



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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA ALDEA SAN PABLO Y  
SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA TAPATÁ, MUNICIPIO DE  
ZACAPA, DEPARTAMENTO DE ZACAPA.**

**Samuel Isaac Batz Puzul**

Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, abril de 2012

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA ALDEA SAN PABLO Y  
SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA TAPATÁ, MUNICIPIO DE  
ZACAPA, DEPARTAMENTO DE ZACAPA.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**SAMUEL ISAAC BATZ PUZUL**  
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, ABRIL DE 2012

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Juan Carlos Molina Jiménez
VOCAL V	Br. Mario Maldonado Muralles
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

En el 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 DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA ALDEA SAN PABLO Y  
SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA TAPATÁ, MUNICIPIO DE  
ZACAPA, DEPARTAMENTO DE ZACAPA.**

Tema que me fue asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil con fecha 30 de marzo de 2011.



Samuel Isaac Batz Puzul



Guatemala, 24 de enero de 2012  
Ref.EPS.DOC.135.01.12

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano  
Directora Unidad de EPS  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Samuel Isaac Batz Puzul** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200511962**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA ALDEA SAN PABLO Y SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA TAPATÁ, MUNICIPIO DE ZACAPA, DEPARTAMENTO DE ZACAPA”**.

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  
Área de Ingeniería Civil  


c.c. Archivo  
JMC/ra



Guatemala,  
24 de enero de 2012

Ingeniero  
Hugo Leonel Montenegro Franco  
Director Escuela Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA ALDEA SAN PABLO Y SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA TAPATÁ, MUNICIPIO DE ZACAPA, DEPARTAMENTO DE ZACAPA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Samuel Isaac Batz Puzul, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos..

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

  
Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa  
Revisor por el Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA  
DEPARTAMENTO  
DE  
HIDRAULICA  
USAC

/bbdeb.



Guatemala, 01 de febrero de 2012  
Ref.EPS.D.74.02.12

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco  
Director Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Presente

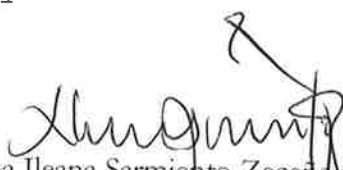
Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA ALDEA SAN PABLO Y SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA TAPATÁ, MUNICIPIO DE ZACAPA, DEPARTAMENTO DE ZACAPA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Samuel Isaac Batz Puzul**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Juan Merck Cos.

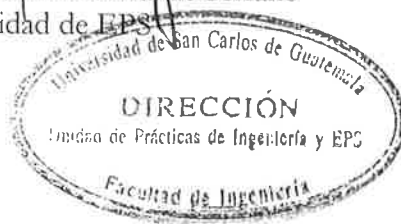
Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte del Asesor - Supervisor de EPS, en mi calidad de Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,  
"Id y Enseñad a Todos"

  
Inga. Norma Ileana Sarmiento Zecera de Serrano  
Directora Unidad de EPS

NISZ/ra





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
[www.ingenieria-usac.edu.gt](http://www.ingenieria-usac.edu.gt)



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Merck Cos y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano, al trabajo de graduación del estudiante Samuel Isaac Batz Puzul, titulado **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA SAN PABLO Y SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA TAPATÁ, MUNICIPIO DE ZACAPA, DEPARTAMENTO DE ZACAPA**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

  
Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco  
Director de Escuela Ingeniería Civil



Guatemala, abril de 2012  
/bbdeb.

Más de **130** Años de Trabajo Académico y Mejora Continua







DTG. 162.2011

El Decano 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 DEL SISTEMA ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA ALDEA SAN PABLO Y SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA TAPATÁ, MUNICIPIO DE ZACAPA, DEPARTAMENTO DE ZACAPA**, presentado por el estudiante universitario **Samuel Isaac Batz Puzul**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. Murphy Campo Paiz Recinos  
Decano

Guatemala, 18 de abril de 2012

/gdech



## **ACTO QUE DEDICO A:**

<b>Dios</b>	Único y Verdadero.
<b>Mis padres</b>	Isaac Batz Chavajay y Jesús Puzul Yojcom (q.e.p.d.)
<b>Mis hermanos</b>	Manuel y Milton (q.e.p.d.) Batz Puzul, Hengly Palacios, