conexiones domiciliarias

Las acometidas existentes para la nueva red de distribución se mantendrán con el mismo diseño, solamente se le hará un mantenimiento preventivo (limpieza de sólidos).

2.1.10.6. Válvulas de control

Tal como se mencionó anteriormente, se debe realizar un plan de dosificación en la nueva red de distribución. Esta dosificación pretende sectorizar la red de 4 circuitos en 2 grupos. Para que el plan de dosificación sea adecuado se pretende colocar válvulas de control que regulen el flujo de caudal y abastezcan a cada sección. Las válvulas de control serán de tipo compuerta y estará puesta una por cada circuito en la red de distribución, a excepción del circuito 3 que lleva dos válvulas. Por lo tanto, las válvulas se encuentran ubicadas de la siguiente manera para la dosificación de la red de distribución:

Figura 12. **Ubicación de las válvulas de control en la red**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.1.11. **Administración, operación y mantenimiento**

Debido a que el caudal producido por la fuente (4,75 l/s) es menor al que necesita la red (9,48 l/s) para trabajar de una forma adecuada, se propuso un sistema de dosificación de la red, el cual consiste en colocar válvulas de control en puntos estratégicos de la red para que esta pueda ser manipulada en dos secciones, las cuales quedarían de la siguiente forma:

Para la operación de la red de distribución se hará de la siguiente manera:

Debido a que se trata de una dosificación de la red de distribución, para los circuitos 1 y 2 se distribuirá caudal en los horarios de 8:00 a.m. a 12:00 p.m. y para los circuitos 3 y 4 se distribuirá caudal en los horarios de 12:00 p.m. a 4:00 p.m., teniendo 4 horas cada grupo para abastecer sus depósitos.

2.1.12. Propuesta de tarifa

Para poder garantizar que la red de distribución se mantendrá en buenas condiciones durante su vida útil y pueda prestar adecuadamente el servicio para el que fue diseñado es necesario que cuente con una operación y mantenimiento constante. Lo anterior implica que es necesario tener recursos destinados a la operación y mantenimiento preventivo y correctivo al proyecto. Estos recursos se obtendrán a través del pago de una tarifa mensual de parte de las viviendas beneficiadas. Es importante mencionar que el costo de la red será financiado por la ONG Water For People.

Para el cálculo de la tarifa se hará uso de la siguiente fórmula:

$$Tarifa = \frac{CO + CM + CT + CA + CR}{Cantidad\ de\ viviendas\ beneficiadas}$$

Donde:

CO = costo de operación.

CM = costo de mantenimiento.

CT = costo de tratamiento de desinfección.

CA = costo de administración.

CR = costo de reserva (imprevistos).

- Costo de operación: implica el pago del salario para el fontanero que estará a cargo de la revisión de tubería, conexiones domiciliarias, mantenimiento y operación de los sistemas de desinfección. Para este caso, se tomará como base el salario mensual mínimo no agrícola para el año 2022.

$$CO = Q2\ 959,24$$

- Costo de mantenimiento: hace referencia a todos los materiales y herramientas que serán utilizados para la reparación y conservación del proyecto. Se estima que es un 0,5 % del costo total del proyecto asignado para el período de diseño estipulado.

$$CM = \frac{0,005 * Q1553\ 666,15}{20}$$

$$CM = Q388,41$$

- Costo de tratamiento: es el necesario para compra y mantenimiento de los materiales y productos destinados para los procesos de desinfección. Para este caso es necesario el uso de 4 pastillas de tricoloro diarias, lo que implica una cantidad total de 120 pastillas al mes. El precio de las pastillas de tricolor es de Q 35,00, por lo que el costo total queda de la siguiente manera:

$$CT = Q\ 35,00 * 120$$

$$CT = Q\ 4\ 200,00$$

- Costo de administración: es un fondo destinado a los gastos administrativos para la ejecución, operación y mantenimiento del proyecto. Se estima en un 15 % de los costos de operación, mantenimiento y tratamiento.

$$CA = 0,15 * (CO + CM + CT)$$

$$CA = 0,15 * (Q2\ 959,24 + Q388,41 + Q4\ 200,00)$$

$$CA = Q1\ 132,15$$

- Costo de reserva: corresponde a un recurso destinado para imprevistos que puedan surgir en cualquier momento durante la etapa de operación el proyecto. Se estima en un 10 % de los costos de operación, mantenimiento y tratamiento.

$$CA = 0,15 * (CO + CM + CT)$$

$$CA = 0,10 * (Q2\ 959,24 + 388,41 + Q4\ 200,00)$$

$$CA = Q754,77$$

$$Tarifa = \frac{CO + CM + CT + CA + CR}{Cantidad\ de\ viviendas\ beneficiadas}$$

$$Tarifa = \frac{Q2\ 959,24 + Q388,41 + Q4\ 200,00 + Q1\ 132,15 + Q754,77}{569\ viviendas}$$

$$Tarifa = \frac{Q9\ 434,57}{569\ viviendas}$$

$$Tarifa = Q16,58/vivienda \approx Q20,00/vivienda$$

2.1.13. Elaboración de planos

Se elaboraron los siguientes planos:

- Circuito principal.
- Red secundaria.
- Plano de curvas de nivel.
- Plano de isobaras.
- Ubicación de válvulas de compuerta.
- Detalle de nodos.
- Detalle de válvulas.
- Detalle de conexión del tanque.

2.1.14. Elaboración de presupuesto

A continuación se detalla el presupuesto del proyecto, incluyendo los costos directos e indirectos.

Tabla IV. **Presupuesto general de la red de distribución por bombeo para el barrio Los Gatos**

No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES				
1,01	Limpieza del área a construir	m2	3427,98	Q 5,47	Q 18 750,00
1,02	Bodega y guardianía	GLOBAL	1	Q 3 289,00	Q 3 289,00
1,03	Replanteo topográfico	ML	9308,28	Q 0,92	Q 8 579,07
2	RED PRINCIPAL				
2,01	Retiro de adoquín	m2	1688,43	Q 2,54	Q 4 281,78
2,02	Retiro de fundición	m2	562,81	Q 6,18	Q 3 475,55
2,03	Excavación y acarreo de material sobrante	m3	2251,24	Q 57,00	Q 128 320,79
2,04	Retiro de tubería existente en circuitos	ML	3216,06	Q 0,65	Q 2 090,45
2,05	Colocación de tubería de 1" de 160 PSI	ML	1985,67	Q 22,48	Q 44 637,86
2,06	Colocación de tubería de 1 1/2" de 160 PSI	ML	82,03	Q 38,73	Q 3 177,02
2,07	Colocación de tubería de 2" de 160 PSI	ML	57,76	Q 56,85	Q 3 283,66
2,08	Colocación de tubería de 2 1/2" de 160 PSI	ML	1090,6	Q 58,20	Q 63 472,92
2,09	Relleno y compactación	m3	450,24	Q 86,11	Q 38 770,17
2,1	Colocación de adoquín	m2	1688,43	Q 16,59	Q 28 011,05
2,11	Colocación de pavimento	m3	84,42	Q 1 537,50	Q 129 795,75
3	RED SECUNDARIA				
3,01	Retiro de adoquín	m2	4267,35	Q 2,54	Q 10 839,07
3,02	Retiro de fundición	m2	1828,87	Q 6,18	Q 11 302,42
3,03	Excavación y acarreo de material sobrante	m3	6096,22	Q 57,00	Q 347 484,54
3,04	Retiro de tubería existente en circuitos	ML	4373,91	Q 0,73	Q 3 186,33
3,05	Colocación de tubería de 1/2" de 315 PSI	ML	1899,26	Q 11,94	Q 22 677,16
3,06	Colocación de tubería de 1" de 160 PSI	ML	1835,7	Q 16,46	Q 30 216,61
3,07	Colocación de tubería de 1 1/4" de 160 PSI	ML	2361,2	Q 19,96	Q 47 129,55
3,08	Relleno y compactación	m3	1219,24	Q 76,12	Q 92 808,55
3,09	Colocación de adoquín	m2	4267,35	Q 16,59	Q 70 795,34
3,1	Colocación de pavimento	m3	274,33	Q 1 537,50	Q 421 782,38
4	VÁLVULAS DE CONTROL				
4,01	Válvula de control de 1" con caja de concreto armado y tapadera	UNIDAD	1	Q 2 203,00	Q 2 203,00
4,02	Válvula de control de 1 1/4" con caja de concreto armado y tapadera	UNIDAD	4	Q 2 273,06	Q 9 092,25
4,03	Válvula de control de 6" con caja de concreto armado y tapadera	UNIDAD	1	Q 4 223,89	Q 4 223,89
TOTAL					Q 1 553 666,15

Fuente: elaboración propia, utilizando Microsoft Excel 2016.

2.1.15. Cronograma de ejecución

Para el cronograma de ejecución de este proyecto se tomó un tiempo aproximado, pues los tiempos se encuentran sujetos a cambios debido a factores externos.

Tabla V. **Cronograma de ejecución del sistema de abastecimiento de agua potable para el barrio Los Gatos**

PROYECTO DISEÑO RED DE DISTRIBUCIÓN BARRIO LOS GATOS, SANTA CRUZ DEL QUICHE, QUICHE													
No.	REGLONES DE TRABAJO DESCRIPCION	EJECUCION 2,022											
		MES 1				MES 2				MES 3			
		SEMANAS				SEMANAS				SEMANAS			
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1	TRABAJOS PRELIMINARES												
1.01	Limpieza del área a construir	■											
1.02	Bodega y guardianía		■										
1.03	Replanteo Topográfico		■	■	■								
2	RED PRINCIPAL												
2.01	Retiro de adoquín					■							
2.02	Retiro de fundición						■						
2.03	Excavación y acarreo de material sobrante							■					
2.04	Retiro de tubería existente en circuitos								■				
2.05	Colocación de tubería de 1" de 160 PSI									■			
2.06	Colocación de tubería de 1 1/2" de 160 PSI										■		
2.07	Colocación de tubería de 2" de 160 PSI											■	
2.08	Colocación de tubería de 2 1/2" de 160 PSI												■
2.09	Relleno y compactación												■
2.10	Colocación de adoquín												■
2.11	Colocación de pavimento												■
3	RED SECUNDARIA												
3.01	Retiro de adoquín												■
3.02	Retiro de fundición												■
3.03	Excavación y acarreo de material sobrante												■
3.04	Retiro de tubería existente en circuitos												■
3.05	Colocación de tubería de 1/2" de 315 PSI												■
3.06	Colocación de tubería de 1" de 160 PSI												■
3.07	Colocación de tubería de 1 1/4" de 160 PSI												■
3.08	Relleno y compactación												■
3.09	Colocación de adoquín												■
3.10	Colocación de pavimento												■
4	VALVULAS DE CONTROL												
4.01	Válvula de control de 1" con caja de concreto armado y tapadera												■
4.02	Válvula de control de 1 1/4" con caja de concreto armado y tapadera												■
4.03	Válvula de control de 6" con caja de concreto armado y tapadera												■

Fuente: elaboración propia, utilizando Microsoft Excel 2016.

2.1.16. Evaluación socioeconómica

Para poder determinar la rentabilidad del proyecto se hará uso de métodos matemáticos financieros. Los proyectos de agua potable tienen un alcance social más importante que uno económico, pues el objetivo de ellos es solventar una necesidad y no generar ingresos.

2.1.16.1. Valor presente neto

El Valor Presente Neto o Valor Actual Neto es una herramienta financiera que permite convertir un flujo de efectivo futuro a un valor equivalente presente a una tasa o interés determinado. Para este cálculo se tienen tres posibles resultados:

- VPN < 0: si el Valor Presente Neto es menor que cero, nos indica que el proyecto no es económicamente rentable, pues hay más salidas que entradas de dinero y existe una ganancia.
- VPN = 0: si el Valor Presente Neto es igual a cero, nos indica que el proyecto obtiene las mismas ganancias, así como gastos.
- VPN > 0: si el Valor Presente Neto es mayor que cero, nos indica que el proyecto sí es económicamente rentable, pues a largo plazo representa más ganancias que gastos e inversiones.

Para el cálculo del VPN se utiliza la siguiente fórmula:

$$VPN = I_i + I \left(\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right) - G \left(\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right)$$

Donde:

I_i = inversión inicial.

I = ingresos anuales.

G = gastos anuales.

n = periodo en años.

i = tasa de interés anual.

$$VPN = -I_i + I \left(\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right) - G \left(\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right)$$

$$VPN = I_i + (I - G) \left(\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right)$$

$$I = Q20,00/vivienda * 569 viviendas * 12 meses$$

$$I = Q136 560,00$$

$$G = Q9 434,57 * 12 meses$$

$$G = Q113 214,84$$

$$VPN = -Q1 553 666,15 + (Q136 560,00 - Q113 214,84) \left(\frac{(1 + 0,11)^{20} - 1}{0,11(1 + 0,11)^{20}} \right)$$

$$VPN = -Q1 367 760,98$$

Lo anterior implica que el proyecto no es rentable económicamente. Sin embargo, debido a que el proyecto es de carácter social y no de inversión se justifica la implementación de este.

2.1.16.2. Tasa interna de retorno

La Tasa Interna de Retorno es una herramienta financiera que permite determinar la tasa a la cual el VPN es igual a cero. En otras palabras, es la tasa a la que el proyecto no representa pérdidas ni ganancias.

Para el cálculo de la TIR es necesario hacer una interpolación a través de dos tasas, con una se debe obtener un VPN positivo; y, con la otra, un VPN negativo. Sin embargo, se hizo uso de Microsoft Excel para demostrar lo siguiente:

Tabla VI. **Valor presente neto a distintas tasas**

Tasa	VPN
11 %	-Q1 367 760,98
20 %	-Q1 439 985,03
30 %	-Q1 476 258,41
40 %	-Q1 495 373,01
50 %	-Q1 506 989,87
60 %	-Q1 514 760,77
70 %	-Q1 520 316,74
80 %	-Q1 524 484,93
-10 %	Q133 083,14
-20 %	Q8 453 957,33
-9.46 %	Q0,00

Fuente: elaboración propia, utilizando Microsoft Excel 2016.

A medida que la tasa se incrementa el VPN converge a un valor negativo, por lo que la tasa debe ser negativa para tener un VPN = 0. Lo anterior demuestra que el proyecto no es económicamente rentable pero se justifica al ser un proyecto de carácter social.

2.1.17. Evaluación impacto ambiental

Se le llama así a un proceso técnico que se realiza para evaluar los impactos ambientales de un proyecto o actividad sobre el medio ambiente. En el documento que se extiende se describe toda la información necesaria para evaluar los posibles efectos significativos del proyecto sobre el medio ambiente. Para esto, se busca tomar las decisiones más adecuadas para prevenir y minimizar estos efectos.

Dentro de las consideraciones que se deben tomar para la ejecución del proyecto se puede mencionar:

- Reducir las fuentes emisoras de ruido en la etapa de construcción con el objetivo de evitar perturbar la fauna de la zona de trabajo.
- Contribuir a la conservación de la calidad del aire.
- Prevenir la generación de polvo.
- Rehabilitar las áreas que hayan quedado sin la protección de la cobertura vegetal.
- Prevenir la contaminación del suelo debido a la generación de desechos en caso de llegar a producirse.
- Instruir al personal con el fin de crear conciencia ambiental a los trabajadores.
- Capacitar e instruir a las comunidades para brindarles los conocimientos básicos para administrar, mantener y operar adecuadamente el sistema de agua potable sin descuidar la protección del medio ambiente, con la finalidad de garantizar eficiencia y calidad.

2.2. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Xabaj I, San Andrés Sajcabajá, Quiché

A continuación se describen las características relacionadas al diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Xabaj I, San Andrés Sajcabajá, Quiché.

2.2.1. Descripción del proyecto

Debido a que no existe un sistema de abastecimiento de agua potable en la aldea, las personas se han visto en la necesidad de buscar otras fuentes de agua. Sin embargo, el agua que consumen no es potable lo que ha ocasionado que se incrementen los casos de enfermedades de origen hídrico en el lugar. Por lo que, con el propósito de mejorar la calidad de vida de los pobladores de la aldea Xabaj I se elaboró el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable con lo cual se estará beneficiando a 477 habitantes actuales.

2.2.2. Tipo de fuente

Para el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Xabaj I las fuentes propuestas son nacimientos de agua de tipo brote definido en ladera.

2.2.3. Aforo

Con base a la dotación se evaluaron 5 fuentes de agua, que según aforos poseen un caudal conjunto de 0,95 l/s, dicho caudal se estimó en base al foro realizado en noviembre de 2018, por el señor Ramiro Xi Che, topógrafo de la empresa contratada, para el caudal de estiaje, se estimó que dicho caudal

disminuya un 75 %, por lo que el caudal de verano será de 0,72 l/s, el mismo, cumple con la demanda de la población presente y para la población futura proyectada dentro del periodo de diseño.

Para este proyecto se consideró la captación de 5 fuentes, las cuales serán llevados a una caja unificadora de caudales, para luego ser distribuido por la línea de conducción.

2.2.4. Calidad del agua

El examen fue realizado en el Centro de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos, en el laboratorio de saneamiento ambiental.

2.2.4.1. Examen bacteriológico

Bacteriológicamente el agua se enmarca en la CLASIFICACIÓN II; calidad bacteriológica que precisa la aplicación de los métodos habituales de tratamiento (coagulación, filtración y desinfección) según normas de calidad para las fuentes de agua de las Normas Internacionales para el Agua Potable de la Organización Mundial de la Salud (ver anexo 3). Por lo que en el inciso 2.2.7.7. se propone el sistema de desinfección correspondiente.

2.2.4.2. Examen fisicoquímico

Desde el punto de vista de la calidad física y química el agua cumple con la norma, según Normas de Calidad para Fuentes de Agua de las normas Internacionales para el agua potable de la Organización Mundial de Salud (ver anexos 2).

2.2.5. Evaluación de las obras existentes

Actualmente, la aldea Xabaj I no cuenta con la introducción de un sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad, por lo que la implementación del sistema propuesto es la primera intervención que existe.

2.2.6. Levantamiento topográfico

Para realizar el levantamiento topográfico se utilizó el siguiente equipo: una estación total marca Leica, plomadas, una cinta métrica con longitud de 50 metros, clavos de lámina, pintura, GPS y machete.

2.2.7. Diseño hidráulico

A continuación se describen los parámetros de diseño, así como los procedimientos y cálculos efectuados.

2.2.7.1. Datos e información para diseño

Para el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Xabaj i, San Andrés Sajcabajá, se hizo uso de las normas sanitarias para el diseño de sistemas rurales de abastecimiento de agua para consumo humano INFOM – UNEPAR que contienen los requisitos en cuanto a velocidades, presiones, diámetros de tubería y demás especificaciones.

2.2.7.2. Periodo de diseño

El periodo de diseño depende tanto del tipo de fuente que se utilizará para captar el agua, así como también, del criterio del diseñador para que el sistema

sea eficiente y trabaje en óptimas condiciones durante su uso. Dicho esto, se ha determinado que el periodo de diseño será de 20 años.

Año 2019 – 2039

$n = 20$ años

2.2.7.3. Dotación

Hay muchos factores que influyen en la dotación de agua, como el clima, tamaño del área poblacional, estándar de vida, grado de industrialización, tipo de servicio (con o sin medidor), costo, presión y calidad del agua.

Debido a que el proyecto se encuentra ubicado en el área rural y el tipo de servicio que se brindará será de conexión predial, por lo que la dotación que se dará a la población será la siguiente:

Viviendas particulares → Dotación = 85,00 l/h/d

Escuelas → Dotación = 1 500,00 l/esc/d

Iglesias/Auxiliaturas/PS/CS → Dotación = 500,00 l/igles/d

Comercios → Dotación = 250,00 l/com/d

2.2.7.4. Población futura

La población por servir es una población que tiene que ser pronosticada. Como no es posible encontrar registros del crecimiento de la población de forma consecutiva, es necesario utilizar modelos matemáticos para poder estimar una población futura.

Para ello se recomienda el *método geométrico*, que es el modelo matemático que más se adecua para las poblaciones en vías de desarrollo y además es el modelo que más se asemeja al crecimiento de una población debido a sus tendencias exponenciales de crecimiento. La fórmula del método geométrico es:

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

Donde:

P_f = Población futura

P_o = Población actual

R = Tasa de crecimiento

n = Periodo de diseño

Aplicando la formula anterior se obtiene:

$P_o = 226$ habitantes (hasta 2019); $R = 4,69 \%$; $n = 20$ años

$$P_f = 226(0,0469 + 1)^{20}$$

$$P_f = 565,2134 \text{ habitantes} \approx \mathbf{565 \text{ habitantes}}$$

2.2.7.5. Caudales de diseño

A continuación se detalla el cálculo para los diferentes caudales que fueron utilizados para el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable.

2.2.7.5.1. Caudal medio diario

Como su nombre lo indica, este caudal es el consumo de agua que hace la población en un día. Se puede calcular con los promedios de consumo diario en

un año, pero de ser el caso que no se tenga estos datos registrados se puede hacer el cálculo con la población futura y la dotación propuesta. La ecuación utilizada para el cálculo viene dada por:

$$Q_{md} = \frac{P_f \times \text{Dotación}}{86\,400}$$

Donde:

Q_{md} = Caudal medio diario (l/s).

P_f = Población futura

Realizando los cálculos se obtiene:

- Viviendas particulares

$$Q_{md} = \frac{565 \text{ habitantes} \times 85 \text{ l/h/d}}{86\,400} = 0,56 \text{ l/s}$$

- Escuelas

$$Q_{md} = \frac{1 \text{ escuela} \times 1500 \text{ l/h/d}}{86\,400} = 0,02 \text{ l/s}$$

- Iglesias/Auxiliaturas/PS/CS

$$Q_{md} = \frac{1 \text{ iglesia} \times 500 \text{ l/igles/d}}{86\,400} = 0,01 \text{ l/s}$$

Entonces el caudal medio diario total es:

$$Q_{md} = 0,56 \text{ l/s} + 0,02 \text{ l/s} + 0,01 \text{ l/s} = 0,59 \text{ l/s}$$

2.2.7.5.2. Caudal máximo horario

Se define como la hora de máximo consumo del día de máximo registro, generalmente se puede calcular por medio de la siguiente formula:

$$Q_{MH} = Q_{md} \times FMH$$

Donde:

Q_{MH} = caudal máximo horario (l/s)

Q_{md} = caudal medio diario (l/s)

FMH = factor máximo horario

El factor máximo horario es un factor de seguridad que se aplica al diseño de la red de distribución, para prever condiciones críticas como la demanda instantánea de la población. El valor de dicho factor se selecciona a criterio del diseñador, pero este puede ir asociado al tipo de población que se desea satisfacer, por ejemplo:

Población rural → 1,8 – 2,50

Población urbana → 2,50 – 3,0

En el caso de nuestro proyecto, se elegirá un factor máximo horario de 2,0 para la población rural que se está trabajando. Por lo tanto, el resultado es el siguiente:

$$Q_{MH} = 0,59 \text{ l/s} \times 2,0$$

$$Q_{MH} = 1,18 \text{ l/s}$$

2.2.7.5.3. Caudal máximo diario

Es el consumo de agua máximo registrado en un día de una serie de registros de un año, generalmente se puede calcular por medio de la siguiente formula si es que no se tiene la serie de registros del lugar:

$$Q_{MD} = Q_{md} \times FMD$$

Donde:

Q_{MD} = caudal máximo diario (l/s)

Q_{md} = caudal medio diario (l/s)

FMD = factor máximo diario

El factor máximo diario es un factor de seguridad que supone el incremento del caudal en la línea de conducción si se presentan condiciones críticas en el sistema como el incremento del caudal debido a la fuente de captación o el incremento de la demanda de agua para la población que se va a satisfacer. El valor de dicho factor se selecciona a criterio del diseñador, pero este puede ir asociado al tipo de población que se desea satisfacer, por ejemplo:

Población rural → 1,2 – 1,8

Población urbana → 1,8 – 2,0

En el caso de este proyecto, se seleccionó un factor máximo diario de 1,2 para la población rural que se está trabajando. Por lo tanto, el resultado es el siguiente:

$$Q_{MD} = 0,59 \text{ l/s} \times 1,2$$

$$Q_{MD} = 0,71 \text{ l/s}$$

2.2.7.6. Diseño de la línea de conducción

Una línea de conducción está constituida por la tubería que conduce agua desde la obra de captación hasta el tanque de distribución, así como de las estructuras, accesorios, dispositivos y válvulas integradas a ella.

Partiendo que todo tipo de diseño debe estar sustentado de criterios técnicos al máximo la energía gravitacional disponible para conducir el caudal deseado y llevarlo hasta el tanque de almacenamiento.

Para el diseño debe considerarse:

- Carga disponible o diferencia de elevación.
- Capacidad de la tubería para transportar el caudal máximo diario.
- Clase de tubería para soportar las presiones hidrostáticas.
- Tipo de tubería a utilizar en función de las condiciones de terreno.
- Diámetro de la tubería.

Generalmente:

área urbana → no menor a 2"

área rural → no menor a 3/4"

- Velocidades:

Generalmente:

$$0,6 \text{ m/s} \leq v \leq 3,00 \text{ m/s}$$

En el caso de este proyecto, el caudal máximo diario a satisfacer es de 0,71 l/s pero como se unificarán diferentes fuentes de captación a lo largo de la línea de conducción, al final de la misma se debe cumplir con este caudal deseado.

- Tramo E1 – E2

Para el análisis del primer tramo se tomará como caudal de diseño el caudal de aforo que se obtiene en época de invierno, esto debido a que este es el caudal más crítico que se conducirá en el inicio de la línea de conducción. La finalización del tramo de análisis será hasta la segunda caja unificadora de caudales.

Se empezó calculando la pérdida de carga entre la estación E1 y la estación E2:

$$h_f = N.E. E1 - C.T E2$$

Donde:

h_f = pérdida de carga (m)

$N.E.$ = nivel estático (m)

$C.T$ = cota de terreno (m)

Aplicando la fórmula se obtiene:

$$h_f = 2\ 185,74\ m - 2\ 136,81\ m$$

$$h_f = 48,93\ m$$

Ahora se procede a calcular el diámetro nominal que se utilizará, para ello se utiliza la fórmula de Hazen-Williams que es la siguiente:

$$\phi = \sqrt[4,87]{\frac{1\,743,811 \times L \times (Q_{MD})^{1,85}}{C^{1,85} \times h_f}}$$

Donde:

ϕ = diámetro nominal (plg.)

L = longitud horizontal (m)

Q_{MD} = caudal máximo diario (l/s)

C = coeficiente de rugosidad de la tubería

h_f = pérdida de carga en la tubería (m)

En primera instancia el tipo de tubería que se utilizará será de PVC y el caudal de diseño que se utilizará será el del aforo de invierno. Aplicando la ecuación anterior con las condiciones dadas se obtiene:

$$\phi = \sqrt[4,87]{\frac{1\,743,811 \times 378,07 \text{ m} \times (0,28 \text{ l/s})^{1,85}}{150^{1,85} \times 48,93 \text{ m}}}$$

$$\phi \cong 0,6475''$$

Con este resultado se puede inferir que el diámetro comercial requerido es de media pulgada ($\frac{1}{2}$ "). Por lo tanto, se utilizará una tubería PVC de clase 315 psi que son dadas por la norma ASTM D 2241. El diámetro interno de una tubería de $\frac{1}{2}$ " de esta clase es:

$$\phi_{int} = 0,716''$$

Esta es la tubería que se utilizará a lo largo de todo ese tramo debido a que se conduce un caudal pequeño. Ahora se procede a calcular la pérdida real de la tubería utilizando la misma ecuación de Hazen-Williams:

$$h_{f \text{ real}} = \frac{1\,743,811 \times 378,07 \text{ m} \times (0,28 \text{ l/s})^{1,85}}{150^{1,85} \times (0,716 \text{ plg})^{4,87}}$$

$$h_{f \text{ real}} = 29,21 \text{ m}$$

Ahora se procede a obtener la cota piezométrica y las presiones que se encuentran en la estación E2:

- Cota piezométrica

$$C.P. = P.E - h_{f \text{ real}}$$

Donde:

$C.P.$ = cota piezométrica (m)

$P.E$ = presión estática de la estación anterior (m)

$h_{f \text{ real}}$ = pérdida real de la tubería (m)

La presión estática de la estación E1 es igual a la cota de terreno, por lo que realizando el cálculo se obtiene:

$$C.P. = 2\,185,74 \text{ m} - 29,21 \text{ m}$$

$$C.P. = 2\,156,53 \text{ m}$$

- Presión estática

$$P.E. = N.E - C.T.$$

Donde:

$P.E.$ = presión estática (m)

$N.E.$ = nivel estático (m)

$C.T.$ = cota de terreno de la estación (m)

La presión estática de la estación es:

$$P.E. = 2\,185,74\,m - 2\,136,81\,m$$

$$P.E. = 48,93\,m$$

- Presión dinámica

$$P.D. = C.P. - C.T.$$

Donde:

$P.D.$ = presión dinámica (m)

$C.P.$ = cota piezométrica de la estación (m)

$C.T.$ = cota de terreno de la estación (m)

La presión dinámica de la estación es:

$$P.D. = 2\,156,53\,m - 2\,136,81\,m$$

$$P.D. = 19,72\,m$$

Ahora se procede a comprobar que la velocidad del fluido se encuentre dentro de los límites permisibles, esto se hace por medio de la fórmula del caudal y viene dado por:

$$v = 1,974 \times \frac{Q_{MD}}{\phi^2}$$

Donde:

v = velocidad del fluido (m/s)

Q_{MD} = caudal máximo diario (l/s)

\emptyset_{int} = diámetro interno de la tubería (plg.)

Aplicando la formula se obtiene:

$$v = 1,974 \times \frac{0,28 \text{ l/s}}{(0,716 \text{ plg})^2}$$

$$v = 1,07 \text{ m/s}$$

La velocidad está dentro del límite para el tramo analizado.

Observando el perfil del terreno del trayecto de la línea de conducción, se puede observar que existe un zanjón aproximadamente a 117 metros de la estación E1, debido a esto se debe realizar un paso aéreo y por consecuencia hay que utilizar tubería de otro tipo ya que la tubería PVC no puede ser expuesta en la superficie. Haciendo los cálculos en el perfil de la línea el paso aéreo debe ser de 8,65 metros aproximadamente y la tubería que se utilizará será de hierro galvanizado HG, cedula 40 y diámetro de media pulgada (1/2”).

Ahora se procede a calcular la cantidad de tubos PVC que se necesitan para el tramo analizado, se calcula de la siguiente manera:

$$No. \text{ tubos} = \frac{D.H.}{6,10 \text{ m}}$$

Donde:

D. H. = Distancia horizontal entre las estaciones (m).

Procediendo con el cálculo se obtiene:

$$No. tubos = \frac{378,07 \text{ m}}{6,10 \text{ m}}$$

$$No. tubos = 61,97 \text{ tubos} \approx 62 \text{ tubos}$$

Se realiza el mismo procedimiento para las demás estaciones, revisando siempre que se cumplan los parámetros de presiones, velocidades, caudales y optimizando el cálculo de tal manera que se encuentre el diámetro económico y que mejor se adecue al sistema para la reducción de costos.

A continuación, se presenta la tabla resumida del diseño de la línea de conducción para cada una de las estaciones analizadas:

Figura 13. Resumen del diseño de la línea de conducción

EST	PO	CT INICIAL (m)	CT FINAL (m)	LONG (m)	Q MD (lps)	TUBERIA	CLASE (psi)	Coef C	HF (m)	Ø NOM (pulg)
E1	E2	2185,74	2136,809	378,07	0,28	PVC	315	150	48,931	0,644
E2	E3	2136,809	2089,880	2341,16	0,46	PVC	160	150	46,929	1,143
E4	E3	2092,33	2089,880	25,38	0,25	PVC	160	150	2,450	0,661
E3	E5	2089,880	2034,5	2549,32	0,71	PVC	160	150	55,38	1,330
E5	E6	2034,5	1990,5	2005,30	0,71	PVC	160	150	44	1,328
E6	E7	1990,5	1898,665	544,02	0,71	PVC	160	150	91,835	0,873

Ø NOM 1 (pulg)	Ø INT 1 (pulg)	HF Øint 1 (m)	L1(m)	HF real Øint 1 (m)	CANT TUBOS L1 (u)	V 1 (m/s)	COTA PIEZOMET EST FINAL(m)	DINÁMICA EST FINAL (m)	OBS.
1/2"	0,716	29,212	378,07	29,212	62	1,06	2156,53	19,72	CUQ 1 - CUQ 2
1 1/4"	1,532	11,273	2341,16	11,273	384	0,38	2125,54	35,66	CUQ 2 - CUQ 3
1"	1,161	0,157	25,38	0,157	5	0,37	2092,17	2,29	NAC 4 - CUQ 3
1 1/4"	1,532	27,847	2549,32	27,847	418	0,60	2062,03	27,53	CUQ 3 - CRP 1
1 1/4"	1,532	21,904	2005,30	21,904	329	0,60	2012,60	22,10	CRP 1 - CRP 2
1"	0,926	68,989	544,02	68,989	90	1,63	1921,51	22,85	CRP 2 - TANQUE

Fuente: elaboración propia, utilizando Microsoft Excel 2016.

2.2.7.7. Diseño del sistema de desinfección

El proceso de desinfección será realizado mediante un hipoclorador que tendrá que cumplir con las siguientes condiciones: ser automático, no contar con piezas móviles, funcionar sin necesidad de energía eléctrica y admitir el acceso de agua a las tabletas para formar la solución.

El hipoclorador estará ubicado sobre la losa del tanque de almacenamiento/distribución, dentro de su respectiva caja, teniendo como principal objetivo, proteger el hipoclorador, contará con su tapadera y candado de intemperie.

Las tabletas que utilizará el sistema son de hipoclorito de calcio ($Ca(ClO_2)$) con al menos el 65 % de componentes activos de 300 gramos cada tableta.

De acuerdo con la norma COGUANOR 29 001, indica la cantidad de solución que se le debe suministrar como tratamiento preventivo bacteriológico es de 2 partes por millón, o bien, 2 mg/l.

El cálculo de flujo de cloro se realiza con la siguiente ecuación:

$$FC = Q * CR * 0,06$$

Donde:

- $FC = \text{flujo de cloro (g/h)}$
- $CR = \text{cloro requerido (2 mg/l)}$
- $Q_{MD} = \text{caudal máximo diario (l/s)} = 0,71 \text{ l/s} * 60 \text{ s} = 42,6 \text{ l/m}$

Por lo tanto, el flujo de cloro es el siguiente:

$$FC = 42,6 \text{ l/m} * 2 \text{ mg/l} * 0,06 = 5,112 \text{ g/h}$$

Conociendo el flujo de cloro, se procede a determinar el número de tabletas necesarias por utilizar en un mes (30 días).

$$5,112 \frac{\text{g}}{\text{h}} * \frac{720 \text{ h}}{1 \text{ mes}} = 3\,680,64 \frac{\text{g}}{\text{mes}} * \frac{1 \text{ tabletas}}{300 \text{ gramos}} = 12,27 \cong 13 \frac{\text{tabletas}}{\text{mes}}$$

2.2.7.8. Diseño de la red de distribución

La red de distribución será abierta y se tendrá que diseñar los ramales de esta. Para el diseño de dichos ramales se utilizó el caudal máximo horario.

Recordando que el caudal máximo horario es igual a:

$$Q_{MH} = 1,18 \text{ l/s}$$

El diseño del ramal se hizo de la misma manera que el diseño de la línea de conducción, utilizando las mismas ecuaciones para el cálculo del diámetro, pérdidas, presiones y la cantidad de tubos, solo que diseñando de nudo a nudo.

Calculando el diámetro con la ecuación de Hazen – Williams en el nodo 1 a 2:

$$\phi = \sqrt[4,87]{\frac{1\,743,811 \times 16,55 \text{ m} \times (1,18 \text{ l/s})^{1,85}}{150^{1,85} \times 6,20 \text{ m}}}$$
$$\phi = 0,95 \text{ plg}$$

Se utilizará un diámetro nominal de 1 ½ " pulgadas y diámetro interno de 1,754 pulgadas. La clase de la tubería será de PVC de 160 PSI.

Ahora se procede a calcular la pérdida real de la tubería utilizando la misma ecuación de Hazen-Williams:

$$h_{f \text{ real}} = \frac{1\,743,811 \times 16,55 \text{ m} \times (1,18 \text{ l/s})^{1,85}}{150^{1,85} \times (1,754 \text{ plg})^{4,87}}$$

$$h_{f \text{ real}} = 0,23 \text{ m}$$

Seguidamente se calcula la cantidad de tubos del nodo 1 al nodo 2:

$$\text{No. tubos} = \frac{16,55 \text{ m}}{6,10 \text{ m}} = 2,71 \text{ tubos}$$

$$\text{No. tubos} \approx 3 \text{ tubos}$$

Así mismo, se calcula la velocidad del fluido en este tramo de análisis:

$$v = 1,974 \times \frac{1,18 \text{ l/s}}{(1,754 \text{ plg})^2}$$

$$v = 0,76 \text{ m/s}$$

Por último, se calcula la cota piezométrica, la presión estática y la presión dinámica en el nodo final, es decir el nodo 2:

- Cota piezométrica

$$C.P. = 1\,900,165 \text{ m} - 1,01 \text{ m}$$

$$C.P. = 18\,99,16 \text{ m}$$

- Presión estática

$$P.E. = 1\,900,165\ m - 1\,899,16\ m$$

$$P.E. = 6,20\ m$$

- Presión dinámica

$$P.D. = 1\,899,16\ m - 1\,893,97\ m$$

$$P.D. = 5,19\ m$$

Se realiza el mismo procedimiento para el diseño de los demás ramales de la red de distribución. A continuación, se presenta una tabla resumiendo los cálculos realizados para el diseño de la red de distribución:

Figura 14. Resumen del diseño de la red de distribución

NO. RAMAL	TRAMO	COTA INICIAL	COTA FINAL	LONGITUD (m)	NO. CASAS POR TRAMO	NO. HABITANTES POR TRAMO	NO. HABITANTES POR TRAMO	Q Diseño (L/s)	H Disponible (m)	Ø Teórico (pulg)	Ø NOM (pulg)
RAMAL 1 (RAMAL PRINCIPAL)	NODO 1 - NODO 2	1898,665	1893,967	16,55	0	0	0	2,71	6,20	1,23	1 1/2"
	NODO 2 - C.R.P. 2	1893,967	1840,663	212,68	0	0	0	2,62	59,50	1,29	1 1/2"
	C.R.P. 2 - NODO 8	1840,663	1809,760	239,35	0	0	0	2,20	30,90	1,42	1 1/2"
	NODO 8 - NODO 13	1809,760	1800,513	135,30	3	9	23	1,71	40,15	1,09	1 1/2"
	NODO 13 - NODO 15	1800,513	1803,333	148,77	0	0	0	1,55	37,33	1,08	1 1/2"
	NODO 15 - NODO 21	1803,333	1793,212	79,74	1	3	8	1,06	47,45	0,79	1 1/4"
	NODO 21 - NODO 24	1793,212	1794,869	146,010	1	1	3	0,86	45,79	0,83	1 1/4"
	NODO 24 - NODO 26	1794,869	1794,454	82,75	0	0	0	0,78	46,21	0,71	1 1/4"
NODO 26 - NODO 28	1794,454	1783,400	77,69	3	6	15	0,68	57,26	0,63	1 1/4"	
NODO 28 - NODO 31	1783,400	1809,376	90,59	6	20	50	0,49	31,29	0,65	1 1/4"	
NODO 31 - NODO 34	1809,376	1760,451	170,71	3	8	20	0,25	80,21	0,48	1 1/4"	
RAMAL 2	NODO 2 - NODO 3	1893,967	1888,435	28,19	0	0	0	0,09	11,73	0,33	1/2"
	NODO 3 - C.R.P. 1	1888,435	1857,34	107,33	2	4	10	0,04	42,83	0,26	1/2"
	C.R.P. 1 - NODO 5	1857,34	1828,668	107,33	2	4	10	0,04	28,67	0,28	1/2"
RAMAL 3	NODO 3 - NODO 4	1888,435	1884,420	54,39	3	6	15	0,04	15,74	0,27	1/2"
RAMAL 4	C.R.P. 2 - NODO 7	1840,663	1759,737	427,71	6	30	75	0,42	80,93	0,70	1/2"
RAMAL 5	NODO 8 - NODO 9	1808,080	1801,286	52,90	1	2	5	0,31	39,38	0,47	1/2"
	NODO 9 - NODO 11	1801,286	1771,276	216,88	7	12	30	0,17	69,39	0,44	1/2"
RAMAL 6	NODO 9 - NODO 10	1801,286	1793,347	89,05	3	12	30	0,13	47,32	0,36	1/2"
RAMAL 7	NODO 8 - NODO 12	1808,080	1761,648	235,88	6	16	40	0,11	79,02	0,38	1/2"
RAMAL 8	NODO 13 - NODO 14	1800,513	1816,854	107,81	1	1	3	0,10	23,81	0,39	1/2"
RAMAL 9	NODO 15 - C.R.P. 3	1803,333	1793,209	65,94	2	10	25	0,48	47,45	0,56	1/2"
	C.R.P. 3 - NODO 18	1793,209	1772,178	115,6	1	6	15	0,35	21,03	0,66	1/2"
	NODO 18 - NODO 20	1772,178	1748,417	221,01	5	9	23	0,13	44,79	0,44	1/2"
RAMAL 10	C.R.P. 3 - NODO 17	1793,209	1787,365	60,81	3	9	23	0,06	5,84	0,39	1/2"
RAMAL 11	NODO 18 - NODO 19	1772,178	1763,469	75,88	2	4	10	0,06	29,74	0,29	1/2"
RAMAL 12	NODO 21 - C.R.P. 4	1793,212	1783,77	40,00	5	15	38	0,16	56,89	0,32	1/2"
	C.R.P. 4 - NODO 22	1783,77	1760,263	127,14	5	15	38	0,16	23,51	0,49	1/2"
RAMAL 13	NODO 21 - NODO 23	1793,212	1807,654	199,58	2	3	8	0,02	33,01	0,21	1/2"
RAMAL 14	NODO 24 - NODO 25	1794,869	1773,979	56,82	2	6	15	0,04	66,68	0,20	1/2"
RAMAL 15	NODO 26 - NODO 27	1794,454	1776,271	95,80	2	5	13	0,06	64,39	0,26	1/2"
RAMAL 16	NODO 28 - NODO 29	1783,400	1775,236	57,82	1	1	3	0,01	65,43	0,11	1/2"
RAMAL 17	NODO 28 - C.R.P. 5	1754,326	1784,89	15,00	4	15	38	0,11	55,77	0,22	1/2"
	C.R.P. 5 - C.R.P. 6	1784,89	1702,46	420,00	4	15	38	0,11	82,43	0,41	1/2"
	C.R.P. 6 - C.R.P. 7	1702,46	1622,03	482,00	4	15	38	0,11	80,43	0,42	1/2"
	C.R.P. 7 - NODO 30	1622,03	1558,208	290,55	4	15	38	0,11	63,82	0,40	1/2"
RAMAL 18	NODO 31 - NODO 32	1809,376	1784,500	54,24	1	5	13	0,04	56,16	0,19	1/2"
RAMAL 19	NODO 31 - NODO 33	1809,376	1804,144	33,46	2	8	20	0,06	36,52	0,23	1/2"

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2016.

Figura 15. Continuación resumen del diseño de la red de distribución

Ø INT (pulg)	TUBERIA	PRESION TRABAJO (PSI)	Coef C	Hf	V (m/s)	COTA PIEZOMETRIC A	PRESION ESTATICA	PRESION DINÁMICA	CANTIDAD DE TUBERIAS
1,754	PVC	160	150	1,009	1,740	1899,16	6,198	5,189	3
1,754	PVC	160	150	12,191	1,683	1886,96	59,502	46,302	35
1,754	PVC	160	150	9,938	1,413	1830,72	30,903	20,965	40
1,754	PVC	160	150	3,521	1,098	1827,20	40,150	26,691	23
1,754	PVC	160	150	3,213	0,993	1823,99	37,330	20,657	25
1,532	PVC	160	150	1,665	0,895	1822,33	47,451	29,113	14
1,532	PVC	160	150	2,074	0,727	1820,25	45,794	25,382	24
1,532	PVC	160	150	0,962	0,652	1819,29	46,209	24,836	14
1,532	PVC	160	150	0,699	0,568	1818,59	57,263	35,190	13
1,532	PVC	160	150	0,449	0,411	1818,14	31,287	8,766	15
1,532	PVC	160	150	0,250	0,213	1817,89	80,212	57,441	28
0,716	PVC	315	150	0,242	0,342	1898,91	11,730	10,479	5
0,716	PVC	315	150	0,256	0,171	1898,66	42,825	41,318	18
0,716	PVC	315	150	0,256	0,171	1857,08	28,672	28,416	18
0,716	PVC	315	150	0,130	0,171	1898,78	15,745	14,364	9
0,716	PVC	315	150	64,845	1,615	1775,82	36,853	16,081	71
0,716	PVC	315	150	4,691	1,209	1826,03	39,377	24,748	9
0,716	PVC	315	150	6,148	0,652	1795,14	30,010	23,862	36
0,716	PVC	315	150	1,497	0,492	1799,79	7,939	6,442	15
0,716	PVC	315	150	3,206	0,439	1827,52	42,713	65,871	39
0,716	PVC	315	150	1,152	0,385	1826,05	23,809	9,198	18
0,716	PVC	315	150	12,995	1,861	1811,00	47,454	17,786	11
0,716	PVC	315	150	12,356	1,337	1780,85	21,031	8,675	19
0,716	PVC	315	150	3,717	0,492	1777,14	44,792	28,720	37
0,716	PVC	315	150	0,284	0,246	1792,93	5,844	5,560	10
0,716	PVC	315	150	0,354	0,246	1780,50	29,740	17,030	13
0,716	PVC	315	150	1,033	0,620	1821,29	56,893	37,522	7
0,716	PVC	315	150	3,283	0,620	1780,49	23,507	20,224	21
0,716	PVC	315	150	0,078	0,064	1822,25	33,009	14,594	33
0,716	PVC	315	150	0,135	0,171	1820,12	66,684	46,137	10
0,716	PVC	315	150	0,447	0,246	1818,84	64,392	42,572	16
0,716	PVC	315	150	0,006	0,032	1818,58	65,427	43,348	10
0,716	PVC	315	150	0,177	0,406	1818,41	55,773	33,523	3
0,716	PVC	315	150	4,960	0,406	1779,93	82,430	77,470	69
0,716	PVC	315	150	5,692	0,406	1696,77	80,430	74,738	80
0,716	PVC	315	150	3,431	0,406	1618,60	63,822	60,391	48
0,716	PVC	315	150	0,088	0,139	1818,05	56,163	33,554	9
0,716	PVC	315	150	0,132	0,225	1818,01	36,519	13,866	6

Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 2016.

2.2.7.9. Diseño de tanque de distribución

A continuación se detalla el cálculo para el diseño del tanque de distribución del proyecto del sistema de abastecimiento de agua potable.

2.2.7.9.1. Volumen de almacenamiento

Adoptando los criterios de la UNEPAR, el cálculo del volumen se hace de la siguiente manera:

$$V_A = \frac{\% \times Q_{md} \times 86\ 400}{1\ 000}$$

Donde:

- V_A = Volumen del tanque (m^3)
- % = Porcentaje del consumo medio diario de la población, que está entre 25 % y 40 %
- Q_{md} = caudal medio diario (l/s)

Aplicando la ecuación se tiene:

$$V_A = \frac{0,35 \times 0,59\ l/s \times 86\ 400}{1\ 000}$$
$$V_T = 17,84\ m^3 \approx 20\ m^3$$

Se utilizó un porcentaje de 35 %, ya que es el que mejor se acomoda a sistemas de gravedad. Por lo tanto, se obtiene un volumen de 17,84 m^3 , pero

para facilidad en términos de diseño se aproxima a un volumen de 20 m^3 , el cual será el volumen de diseño.

2.2.7.9.2. Dimensionamiento del tanque

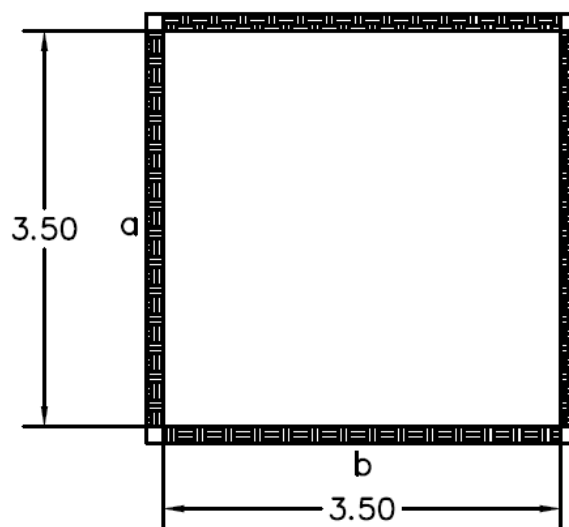
Se asume que el tanque tendrá una altura de 1,70 metros, ancho de 3,5 metros y largo de 3,5 metros. Por lo tanto, el volumen real del tanque será el siguiente:

$$V_{RT} = 1,70 \text{ m} * 3,5 \text{ m} * 3,5 \text{ m} = 20,83 \text{ m}^3$$

2.2.7.9.3. Diseño de losa

Utilizando como referencia el ACI-318, se realiza el diseño de la losa del tanque, tomando como referencia la siguiente figura:

Figura 16. Losa de tanque distribución/almacenamiento



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

La losa se diseñará por medio del método 3 de la norma ACI 318-14 del American Concrete Institute (ACI), además se utilizará el libro de Diseño de estructuras de concreto de Arthur Nilson.

- Determinar tipo de losa por utilizar

$$\frac{a}{b} > 0,5 \rightarrow \text{Losa en dos sentidos}$$

$$\frac{a}{b} < 0,5 \rightarrow \text{Losa en un sentido}$$

$$\frac{3,5 \text{ m}}{3,5 \text{ m}} = 1 > 0,5$$

Debido a que la relación entre el lado corto y el lado largo es mayor a 0,5, se dice que la losa trabajará en dos sentidos.

- Establecer el espesor de losa (t)

$$t = \frac{P}{180}$$

Donde:

t = espesor de losa

P = perímetro

Aplicando la ecuación se tiene:

$$t = \frac{2 * \text{largo} + 2 * \text{ancho}}{180} = \frac{2 * 350 \text{ cm} + 2 * 350 \text{ cm}}{180} = 7,77 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

El recubrimiento propuesto por el ACI es de 2,5 cm.

- Integración de cargas
 - Carga Muerta

$$DL = P_{losa} + P_{sobrecarga}$$

$$P_{losa} = 2400 \frac{kg}{m^3} * 0,10 m = 240 \frac{kg}{m^2}$$

$$P_{sobrecarga} = 90 \frac{kg}{m^2}$$

$$DL = 240 \frac{kg}{m^2} + 90 \frac{kg}{m^2} = 330 \frac{kg}{m^2}$$

- Carga Viva

$$LL = 200 \frac{kg}{m^2}$$

Según AGIES 2018 NSE 2.1, carga viva para cubiertas de concreto con acceso

Seguidamente se deben mayorar las cargas, según la tabla 5.3.1 ecuación 5.3.1b del ACI 318-14:

- Carga Última

$$W = 1,4DL + 1,7LL$$

$$W = 1,4 \left(330 \frac{kg}{m^2} \right) + 1,7 \left(200 \frac{kg}{m^2} \right) = 802 \frac{kg}{m^2}$$

- Cálculo de momentos

Utilizando el método de coeficientes tablas 12.3, 12.4, 12.5 diseño de estructuras de concreto de Arthur Nilson se tiene que:

$$M_a = C_a * W * l_a^2$$

$$M_b = C_b * W * l_b^2$$

Donde:

- M_a = Momento en a
 - M_b = Momento en b
 - C_a = Coeficientes para momentos en a
 - C_b = Coeficientes para momentos en b
 - l_a, l_b = lado a analizar en losas
- Coeficientes de momentos

En base a las tablas antes mencionadas se tienen los siguientes coeficientes de momentos para la carga viva y carga muerta:

Tabla VII. **Coefficientes de momentos para carga viva y carga muerta**

	Coeficientes para momentos negativos	Coeficientes para momentos positivos debido a carga muerta	Coeficientes para momentos positivos debido a carga viva
Lado corto (C _a)	0	0,036	0,036
Lado largo (C _b)	0	0,036	0,036

Fuente: NILSON, Arthur. *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. p. 378.

Se tomó el caso 1, debido a que la losa no presenta continuidad y se trata de un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

- Momentos positivos de la losa

$$M_{a(+)} = C_{aCM} w l_a^2 + C_{aCV} w l_a^2$$

$$M_{b(+)} = C_{bCM} w l_b^2 + C_{bCV} w l_b^2$$

Aplicando las ecuaciones se obtiene:

$$M_{a(+)} = 0,036 \times 802 \frac{kg}{m^2} \times (3,65 m)^2 + 0,036 \times 802 \frac{kg}{m^2} \times (3,65 m)^2$$

$$M_{a(+)} = 769,29 kg \cdot m$$

$$M_{b(+)} = 0,036 \times 802 \frac{kg}{m^2} \times (3,65 m)^2 + 0,036 \times 802 \frac{kg}{m^2} \times (3,65 m)^2$$

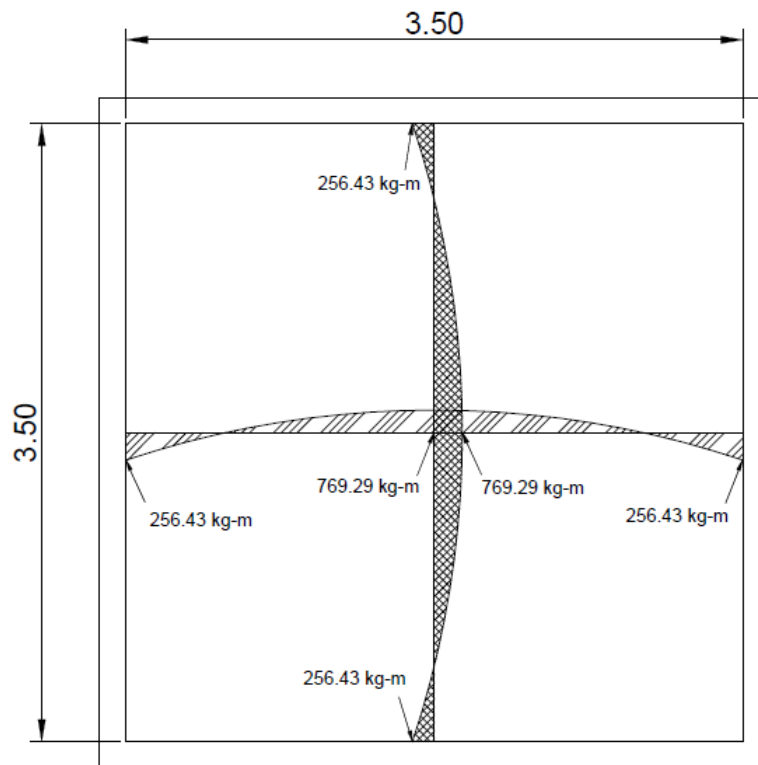
$$M_{b(+)} = 769,29 kg \cdot m$$

- Momentos negativos de la losa

$$M_{a(-)} = \frac{M_{a(+)}}{3} = \frac{769,29 kg \cdot m}{3} = 256,43 kg \cdot m$$

$$M_{b(-)} = \frac{M_{b(+)}}{3} = \frac{769,29 \text{ kg} \cdot \text{m}}{3} = 256,43 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Figura 17. **Momentos actuantes en losa**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

Para el cálculo del área de acero se tomará el momento más grande como el momento último (M_u). En este caso por ser una losa cuadrada se produce el mismo momento en el lado corto de la losa, como en el lado largo por lo que se tomará cualquiera de los dos momentos.

- Peralte Efectivo (d)

Se propone un número de varilla 3/8 debido a que la losa soportará su propio peso y una cara viva de vez en cuando.

$$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{\emptyset}{2}$$

Donde:

- d = peralte efectivo (cm)
- t = espesor de losa (cm)
- \emptyset = diámetro de varilla de acero (cm)

Aplicando la ecuación se tiene:

$$d = 10 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} - \left(\frac{\frac{3}{8} \text{ pul} * 2,54 \text{ cm}}{2} \right) = 7,0237 \text{ cm}$$

- Cálculo de refuerzo

Datos por utilizar:

- F'c = resistencia a compresión del concreto = 210 kg/cm²
- Fy = módulo de fluencia del acero = 2 810 kg/cm²
- \emptyset = diámetro de la varilla longitudinal = 3/8 pul
- t = espesor de losa = 10 cm
- rec = recubrimiento = 2,5 cm
- d = peralte efectivo = 7,0237 cm

- $M_u = \text{Momento último} = 769,29 \text{ kg}\cdot\text{m}$
 - $B = \text{franja unitaria} = 100 \text{ cm}$
- Acero mínimo ($A_{s \text{ min}}$)

De acuerdo al ACI 318-14 8.7.5.6.3.1, el refuerzo mínimo en la parte inferior de la losa, en cada dirección, debe ser el mayor de las siguientes ecuaciones:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{2810 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 100 \text{ cm} * 7,0237 \text{ cm} = 3,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,8 * \sqrt{f'c} * b_w * d}{f_y} = \frac{0,8 * \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 100 \text{ cm} * 7,0237 \text{ cm}}{2810 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 2,89 \text{ cm}^2$$

El $A_{s \text{ min}}$ que se utilizará será el mayor, el cual es $3,52 \text{ cm}^2$.

- Acero requerido para elementos a flexión

$$A_{s \text{ req}} = \left[B * d - \sqrt{(B * d)^2 - \frac{M_u * B}{0,003825 * f'c}} \right] * \frac{0,85 * f'c}{f_y}$$

$$A_{s \text{ req}} = \left[(100 \text{ cm} * 7,0237 \text{ cm}) - \sqrt{(100 \text{ cm} * 7,0237 \text{ cm})^2 - \frac{769,29 \text{ kg} \cdot \text{m} * 100 \text{ cm}}{0,003825 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \right] * \frac{0,85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2810 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$= 4,56 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ req}} = \left[(100 \text{ cm} * 7,0237 \text{ cm}) - \sqrt{(100 \text{ cm} * 7,0237 \text{ cm})^2 - \frac{256,43 \text{ kg} \cdot \text{m} * 100 \text{ cm}}{0,003825 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \right] * \frac{0,85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2810 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$= 1,47 \text{ cm}$$

Tabla VIII. **Iteraciones para el cálculo de acero requerido para elementos a flexión**

MOMENTO (Kg*m)	As (cm ²)	S (cm)
769,29	4,56	15,61
769,29	4,56	15,61
256,43	1,47	48,55
256,43	1,47	48,55

Fuente: elaboración propia, utilizando Microsoft Excel 2016.

Considerando que las áreas de acero requeridas por los momentos positivos en la losa son mayores a la cuantía mínima establecida por el ACI 318-14 sección losas en dos direcciones, se utilizará el As requerido que es de 4,56 cm².

- Espaciamiento

El armado de la losa se realizará con varillas No. 3, por lo tanto, el espaciamiento es el siguiente:

$$S = \frac{A_{\text{varilla}} * b}{A_{s_{\text{min}}}} = \frac{0,71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{4,56 \text{ cm}^2} = 15,61 \text{ cm}$$

$$S_{\text{max1}} = 3t = 3(10 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_{\text{max2}} = 45 \text{ cm}$$

S max 1 y S max 2 son los espaciamientos máximos permitidos, según el ACI 318-14.

Para el armado de la losa, se utilizarán varillas No.3 @ 15 cm en ambos sentidos.

- Comprobación de momentos resistentes con acero

$$A_{s_{real}} = \frac{0,71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{15 \text{ cm}} = 4,75 \text{ cm}^2$$

$$M_{As_{real}} = \frac{\left[\phi * A_{s_{real}} * f_y * \left(d - \frac{A_{s_{real}} * f_y}{1,70 * f'_c * b} \right) \right]}{100}$$

$$M_{As_{real}} = \frac{\left[0,90 * 4,75 \text{ cm}^2 * 2810 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left(7,0237 \text{ cm} - \frac{4,75 \text{ cm}^2 * 2810 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1,70 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 100 \text{ cm}} \right) \right]}{100}$$

$$M_{As_{real}} = 798,89 \text{ kg} * \text{m}$$

El momento con el área de acero real si cumple porque este debe ser mayor a los momentos actuantes.

- Refuerzo transversal
 - Corte Actuante

$$V_{act} = \frac{WL}{2} = \frac{\left(802 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) (3,65 \text{ m})}{2} = 1463,65 \text{ kg}$$

$$V_c = 0,53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d = 0,53 * 0,85 * \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 100 \text{ cm} * 7,0237 \text{ cm}$$

$$= 4585,36 \text{ kg}$$

Según el ACI 318-14 sección 22.5.5.1, debido a que la fuerza cortante resistente es mayor a la fuerza cortante actuante, si cumple el chequeo.

- Armado de losa

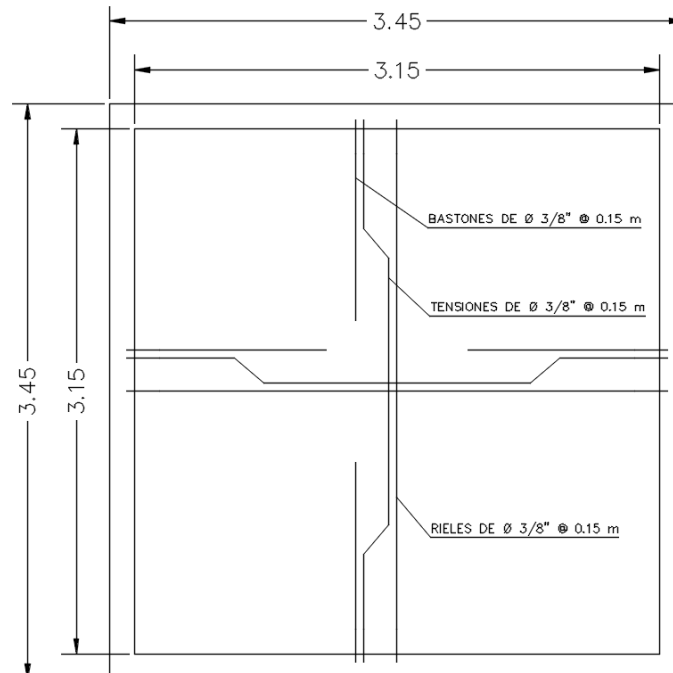
Varillas Núm. 3 @ 15 cm en ambos sentidos.

Tabla IX. **Longitudes de tensiones y bastones**

	Lado corto (a)	Lado largo (b)
Tensor	$3,5 \text{ m}/4 = 0,88 \text{ m}$	$3,5 \text{ m}/4 = 0,88 \text{ m}$
Bastón	$3,5 \text{ m}/3 = 1,17 \text{ m}$	$3,5 \text{ m}/3 = 1,17 \text{ m}$

Fuente: elaboración propia, utilizando Microsoft Excel 2016.

Figura 18. **Armado de losa**

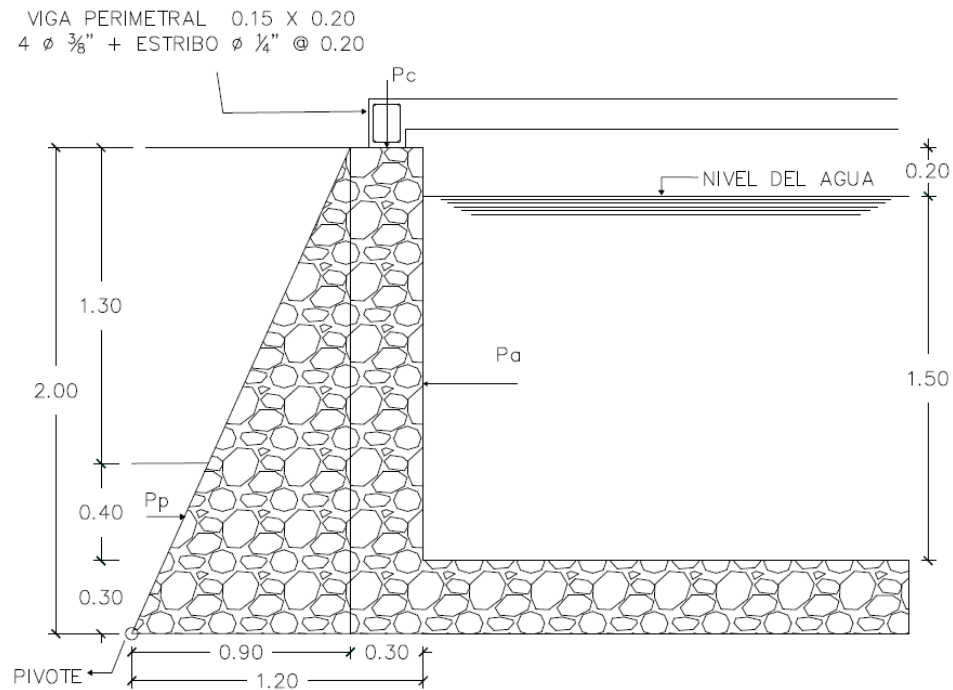


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.2.7.9.4. Diseño de los muros

El tanque de almacenamiento se encontrará semienterrado, está enterrado 70 cm con respecto al suelo, ya que la topografía del terreno no favorecía el diseño y al enterrarlo se garantizaba que el agua llega al tanque. Las dimensiones propuestas para los muros son las siguientes:

Figura 19. Representación de muro del tanque de almacenamiento



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

La viga perimetral mostrada en la imagen solo representa un amarre entre la losa y los muros, por lo que sus dimensiones y el armado, son propuestos.

Los muros serán de gravedad de concreto ciclópeo, considerando los materiales de 67 % concreto con $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y 33 % piedra bola. Por lo tanto, se tienen los siguientes datos:

- Peso específico del suelo (γ_s) = $1\,700 \text{ kg/m}^3$
- Peso específico del agua (γ_a) = $1\,000 \text{ kg/m}^3$
- Peso específico del concreto ciclópeo (γ_c) = $2\,500 \text{ kg/m}^3$
- Ángulo de fricción del suelo $\phi = 30^\circ$
- Valor soporte del suelo = $15 \text{ ton/m}^2 = 15\,000 \text{ kg/m}^2$

Nota: los valores correspondientes a las propiedades mecánicas del suelo se asumieron de acuerdo con una inspección del suelo que se había realizado recientemente por ese sector, por la perforación de unas zanjas en el cual se pudo observar el tipo de suelo e investigar sus características más visuales.

Es una arcilla blanda y concuerda con la mayoría de los tipos de suelo de Quiché.

- Momentos por P_c (Carga concentrada)

$$W_{losa} = 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 1 \text{ m} * 0,1 \text{ m} = 240 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{viga} = 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,15 \text{ m} * 0,20 \text{ m} = 72 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{Pc} = 240 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 72 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 312 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$P_c = \left(312 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) (1\text{m}) = 312 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo} = 0,9 \text{ m} + \frac{0,3 \text{ m}}{2} = 1,05 \text{ m}$$

$$M_{Pc} = (312 \text{ kg})(1,05 \text{ m}) = 327,6 \text{ kg} * \text{m}$$

- Momento por Pp (carga pasiva)

Por medio de la teoría de Rankine se calculan los coeficientes:

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}(\theta)}{1 - \text{sen}(\theta)} = \frac{1 + \text{sen}(30^\circ)}{1 - \text{sen}(30^\circ)} = 3$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(\theta)}{1 + \text{sen}(\theta)} = \frac{1 - \text{sen}(30^\circ)}{1 + \text{sen}(30^\circ)} = 0,33$$

$$P_p = \frac{D^2}{2} * \gamma_s * K_p = \frac{0,70^2}{2} * 1\,700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 3 * 1 \text{ m} = 1\,249,5 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo} = \frac{h}{3} = \frac{0,70 \text{ m}}{3} = 0,2333 \text{ m}$$

$$M_{Pp} = (1\,249,50 \text{ kg})(0,2333 \text{ m}) = 291,55 \text{ kg} * \text{m}$$

- Momento por Pa (carga activa)

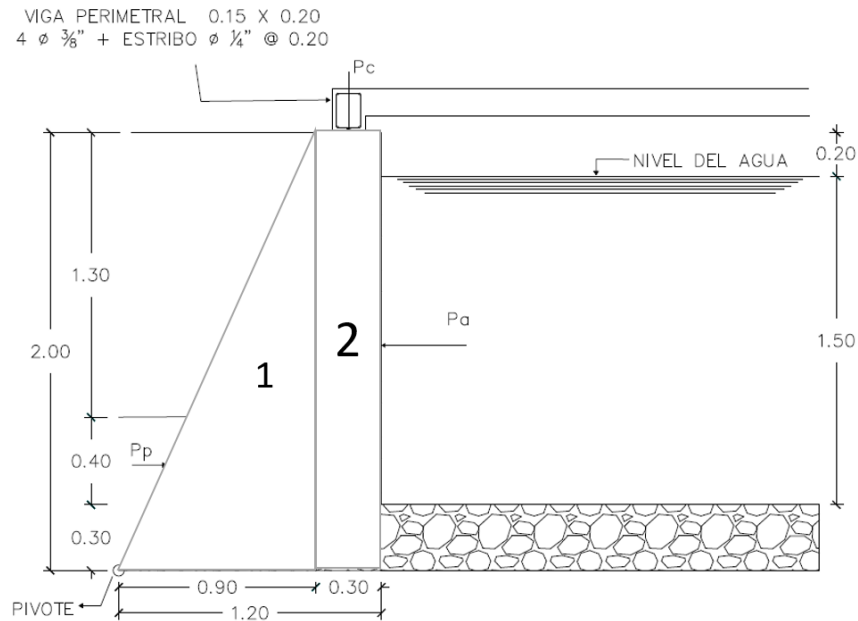
$$P_a = \gamma_{\text{agua}} * \frac{H_{\text{agua}}^2}{2} = 1\,000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * \frac{1,70^2}{2} = 1\,445 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo} = \frac{H_{\text{agua}}}{3} + \text{espesor de losa} = \frac{1,70 \text{ m}}{3} + 0,30 \text{ m} = 0,87 \text{ m}$$

$$M_{Pa} = (1\,445 \text{ kg})(0,87 \text{ m}) = 1\,257,15 \text{ kg} * \text{m}$$

Así mismo el muro del tanque de almacenamiento produce un momento debido a su peso y dicho momento debe ser calculado dividiendo el muro en varias figuras. Entonces:

Figura 20. **División de muro del tanque en dos figuras**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

Tabla X. **Cálculo de momentos de cada figura del tanque**

No.	Área (m ²)	γ material (kg/m ³)	Peso (kg)	Brazo de palanca (m)	Momento (kg*m)
1	$\frac{1}{2} \times 0,90 \text{ m} \times 2,0 \text{ m} \times 1 \text{ m}$	2 500	2 250	$\frac{2}{3} (0,9 \text{ m}) = 0,6 \text{ m}$	1 350
2	$2,0 \text{ m} \times 0,30 \text{ m} \times 1 \text{ m}$	2 500	1 500	$1,20 \text{ m} - 0,15 \text{ m} = 1,05 \text{ m}$	1 575
SUMA			3 750		2 925

Fuente: elaboración propia, utilizando Microsoft Excel 2016.

- Momento resistente y momento actuante

$$M_A = M_{Pa} = 1\,252,33 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_R = M_{CA} + M_{Pp} + M_{Pc} = 2\,925 \text{ kg} \cdot \text{m} + 291,55 \text{ kg} \cdot \text{m} + 327,60 \text{ kg} \cdot \text{m} = 3\,544,15 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Verificaciones
 - Verificación contra volteo

Condición:

$$\text{Si } FS_{\text{volteo}} > 1,5 \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{M_R}{M_A} = \frac{3\,544,15 \text{ kg} \cdot \text{m}}{1\,252,33} = 2,83$$

$$FS_{\text{volteo}} = 2,83 > 1,5 \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

- Verificación contra deslizamiento

Condición:

$$\text{Si } FS_{\text{deslizamiento}} > 1,5 \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

$$C_{fs} = 0,9 \cdot \tan(\theta) = 0,9 \cdot \tan(30^\circ) = 0,52$$

$$F_{fr} = C_{fs} \cdot R = 0,52 \cdot (3\,750 \text{ kg} + 1\,249,50 \text{ kg} + 312 \text{ kg}) = 2\,759,94 \text{ kg}$$

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{F_{fr}}{P_a} = \frac{2\,759,94 \text{ kg}}{1\,445 \text{ kg}} = 1,91$$

$$FS_{\text{deslizamiento}} = 1,91 > 1,5 \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

- Verificación de presión máxima y mínima sobre el suelo

Se calcula la carga máxima y mínima que se ejerce en la base del muro en base a su excentricidad (e):

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_R - M_{Pa}}{\text{peso total}}$$

$$e = \frac{1,20 \text{ m}}{2} - \frac{3\,544,15 \text{ kg} \cdot \text{m} - 1\,252,33 \text{ kg} \cdot \text{m}}{3\,750 \text{ kg} + 1\,249,5 \text{ kg} + 312 \text{ kg}} = 0,17 \text{ m}$$

$$P_{\text{max-min}} = \frac{\text{peso total}}{B} \times \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

$$P_{\text{min}} = \frac{5\,311,50 \text{ kg}}{1,20 \text{ m}} \times \left(1 - \frac{6(0,17 \text{ m})}{1,20 \text{ m}}\right) = 8\,155,76 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\text{max}} = \frac{5\,311,50 \text{ kg}}{1,20 \text{ m}} \times \left(1 + \frac{6(0,17 \text{ m})}{1,20 \text{ m}}\right) = 696,74 \text{ kg/m}^2$$

Con las presiones resultantes, las cuales son mayores a 0 y menores a la capacidad soporte del suelo, se comprueba que el muro no sufre volteo.

- Verificación de Losa Inferior

Condición:

$Si W_{\text{Losa inferior}} < \text{Valor soporte suelo} \rightarrow SI \text{ CUMPLE}$

$$Carga_{LI} = \gamma_{\text{agua}} * h_{\text{agua}} * A_{\text{losa}} = 1\,000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 1,90 \text{ m} * (3,65 \text{ m})^2 = 23\,275 \text{ kg}$$

$$A_{\text{losa actuante}} = 3,50 \text{ m} * 3,50 \text{ m} = 12,25 \text{ m}^2$$

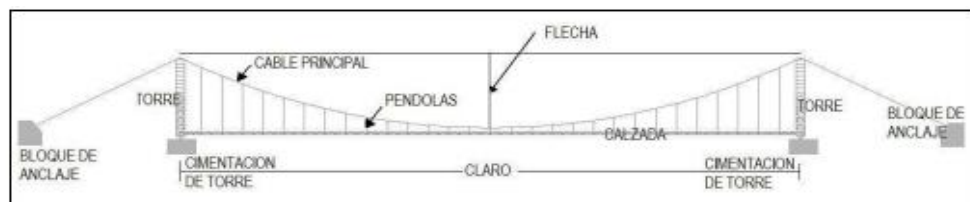
$$W_{LI} = \frac{P_{LI}}{A_{LA}} = \frac{23\,275 \text{ kg}}{12,25 \text{ m}^2} = 1\,900 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} < 15\,000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \rightarrow SI \text{ CUMPLE}$$

Debido a que la carga actuante en la losa inferior es menor a la capacidad soporte del suelo, garantiza que el suelo es apto para soportar el tanque de almacenamiento.

2.2.7.10. Obras de arte

A continuación se detalla el proceso del diseño estructural para los pasos aéreos y zanjones utilizados en el diseño del proyecto.

Figura 21. Esquema de partes principales de paso aéreo



Fuente: AGUILAR, Pedro. *Apuntes sobre el curso de Ingeniería Sanitaria 1*. p. 97.

Los pasos aéreos se utilizan para salvar depresiones de terreno o atravesar un río y en dado caso, la depresión o río no exceda de los 12 metros de longitud se pueden utilizar pasos de zanjón, en ambos casos se utilizará tubería de hierro galvanizado. Para el diseño de pasos aéreos se realiza el siguiente procedimiento:

- Datos de paso aéreo:
 - *Longitud = 30 metros*
 - *Tipo tubería = HG liviano*
 - $\varnothing_{tubería} = 1 \text{ pulgada}$

- $W_{tubo}: 2,50 \frac{kg}{m}$
- $W_{accesorios}: 0,75 \frac{kg}{m}$
- $Cable = \frac{3}{8} \text{ pulgada}$
- $P_{cable}: 0,26 \frac{lb}{ft} = 0,39 \frac{kg}{m}$
- $Resistencia \text{ ruptura cable}: 11\ 155 \text{ lb} = 5\ 058,96 \text{ kg}$
- $\gamma_{agua} = 1\ 000 \frac{kg}{m^3}$
- $f'c = 210 \frac{kg}{cm^2}$
- $f_y = 2\ 810 \frac{kg}{cm^2}$
- $\gamma_{suelo} = 1\ 700 \frac{kg}{m^3}$
- $\gamma_{concreto \text{ ciclopeo}} = 2\ 500 \frac{kg}{m^3}$
- $V_{soporte} = 15\ 000 \frac{kg}{m^2}$
- $\theta_{fricción \text{ interna}} = 30^\circ$

Se propone un cable de 3/8 de pulgada, estandarizado bajo la norma ASTM A 1023. Los datos referentes a su peso aproximado y su resistencia a la ruptura fueron investigados.

- Integración de cargas
 - Cargas Verticales

$$P_{tubo} = 2,5 \frac{kg}{m}$$

$$P_{accesorios} = 0,75 \frac{kg}{m}$$

$$P_{agua} = A_{tubo} * \gamma_{agua} = \frac{\pi}{4} \left(1'' * \frac{2,54 \text{ cm}}{100}\right)^2 * 1\ 000 \frac{kg}{m^3} = 0,51 \frac{kg}{m}$$

$$P_{cable} = 0,39 \frac{kg}{m}$$

$$CM = P_{tubo} + P_{accesorios} + P_{agua} + P_{cable} = (2,5 + 0,75 + 0,51 + 0,39) \frac{kg}{m}$$

$$CM = 4,14 \frac{kg}{m} = 2,78 \frac{kg}{m}$$

En casos remotos, en el cual una persona podría pasar apoyándose de la tubería a manera de puente, se asumirá una persona de 175 libras.

$$CV = \frac{175 \text{ libras}}{2,205} = \frac{79,37 \text{ kg}}{6 \text{ metros}} = 13,23 \frac{kg}{m} = 8,89 \frac{lb}{ft}$$

- Cargas horizontales

Debido a las características del lugar, se tendrá la acción del viento. Se asumirá que la velocidad del viento en el lugar es de $80 \frac{km}{h}$ la cual ejerce una presión de $25 \frac{lb}{ft^2} = 122 \frac{kg}{m^2}$

$$C_H = \phi_{tubo} + \text{Presión del viento}$$

$$C_H = (1" * \frac{2,54 \text{ cm}}{100}) * 122 \frac{kg}{m^2} = 3,10 \frac{kg}{m} = 2,08 \frac{lb}{ft}$$

- Carga última

De acuerdo con el ACI 318-14, cuándo actué una carga de viento paralelamente a las cargas convencionales, se utilizará la siguiente ecuación para determinar la carga última:

$$U' = 0,75 * (1,4CM + 1,7CV + 1,7CH)$$

$$U'' = 1,4 DL + 1,7LL$$

La condición es que U' no debe ser menor que U''.

$$U' = 0,75 * \left[1,4 \left(2,78 \frac{lb}{ft} \right) + 1,7 \left(8,89 \frac{lb}{ft} \right) + 1,7 \left(2,08 \frac{lb}{ft} \right) \right] = 16,91 \frac{lb}{ft} = 25,17 \frac{kg}{m}$$

$$U'' = 1,4 \left(2,78 \frac{lb}{ft} \right) + 1,7 \left(8,89 \frac{lb}{ft} \right) = 19,01 \frac{lb}{ft} = 28,29 \frac{kg}{m}$$

Como U' es menor que U'', entonces se utiliza U''

- Diseño de cable principal
- Verificaciones

Las tensiones que actúan en el cable se calculan utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\text{Tensión horizontal} = T_H = \frac{U * l^2}{8 * d}$$

$$\text{Tensión Máxima} = T = T_H * \left(1 + \frac{16 * d^2}{l^2} \right)^{1/2}$$

$$\text{Tensión vertical} = T_v = (T^2 - T_H^2)^{1/2}$$

Donde:

- $U = \text{carga última}$
- $l = \text{luz del paso aéreo}$
- $d = \text{flecha}$

David Bernard Steinman sugiere que, para la determinación de flechas en puentes colgantes y pasos aéreos, consiste en la relación entre la flecha y la luz, en la cual recomienda entre L/9 a L/12. Por lo tanto, para que la flecha sea lo menor posible, se utilizará la relación mayor que es de L/9.

$$flecha = d = \frac{l}{9} = \frac{30 \text{ metros}}{9} = 3,33 \text{ metros} = 10,94 \text{ ft}$$

Obteniendo las tensiones con $d = \frac{l}{12} = \frac{30 \text{ metros}}{12} = 2,5 \text{ metros} = 8,20 \text{ ft}$

$$T_H = \frac{19,01 \frac{lb}{ft} * (98,43 \text{ ft})^2}{8 * 8.20 \text{ ft}} = 2 806,81 \text{ libras}$$

$$T = 2 806,81 \text{ lb} * \left(1 + \frac{16 * (8,20 \text{ ft})^2}{(98,43 \text{ ft})^2} \right)^{1/2} = 2 958,64 \text{ libras}$$

$$T_v = [(2958,64 \text{ lb})^2 - (2 806,81 \text{ lb})^2]^{1/2} = 935,60 \text{ libras}$$

Comparando las diferentes tensiones que actúan en el cable principal, se puede observar que la tensión máxima es de 2 958.64 lb, la cual es menor a la resistencia de ruptura del cable de 11 155 lb, lo cual nos indica que el cable de $\emptyset = \frac{3}{8}$ pulgada si soportará las cargas.

En base al ACI-31, se podrá calcular la esbeltez de la columna de la siguiente forma:

$$\text{Radio de giro} = r = \sqrt{\frac{I}{\text{Área}}}$$

$$\text{Inercia} = I = \frac{b^4}{12}$$

$$E = \frac{k * lu}{r} ; \text{donde } k = 2$$

Según los criterios de clasificación del ACI-318, las columnas se categorizan mediante las siguientes condiciones:

$$E < 21 \rightarrow \text{Columna Corta}$$

$$21 \leq E \leq 100 \rightarrow \text{Columna Intermedia}$$

$$E > 100 \rightarrow \text{Columna Larga}$$

Si se clasifica como columna corta no se cambian los datos; si es intermedia, se magnifican los momentos en el diseño; y si es larga, no se diseña.

Tabla XI. **Cálculo de tensiones y esbeltez**

U (lb/ft)	l (ft)	d (m)	d (ft)	T_H (lb)	T (lb)	T_v (lb)	b (m)	E	Resúmen
19,01	98,43	2,50	8,20	2 806,81	2 958,64	935,60	0,30	69,28	Cumple resistencia, columna intermedia
19,01	98,43	2,50	8,20	2 806,81	2 958,64	935,60	1,00	20,78	Cumple resistencia, columna corta
19,01	98,43	3,33	10,94	2 105,11	2 303,66	935,60	1,50	17,71	Cumple resistencia, columna corta
19,01	98,43	0,75	2,46	9 356,03	9 402,70	935,60	0,50	17,32	Cumple resistencia, columna corta
19,01	98,43	1,00	3,28	7 017,02	7 079,12	935,60	0,50	20,78	Cumple resistencia, columna corta

Fuente: elaboración propia, utilizando Microsoft Excel 2016.

- Longitud de cables principales

Para determinar la longitud total del cable, es necesario considerar la cantidad requerida tanto de columna a columna a anclajes.

Las longitudes necesarias de cable se determinarán de la siguiente forma:

$$L_t = [L_1 + 2 * L_2] * 1,15$$

Donde:

- $L_t =$ longitud total del cable (m)
- $L_1 =$ longitud cable entre apoyos
- $L_2 =$ longitud cable entre apoyo – anclaje (m)

En la cual L1 y L2 se calculan mediante la siguiente expresión:

$$L_1 = l + \left[\frac{8 * d^2}{3 * l} \right] = 30 \text{ m} + \left[\frac{8 * (2,5 \text{ m})^2}{3 * 30 \text{ m}} \right] = 30,56 \text{ metros}$$

$$L_2 = \sqrt{\left(\frac{l}{4}\right)^2 + d^2} = \sqrt{\left(\frac{30 \text{ m}}{4}\right)^2 + (2,5 \text{ m})^2} = 7,91 \text{ metros}$$

$$L_t = [30,56 \text{ m} + 2 * 7,91 \text{ metros}] * 1,15 = 53,32 \text{ metros}$$

- Péndolas o tirantes

La distancia de separación entre las péndolas será de 2 metros, para determinar la carga que soportarán se utiliza la siguiente ecuación:

$$Q_p = U * S_{péndolas}$$

Donde:

- $Q_p = \text{carga que soportan las péndolas}$
- $U = \text{carga última}$
- $S_{péndolas} = \text{espaciamiento entre péndolas}$

Po lo tanto, la carga que soportan las péndolas es la siguiente:

$$Q_p = 28,29 \frac{kg}{m} * 2 m = 56,58 m = 124,75 lb$$

El cable por utilizar para las péndolas será de $\emptyset = \frac{1}{4}$ pulgada y la carga resistente de dicho cable es de 8 300 lb, por lo tanto la única carga necesaria es de 124,75 lb. Asimismo, el largo de las péndolas se determina mediante la siguiente ecuación:

$$Y = U * X * \frac{(L - X)}{2 * T_H}$$

Donde:

- $Y = \text{variación de la flecha (m)}$
- $U = \text{carga última } \left(\frac{kg}{m}\right)$
- $X = \text{separación de la péndola hacia la torre mas cercana (m)}$
- $L = \text{luz del paso aéreo}$
- $T_H = \text{tensión horizontal (kg)}$

Es necesario agregar aproximadamente un 15 % del largo de la péndola que se utilizarán para hacer los dobleces para sujetar el tubo. La longitud de la péndola es:

$$Y = 28,29 \frac{kg}{m} * 14 m * \frac{(30 m - 14 m)}{2 * \frac{2806,81 lb}{2,205}} = 2,49 m$$

Para determinar la longitud de la péndola, se realiza la siguiente operación:

$$L_{péndola} = L - Y$$

Donde:

- $L_{péndola} = \text{longitud de péndola}$
- $L = \text{luz libre de columna}$
- $Y = \text{variación de flecha}$

Por lo tanto, la longitud de la péndola respecto de 2 metros de la columna es:

$$L_{péndola} = [(2,50 m + 0,5 m) - 2,49 m] * 1,15 = 0,59 m$$

Tabla XII. **Datos finales de péndolas**

x (m)	$L - x$ (m)	$\frac{U}{2 * T_H}$	Y (m)	$L_{péndola}$ (m)	#Péndolas	$LT_{péndolas}$ (m)
2	28	0,011	0,62	2,73	2	5,47
4	26	0,011	1,16	2,12	2	4,24
6	24	0,011	1,60	1,61	2	3,22
8	22	0,011	1,96	1,20	2	2,40
10	20	0,011	2,22	0,89	2	1,79
12	18	0,011	2,40	0,69	2	1,38
14	16	0,011	2,49	0,59	2	1,18

Fuente: elaboración propia, utilizando Microsoft Excel 2016.

Longitud parcial de péndolas = 19,69 metros

- Columna soporte
 - Datos:
 - $Desplante = 1,00$ metros
 - $L_c = d + S_{péndola} = 2,50 \text{ m} + 0,50 = 3,00$ metros
 - $Lt_{columna} = L_c + D = 3,00 \text{ m} + 1,00 \text{ m} = 4,00$ metros
 - $Esbeltez = 69,28 \rightarrow$
Columna Intermedia (Acredita Magnificar)
 - $Sección = 0,3 \text{ m} * 0,3 \text{ m}$

- Carga crítica de la columna

Para la ecuación de Euler, la carga crítica es la que provoca pandeo en 2 puntos de inflexión y se describe de la siguiente forma:

$$P_{CR} = \frac{\pi^2 * E * I}{(K * L)^2}; K \rightarrow 2$$

$$E = 15\,100 * \sqrt{f'c} = 15\,100 * \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}} = 218\,819,79$$

$$I = \frac{b^4}{12} = \frac{0,30^4}{12} = 6,75 * 10^{-4} m^4 = 67\,500 \text{ cm}^4$$

$$P_{CR} = \frac{\pi^2 * (218\,819,79) * 67\,500 \text{ cm}^4}{(2 * 3 \text{ m} * 100)^2} = 404,937,14 \text{ kg} = 404,94 \text{ ton}$$

La columna únicamente soportará la fuerza vertical trabajando a compresión, es decir que la única fuerza que está trabajando en la columna es la tensión vertical que tiene una equivalencia de 424,31 kg es decir 0,42 ton, por lo que si comparamos la tensión vertical con la carga crítica podemos darnos cuenta de que la columna si soportará la carga de la tensión vertical.

- Refuerzo de la columna

Se siguen las especificaciones del ACI 318-14 en el cual establece que el porcentaje de acero que debe tener una columna oscila entre 1 % al 6 % de la mitad del área gruesa de la columna. Se utilizará el 1 % de acero, debido a que la columna en cuestión únicamente soportará la fuerza vertical del cable, haciéndola trabajar únicamente a compresión. Por lo tanto, el área de acero de la columna es la siguiente:

$$A_{s_{min}} = 1 \% * \frac{A_g}{2} = 0,01 * \frac{30 \text{ cm} * 30 \text{ cm}}{2} = 4,5 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de varillas necesarias para cubrir la cuantía mínima de la columna, utilizando varillas No. 4, se procede de la siguiente forma:

$$No. Varillas = \frac{A_{s_{Requerida}}}{A_{s_{Varilla}}} = \frac{4,50 \text{ cm}^2}{\frac{\pi}{4} \left(\frac{4}{8} * 2,54 \right)^2} = 3,55 \text{ varillas}$$

Se utilizarán 4 varillas No. 4 + Estribo No.3 @ 15 cm

$$A_{s_{NETA}} = \left[\frac{\pi}{4} \left(\frac{4}{8} * 2,54 \right)^2 \right] * 4 = 5,07 \text{ cm}^2$$

$$Carga Actuante = P_u = \phi(f'c)(A_g - A_s) + A_s(f_y)$$

$$P_u = 0,7 * 0,85 * \left(210 \frac{kg}{cm^2} \right) * [(30 \text{ cm} * 30 \text{ cm}) - 5,07 \text{ cm}^2]$$

$$+ (5,07 \text{ cm}^2) \left(2\ 810 \frac{kg}{cm^2} \right)$$

$$P_u = 121\ 788,81 \text{ kg} = 121,79 \text{ ton}$$

La carga actuante sobre la columna es menor a la carga crítica, por lo tanto, quiere decir que la columna soportará.

- Zapatas: los datos que se asumen para el diseño de la zapata son los siguientes, tomando en cuenta algunas recomendaciones del ACI como lo es el recubrimiento cuando hay tierra y el peralte mínimo:

Datos:

$$t_{min} = 15 \text{ cm}$$

$$rec = 7,5 \text{ cm}$$

$$t = 25 \text{ cm}$$

Varillas No. 4

$$B = 0,75 \text{ m}$$

$$\text{Valor Soporte} = 15 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Como primer paso para el diseño de la zapata, se determina el factor de carga última, el cual se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$F_{CU} = \frac{U}{W_{DL} + W_{LL}} = \frac{19,01 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}}{2,78 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} + 8,89 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}} = 1,63$$

- Integración de cargas para zapata

Tabla XIII. **Integración de carga para zapatas**

ELEMENTO	INTEGRACIÓN	CARGA
Tv	0,42 ton	0,42 ton
Pc	$2\,400 \frac{kg}{m^3} * \frac{0,3\,m * 0,3\,m * 4\,m}{1\,000}$	0,86 ton
Ps	$1\,m * [(0,75\,m * 0,75\,m) - (0,3\,m * 0,3\,m)]$ $* \frac{1\,700 \frac{kg}{m^3}}{100}$	0,80 ton
Pz	$0,75\,m * 0,75\,m * 0,25\,m * 2\,400 \frac{kg}{m^3} * \frac{100}{1\,000}$	0,34 ton
Pt	0,42 ton + 0,86 ton + 0,80 ton + 0,34 ton	2,43 ton

Fuente: elaboración propia, utilizando Microsoft Excel 2016.

La primera comprobación de seguridad se establece mediante la siguiente condición:

$$\frac{P_t}{A_z} < \text{Valor soporte del suelo} \left(15 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

$$\frac{2,43\, \text{ton}}{(0,75\, \text{m})^2} = 4,32 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 15 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

La carga última que soporta la zapata se establece por medio de la siguiente ecuación:

$$Wu_z = F_{CU} * W_t = 1,63 * 4,32 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 7,04 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

- Chequeo de corte simple

Primero, se calcula el peralte efectivo de la zapata, mediante la siguiente expresión:

$$d' = t - rec - \frac{\phi}{2} = 25 \text{ cm} - 7,5 \text{ cm} - \frac{\left(\frac{4}{8} * 2,54\right)}{2} = 16,87 \text{ cm}$$

$$e = B - d' = (0,75 \text{ cm} * 100) - 16,87 \text{ cm} = 58,14 \text{ c}$$

- Corte Actuante (V_a)

$$V_a = W_{UZ} * a * e$$

Donde:

W_{UZ} = carga última de zapata

a = lado de zapata

e = excentricidad

$$V_a = 7,04 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 0,75 \text{ m} * 0,5814 \text{ m} = 3,04 \text{ ton}$$

- Corte resistente (V_c)

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 75 \text{ cm} * 16,87 \text{ cm} = 8 \ 257,57 \text{ kg} = 8,26 \text{ ton}$$

La condición de cumplimiento para determinar si la verificación es aprobada es:

$$V_a < V_c \rightarrow SI \ CUMPLE$$

$$3,04 \ ton < 8,26 \ ton \rightarrow SI \ CUMPLE$$

- Chequeo de corte por punzonamiento

- Corte actuante por punzonamiento

$$V_{ap} = W_{UZ} * (A_z - A_{pz})$$

$$V_{ap} = 7,04 \frac{ton}{m^2} * [(0,75 \ m)^2 - (0,30 \ m + 0,1687 \ m)^2] = 2,41 \ ton$$

- Corte resistente por punzonamiento

$$V_{cp} = 0,85 * Perímetro_{punzonante} * 0,53 * \sqrt{f'c} * d$$

$$V_{cp} = 0,85 * 0,53 * (4(30 \ cm + 16,87 \ cm)) * \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}} * 16,87 \ cm = 20 \ 639,51 \ kg$$
$$= 20,64 \ ton$$

Condición:

$$V_{ap} < V_{cp} \rightarrow SI \ CUMPLE$$

$$2,41 \ ton < 20,64 \ ton \rightarrow SI \ CUMPLE$$

- Cálculo de acero

- Determinación de momento último

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{2} = \frac{7,04 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * \left(\frac{0,75 \text{ m} * 0,3 \text{ m}}{2}\right)^2}{2} = 0,18 \text{ ton} * \text{m} = 178 \text{ kg} * \text{m}$$

El área de acero se determina utilizando la siguiente ecuación:

$$A_{s_{req}} = \frac{0,85 * f'c}{f_y} * \left[(b * d)^2 - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 * f'c}} \right]$$

$$A_{s_{req}} = \frac{0,85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2810 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * \left[(75 \text{ cm} * 16,87 \text{ cm})^2 - \sqrt{(75 \text{ cm} * 16,87 \text{ cm})^2 - \frac{(178 \text{ kg} * \text{m})(75 \text{ cm})}{0,003825 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right]$$

$$A_{s_{req}} = 0,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{f'y} * b * d = \frac{14,1}{2810 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 75 \text{ cm} * 16,87 \text{ cm} = 6,35 \text{ cm}^2$$

Debido a que el área de acero requerido es menor al área de acero mínimo, se utilizará el mínimo, que es de 6,35 cm².

- Espaciamiento

$$S = \frac{\phi_{varilla} * \text{lado zapata}}{A_{s_{min}}} = \frac{\left(\frac{\pi}{4} \left(\frac{4}{8} * 2,54\right)^2\right) * 75 \text{ cm}}{6,35 \text{ cm}^2} = 14,96 \text{ cm}$$

Por seguridad se utilizará un espaciamiento de 15 cm, por lo que el armado de la zapata será varillas Núm.4 @ 15 cm en ambos sentidos.

- Anclajes

Son generalmente contruidos de concreto ciclópeo y sobre los anclajes actúan 3 diferentes cargas, las cuales son: la tensión del cable, la carga del suelo y el peso propio. A su vez, la tensión del cable se descompone en dos fuerzas, en la cuales la fuerza vertical la contrarresta el peso propio del muerto y la horizontal que es equilibrada por la fricción y el empuje del suelo.

Datos por utilizar:

$$\text{Ángulo inclinación} = \alpha_{inc} = \tan^{-1}\left(\frac{3\text{ m}}{6}\right) = 26,57^\circ$$

$$\gamma_{ciclópeo} = 2\,500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \rightarrow 2,5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_{suelo} = 1\,700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \rightarrow 1,7 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Tensión máxima} = T = 2\,958,64\text{ lb} = 1,34\text{ ton}$$

Se determinan las componentes de la tensión máxima del cable:

$$T_x = T * \cos(\alpha_{inc}) = 1,34\text{ ton} * \cos(26,57^\circ) = 1,20\text{ ton} \rightarrow 2\,646,29\text{ lb}$$

$$T_y = T * \sin(\alpha_{inc}) = 1,34\text{ ton} * \sin(26,57^\circ) = 0,60\text{ ton} \rightarrow 1\,329,14\text{ lb}$$

Se determinan los coeficientes K:

$$K_p = \frac{1 + \sin(30^\circ)}{1 - \sin(30^\circ)} = 3$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(30^\circ)}{1 + \text{sen}(30^\circ)} = 0,33$$

- Presión pasiva

$$P_p = K_p * \gamma_{\text{suelo}} * \frac{h^3}{2} = \frac{3 * 1,7 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}}{2} = 2,55 h^3$$

- Presión activa

$$P_a = K_a * \gamma_{\text{suelo}} * \frac{h^3}{2} = \frac{0,33 * 1,7 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}}{2} = 0,28 h^3$$

- Carga del peso propio

$$W_{\text{propio}} = h^3 * \gamma_{\text{ciclópeo}} = 2,5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * h^3 = 2,5 h^3$$

- Momento que ejerce la presión pasiva

$$M_{pp} = P_p * \frac{h}{3} = 2,55 h^3 * \frac{h}{3} = 0,85 h^4$$

- Momento que ejerce la presión activa

$$M_{pa} = P_a * \frac{h}{3} = 0,28 h^3 * \frac{h}{3} = 0,093 h^4$$

- Momento que ejerce el anclaje

$$M_{w \text{ propio}} = W_{\text{propio}} * \frac{h}{2} = 2,5 h^3 * \frac{h}{2} = 1,25 h^4$$

- Chequeo contra volteo

El criterio de aprobación es que los momentos resistentes sean mayor a 1,5 veces los momentos actuantes, en el cual, para mayor certeza, se tomará un factor de 1,6 veces mayor.

$$\sum M_{resistentes} = W_{w\ propio} + M_{pp} = 1,25 h^4 + 0,85 h^4 = 2,10 h^4$$

$$1,6\sum M_a = \frac{1,20\ ton * h}{2} + \frac{0,60\ ton * h}{2} + 0,093 h^4$$

$$1,6\sum M_a = 0,90 h + 0,093 h^4$$

$$1,6\sum M_a = M_{resistentes} \rightarrow 1,6(0,90 h) + 1,6(0,093 h^4) = 2,10 h^4$$

$$1,44 h + 0,1488 h^4 = 2,10 h^4$$

$$1,9512 h^4 - 1,44 h = 0 \rightarrow \text{se resuelve la ecuación dando como resultado } h = 0,90\ m$$

Se utilizan múltiplos de 0,25 m por facilidad de construcción, lo tanto

$$h = 1,00\ m$$

$$M_{resistente} = 2,10 h^4 = 2,10 (1\ m) = 2,10\ ton * m$$

$$M_{AC} = 0,90 h + 0,093 h^4 = 0,90(1\ m) + 0,093(1\ m)^4 = 0,99\ ton * m$$

Condición:

$$\frac{\sum M_{resistente}}{\sum M_{actuante}} \geq 1,5 \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

$$\frac{2,10\ ton * m}{0,99\ ton * m} = 2,11 \geq 1,5 \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

- Chequeo contra deslizamiento

$$F_d = \frac{C_{fs} * (w - T_y) + P_p}{T_x + P_a}$$

$$C_{fs} = 0,9 \tan(\theta) = 0,9 * \tan(30^\circ) = 0,52$$

$$F_d = \frac{0,52 * (2,5 - 0,60) + 2,55}{1,20 + 0,28} = 2,38$$

Condición:

$$F_d > 1,5 \rightarrow SI \ CUMPLE$$

$$2,38 > 1,5 \rightarrow SI \ CUMPLE$$

2.2.8. Elaboración de planos

Se elaboraron los siguientes planos:

- Planta general de diseño hidráulico, línea de conducción.
- Línea de conducción, planta – perfil.
- Línea de distribución, planta – perfil.
- Caja unificadora de caudales de mampostería de 1 m³.
- Plano típico de captación de brote definido.
- Tanque de distribución de concreto armado de 20 m³.
- Detalles del tanque de distribución.
- Detalles paso aéreo.
- Detalles paso zanjón.
- Caja rompe presión de 1 m³ con o sin válvula de flote.
- Detalle de instalación de válvula de aire, limpieza y de presión.
- Conexión predial y sumidero.

2.2.9. Elaboración de presupuesto

A continuación se detalla el presupuesto del proyecto, incluyendo los costos directos e indirectos.

Tabla XIV. **Presupuesto general del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Xabaj I**

CLAVE	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1	MOVIMIENTO DE TIERRA				
1,01	Excavación	m3	6 541,26	Q 77,80	Q 508 910,03
1,02	Relleno y compactación	m3	6 541,26	Q 40,04	Q 261 895,70
2	CAPTACIÓN DE BROTE DEFINIDO				
2,01	Replanteo topográfico	ML	13 082,51	Q 2,54	Q 33 196,87
2,02	Muestreo y calidad del agua	Unidad	10	Q 1 339,45	Q 13 394,50
2,03	CAPTACIÓN DE BROTE DEFINIDO	Unidad	10	Q 17 184,95	Q 171 849,50
3	LÍNEA DE CONDUCCIÓN				
3,01	Tubería de 1/2" de 315 PSI	ML	378,07	Q 24,74	Q 9 352,51
3,02	Tubería de 1" de 160 PSI	ML	569,40	Q 29,69	Q 16 904,06
3,03	Tubería de 1 1/4" de 160 PSI	ML	6 895,78	Q 34,23	Q 236 008,07
4	RED DE DISTRIBUCIÓN				
4,01	Tubería de 1 1/2" de 160 PSI	ML	752,65	Q 60,61	Q 45 620,00
4,02	Tubería de 1 1/4" de 160 PSI	ML	647,49	Q 34,23	Q 22 160,35
4,03	Tubería de 1/2" de 315 PSI	ML	3 839,12	Q 24,74	Q 94 970,23
5	PASOS AÉREOS				
5,01	20.00 metros de longitud	Unidad	4	Q 26 779,00	Q 107 116,00
5,02	30.00 metros de longitud	Unidad	1	Q 28 419,68	Q 28 419,68
5,03	Paso de Zanjón tipo B de 6 m de Tubo de Hg	Unidad	10	Q 11 936,51	Q 119 365,13
5,04	Paso de Zanjón tipo B de 12 m de Tubo de Hg	Unidad	11	Q 17 432,73	Q 191 759,98
6	CAJA UNIFICADORA DE CAUDAL	Unidad	1	Q 12 520,51	Q 12 520,51
7	CAJA ROMPE PRESIÓN	Unidad	7	Q 11 741,76	Q 82 192,34
8	VÁLVULA DE AIRE CON CAJA	Unidad	8	Q 3 710,20	Q 29 681,60
9	VÁLVULA DE LIMPIEZA CON CAJA	Unidad	6	Q 4 228,94	Q 25 373,63
10	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN DE 20 METROS CÚBICOS	Unidad	1	Q 56 357,23	Q 56 357,23
11	SISTEMA DE DESINFECCIÓN	Unidad	1	Q 12 967,45	Q 12 967,45
12	CONEXIONES PREDIALES CON CONTADOR	Unidad	80	Q 1 730,75	Q 138 460,00
TOTAL					Q2 218 475,33

Fuente: elaboración propia, utilizando Microsoft Excel 2016.

2.2.10. Cronograma de ejecución

Para el cronograma de ejecución de este proyecto se tomó un tiempo aproximado, pues los tiempos se encuentran sujetos a cambios debido a factores externos.

Tabla XV. **Cronograma de ejecución del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Xabaj I**

PROYECTO CONSTRUCCIÓN SISTEMA DE AGUA POTABLE ALDEA XABAJ I, SAN ANDRÉS SAJCABAJÁ, QUICHÉ		EJECUCIÓN 2,022																											
No.	REGLONES DE TRABAJO	MES 1		MES 2				MES 3				MES 4				MES 5				MES 6				MES 7					
	DESCRIPCIÓN	SEMANA S				SEMANA S				SEMANA S				SEMANA S				SEMANA S				SEMANA S							
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1	CAPTACIÓN																												
2	ANCLAJE PARA TUBERIA DE HG																												
3	CAJA UNIFICADORA DE CAUDALES DE 1 M³																												
4	LINEA CONDUCCIÓN																												
5	VÁLVULAS DE AIRE																												
6	VÁLVULAS DE LIMPIEZA																												
7	CAJA ROMPE PRESIÓN DE 1 M³																												
8	TANQUE DISTRIBUCIÓN 15 m³ DE MAMPOSTERÍA																												
9	LINEA DE DISTRIBUCIÓN																												
10	PASO AÉREO DE 20 mts.																												
11	PASO AÉREO DE 30 mts.																												
12	PASOS DE ZANJÓN TIPO B																												
13	PAZO DE ZANJÓN TIPO C																												
14	CAJA ROMPE PRESIÓN DE 1 M³ CON VÁLVULA DE FLOTE																												
15	VÁLVULAS REGULADORA DE PRESIÓN																												
16	CONEXIONES DOMICILIARES																												
17	SUMIDEROS PARA CONEXIONES																												
18	HIPOCLORADOR																												
19	CIRCULACIÓN DE PREDIO CON MALLA GALVANIZADA 2" x 2" + TUBO GALVANIZADO DE 1 ½" a 2.00 mts.																												
21	HERRAMIENTA																												

Fuente: elaboración propia, utilizando Microsoft Excel 2016.

2.2.11. Propuesta de tarifa

Para poder garantizar que el sistema de abastecimiento de agua potable se mantendrá en buenas condiciones durante su vida útil y pueda prestar adecuadamente el servicio para el que fue diseñado es necesario que cuente con una operación y mantenimiento constante. Lo anterior implica que es necesario tener recursos destinados a la operación y mantenimiento preventivo y correctivo al proyecto. Estos recursos se obtendrán a través del pago de una tarifa mensual de parte de las viviendas beneficiadas.

Para el cálculo de la tarifa se hará uso de la siguiente fórmula:

$$Tarifa = \frac{CO + CM + CT + CA + CR}{Cantidad\ de\ viviendas\ beneficiadas}$$

Donde:

CO = costo de operación.

CM = costo de mantenimiento.

CT = costo de tratamiento de desinfección.

CA = costo de administración.

CR = costo de reserva (imprevistos).

- Costo de operación: implica el pago del salario para los fontaneros que estarán a cargo de la revisión de tubería, conexiones domiciliarias, mantenimiento y operación de los sistemas de desinfección. Para este caso, se tomará como base el salario mensual mínimo no agrícola para el año 2022.

$$CO = Q\ 2\ 959,24$$

- Costo de mantenimiento: hace referencia a todos los materiales y herramientas que serán utilizados para la reparación y conservación del proyecto. Se estima que es un 0,5 % del costo total del proyecto asignado para el período de diseño estipulado.

$$CM = \frac{0,005 * Q\ 2\ 218\ 475,33}{20}$$

$$CM = Q\ 554,62$$

- Costo de tratamiento: es el necesario para compra y mantenimiento de los materiales y productos destinados para los procesos de desinfección. Para

este caso es necesario el uso de 13 pastillas de tricolor al mes. El precio de las pastillas de tricolor es de Q 35,00, por lo que el costo total queda de la siguiente manera:

$$CT = Q 35,00 * 13$$

$$CT = Q 455,00$$

- Costo de administración: es un fondo destinado a los gastos administrativos para la ejecución, operación y mantenimiento del proyecto. Se estima en un 15 % de los costos de operación, mantenimiento y tratamiento.

$$CA = 0,15 * (CO + CM + CT)$$

$$CA = 0,15 * (Q2 959,24 + Q554,62 + Q455,00)$$

$$CA = Q595,33$$

- Costo de reserva: corresponde a un recurso destinado para imprevistos que puedan surgir en cualquier momento durante la etapa de operación el proyecto. Se estima en un 10 % de los costos de operación, mantenimiento y tratamiento.

$$CA = 0,15 * (CO + CM + CT)$$

$$CA = 0,10 * (Q2 959,24 + Q554,62 + Q455,00)$$

$$CA = Q396,89$$

$$Tarifa = \frac{CO + CM + CT + CA + CR}{Cantidad\ de\ viviendas\ beneficiadas}$$

$$Tarifa = \frac{Q2\ 959,24 + Q554,62 + Q455,00 + Q595,33 + Q396,89}{569\ viviendas}$$

$$\textit{Tarifa} = \frac{Q4\,961,08}{80 \textit{ viviendas}}$$

$$\textit{Tarifa} = Q62,01/\textit{vivienda} \approx Q65,00/\textit{vivienda}$$

CONCLUSIONES

1. De acuerdo con los resultados de la investigación monográfica y diagnóstica de necesidades, servicios básicos, saneamiento y estructura en los lugares en estudio se determinó que los proyectos prioritarios son el diseño de la red de distribución para el barrio Los Gatos, Santa Cruz del Quiché, y del diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Xabaj I, San Andrés Sajcabajá, razón por la cual, en este trabajo de graduación, se presentan los diseños correspondientes.
2. El diseño de la red de distribución para el barrio Los Gatos, Santa Cruz del Quiché se realizó con base a las normas sanitarias para el diseño de sistemas, rurales de abastecimiento de agua para consumo humano INFOM-UNEPAR. Este consistió en el diseño de 4 circuitos cerrados de 3 216,06 metros y 99 ramales abiertos de 6 096,22 metros, los cuales están controlados por un total de 5 válvulas de compuerta que permiten el paso del agua en un lapso de 6 horas al día para el circuito 1 y 2 y 6 horas siguientes para el circuito 3 y 4, por lo que para obtener los mejores resultados del funcionamiento no modificar el sistema propuesto.
3. El diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Xabaj I, San Andrés Sajcabajá, se realizó con base a la guía de normas sanitarias para el diseño de sistemas rurales de abastecimiento de agua para consumo humano. Este consistió en el diseño de una línea de conducción de 7 843,25 metros alimentada por 5 fuentes de captación, la línea de distribución de 5 239,26 metros compuesta en ramales abiertos, un tanque de almacenamiento con capacidad de 20 m³, 21 pasos de tipo

zanjón y 5 pasos aéreos, por lo que para obtener los mejores resultados del funcionamiento no modificar el sistema propuesto.

4. Los documentos que se entregaron a la ONG Water for People consistieron en 10 planos del diseño de la red de distribución para el barrio Los Gatos, 22 planos del diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Xabaj I, así como los presupuestos establecidos para cada uno de los proyectos utilizando un factor de indirectos del 25 %, los cuales ascienden a un total de Q.1 553 666,15 y Q.2 218 475,33 respectivamente, por lo que por los beneficios que estos proyectos representan para la población gestionar el financiamiento para su ejecución en el menor tiempo posible.

RECOMENDACIONES

1. Mantener actualizados los registros y la información general de los municipios para poder evaluar de forma constante las necesidades de los habitantes.
2. Establecer un plan de limpieza y mantenimiento periódico de las tuberías de los proyectos, de esta manera se logra prolongar la vida útil del proyecto y garantizar que se mantiene en buenas condiciones.
3. Ejecutar los proyectos de acuerdo con la planificación y diseños presentados para asegurar que los elementos estructurales e hidráulicos funcionen de la forma en la que fueron diseñados.
4. Realizar análisis físico – químicos y bacteriológicos al agua de manera constante para garantizar que cumple con los requisitos mínimos para poder ser suministrada a la red de distribución y al sistema de abastecimiento de agua potable de manera que se pueda evitar la contaminación de esta y transmisión enfermedades en los consumidores.
5. Respetar la distribución de operación y mantenimiento en la red de distribución del barrio Los Gatos, ya que de esta forma se garantiza que el agua puede ser suministrada en toda la red y cubrir la demanda de los habitantes de todos los circuitos.

BIBLIOGRAFÍA

1. AGUILAR RUIZ, Pedro. *Apuntes sobre el curso de Ingeniería Sanitaria*
1. Trabajo de graduación Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2007. 196 p.
2. ARMAS ESCOBEDO, Marvin Arturo; RABARIQUE PADILLA, Roberto Reynieri; RIVERA ORTIZ, Celestre Estrella; GONZÁLEZ OVALLE, Marvin Antonio; VELÁSQUEZ GONZÁLEZ, Marco Antonio; SOCH REYNOSO, Mariano Valdomero; et al. *Diagnóstico socioeconómico, potencialidades productivas y propuestas de inversión*. Trabajo de graduación Lic. en Contaduría Pública y Auditoría y en Administración de Empresas. Facultad de Ciencias Económicas, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2010. 549 p.
3. ESTRADA SANTOS, Gustavo Adolfo. *Diseño de una red de distribución de agua potable y de un sistema de recolección y tratamiento de residuos sólidos para la cabecera municipal, Casillas, Santa Rosa*. Trabajo de graduación Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2018. 302 p.
4. FLORES RAMÍREZ, Lesvia Vicenta. *Financiamiento de la producción de unidades agrícolas (producción de frijol) y proyecto: producción de chile pimiento*. Trabajo de graduación Lic. en Contaduría Pública y Auditoría. Facultad de Ciencias Económicas, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2010. 183 p.

5. Ministerio de Economía. *Perfil departamental El Quiché*. Guatemala: MINECO, 2017. 27 p.
6. Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social. *Guía de normas sanitarias para el diseño de sistemas rurales de abastecimiento de agua para consumo humano*. Guatemala: INFOM, 2011. 64 p.
7. MORENO GUTIÉRREZ, Luis Jacobo. *Diseño del sistema de abastecimiento potable para la aldea de Chiul y carretera de terracería para la aldea Las Palmas, municipio de Santa María Cunén, departamento de Quiché*. Trabajo de graduación Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2017. 214 p.
8. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a ed. Colombia: McGraw-Hill Interamericana, 2001. 722 p.
9. US DE LEÓN, José Mauricio. *Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío El Manzanillo II y de la edificación escolar de dos niveles para el barrio La Cruz, Chinique, Quiché*. Trabajo de graduación Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2020. 408 p.

ANEXOS

Anexo 1. Resultados de análisis de calidad de agua para el Barrio Los Gatos, zona 2, de Santa Cruz del Quiché

LABORATORIO DE CALIDAD DE AGUA
 Departamento de Control y Vigilancia de la Salud
 Dirección de Área de Salud de Quiché
 Tel.: 77551943 email: saneamientodelmedicugulche@gmail.co

Distrito de Salud | Santa Cruz del Quiché

Comunidad | Zona 2

Fecha de Muestreo | 9/09/2019 | Numero de análisis | 242
 Hora de muestreo | 10:12:00 a. m. | | 11/09/2019
 Uso del agua | Consumo Humano
 Nombre del sistema | Pozo Mecánico Los Gatos Zona 2
 Punto de muestreo | Pozo Mecánico
 Longitud | 430205.3437 | Latitud | 1662221.501 | Altitud | 2012
 Persona que realizó la muestra | TSR Domingo Osorio

PARÁMETRO DE CALIDAD	RESULTADO	LMA NTG29001	LMP NTG29001	CONTAMINANTE
Color U Pt-Co	0	5	35	<input type="checkbox"/>
Oloro	NR	NO RECHAZABLE	NO RECHAZABLE	<input type="checkbox"/>
Turbiedad UNT	0.53	5	15	<input type="checkbox"/>
Conductividad eléctrica micros/cm	130.5	750	1500	<input type="checkbox"/>
Potencial de Hidrógeno	7.5	7.0-7.5	6.5-8.5	<input type="checkbox"/>
Cloro residual (mg/L)	0	0.5	1.0	<input type="checkbox"/>
Dureza total (mg/L CaCO3)	36.8	100	500	<input type="checkbox"/>
Calcio (mg/L Ca)	31	75	150	<input type="checkbox"/>
Magnesio (mg/L Mg)	6	50	100	<input type="checkbox"/>
Sulfato (mg/L SO4-)		100	250	<input type="checkbox"/>
Manganeso (mg/L Mn)	0.9	0.1	0.4	<input checked="" type="checkbox"/>
Hierro (mg/L Fe)	0.07	0.3	2*	<input type="checkbox"/>
Nitrato (mg/L NO3-)	0.3	—	50	<input type="checkbox"/>
Nitrato (mg/L NO2-)	0	—	3.0	<input type="checkbox"/>
Bario (mhl Ba)	0	—	0.7	<input type="checkbox"/>
Coliformes Totales	1	0	0	<input checked="" type="checkbox"/>
E. Coli	1	0	0	<input checked="" type="checkbox"/>


LMA: Límite máximo aceptable según COGUMOR NTG 29001 LMP: Límite máximo permisible según COGUMOR NTG 29001
 Celdas en blanco en columna de resultados indican que no se realizó análisis de ese parámetro.
 El resultado en los análisis bacteriológicos con valores de 10000 indica que la cantidad de colonias formadas fue innumerable.
 *LMP para el parámetro de Hierro, basado en el acuerdo ministerial del MSPAS 523-2015 Artículo 8

OBSERVACIONES | Cadmio: 0


BENJAMÍN ÁLVAREZ DE OTIL MEDRANO
 INGENIERO QUÍMICO, COLEGIADO No. 1365
 CONTROL Y VIGILANCIA DE LA SALUD
 DAS-QUICHÉ

Fuente: Water For People. Laboratorio de Calidad de Agua. p.1.

Anexo 2. Resultados de análisis físico – químico sanitario para la aldea Xabaj I



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



O.T. No. 40 500

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO

INF. No. 27 953

JUAN FRANCISCO BATRES SOLARES Registro académico 201504174 CUI 2971222582101		PROYECTO: EPS: "DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN POR BOMBEO PARA EL BARRIO LOS GATOS, ZONA 2 SANTA CRUZ DEL QUICHÉ Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA XABAJ I, SAN ANDRÉS SAJACABAJÁ, QUICHÉ"	
INTERESADO:	Interventor	DEPENDENCIA:	FACULTAD DE INGENIERIA/USAC
RECOLECTADA POR:	ALDEA XABAJI	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2020-02-25, 15 h 45 min.
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	Nacimiento	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.:	2020-02-26, 13 h 40 min.
FUENTE:	SAN ANDRÉS SAJACABAJÁ	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	Con refrigeración
MUNICIPIO:	QUICHÉ		
DEPARTAMENTO:			

RESULTADOS			
1. ASPECTO:	Claro	4. OLOR:	-----
2. COLORE:	05,00 Unidades	5. SABOR:	-----
3. TURBIDEZ:	04,00 UNT	6. potencial de Hidrogeno (pH):	07,33 unidades
		7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección)	22°C
		8. CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	125,00 µmhos/cm
		9. SÓLIDOS DISUELTOS:	56,00 mg/L
SUSTANCIAS		SUSTANCIAS	
1. CALCIO (Ca)	16,00	6. CLORUROS (Cl)	12,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	0,003	7. MAGNESIO (Mg)	04,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	07,00	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	01,00
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,09
5. MANGANESO (Mn)	0,012	10. DUREZA TOTAL	38,00
HIDROXIDOS mg/L		ALCALINIDAD TOTAL mg/L	
00,00		72,00	
CARBONATOS mg/L		DICARBONATOS mg/L	
00,00		72,00	

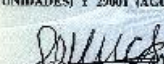
OTRAS DETERMINACIONES: AMONÍACO 0,02 mg/L

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista de la calidad física y química el agua cumple con la norma. Según Normas de Calidad para Fuentes de Agua de las Normas Internacionales para el agua potable de la Organización Mundial de la Salud (OMS).

TÉCNICA: "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A. - W.P.A. 21^{ra} EDITION 2005, NORMAS COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 2004 (AGUA POTABLE) DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA DE SAN CARLOS DE GUATEMALA.

Guatemala, 2020-03-06


Vo.Bo. **INGA TELMA MARICHA ANO MORALES**
DIRECTORA GENERAL DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA


Zepherino Sánchez
 Ing. Químico Col. No. 420
 MSc. en Ingeniería Sanitaria
 Jefe Técnico Laboratorio


FACULTAD DE INGENIERIA - USAC -
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-9260 Exts. 98209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://oi.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería USAC. *Análisis físico - químico*. p.1.

Anexo 3. Resultados de examen bacteriológico para la aldea Xabaj I



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



EXAMEN BACTERIOLOGICO

O.T. No. 40 500

10559
 No. No. A-366282

<p>INTERESADO: <u>JUAN FRANCISCO BATRES SOLARIS</u> <small>Registro 16644miso 2015 04/04 C.I. 2291 222380101</small></p> <p>MUESTRA RECOLECTADA POR: <u>Interesado</u></p> <p>LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA: <u>ALDEA XABAJI</u></p> <p>FUENTE: <u>Nacimiento</u></p> <p>MUNICIPIO: <u>SAN ANDRÉS SAJUCABÁ</u></p> <p>DEPARTAMENTO: <u>QUICHÉ</u></p>	<p>PROYECTO: <u>EPS "DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN POR BOMBO PARA EL BARRIO LOS GATOS, ZONA 2 SANTA CRUZ, DEH. QUICHÉ Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA XABAJI, SAN ANDRÉS SAJUCABÁ, QUICHÉ"</u></p> <p>DEPENDENCIA: <u>Facultad de Ingeniería USAC</u></p> <p>FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN: <u>2020-02-25, 15 h 45 min.</u></p> <p>FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO: <u>2020-02-25, 13 h 40 min.</u></p> <p>CONDICIONES DE TRANSPORTE: <u>Con refrigeración</u></p>
--	--

SABOR: <u>-----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN: <u>---</u>
ASPECTO: <u>Claro</u>	CLORO RESIDUAL: <u>----</u>
OLOR: <u>Inodoro</u>	

INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENOS)

PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACION DE GAS - 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00cm ³	+++++	+++++	..+++
01,00cm ³	+ ++++	++++	+++
00,10 cm ³	+ ----	+	-
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GERMENES COLIFORMES/100cm ³		170,0	11,0


TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 21⁰⁰¹ NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

OBSERVACIONES: Bacteriológicamente el agua se enmarca en la **CLASIFICACIÓN II: calidad bacteriológica que precisa la aplicación de los métodos habituales de tratamiento (coagulación, filtración, desinfección). Según normas de calidad para las fuentes de agua de las Normas Internacionales para el Agua Potable, de la Organización Mundial de la Salud (OMS).**


Guatemala, 2020-03-06

Vo.Bo.

Inga. Telsa Mariela Cano Morales



[Firma]
 Zelmira Mutch Santos
 Ing. Químico Col. No. 420
 MSc. en Ingeniería Sanitaria
 Jefe Técnico Laboratorio



FACULTAD DE INGENIERIA —USAC—
 Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
 Teléfono directo: 2418-8115, Planta: 2418-8000 Ext. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
 Página web: nita/cii.usac.edu.gt

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería USAC. Examen bacteriológico. p.1.

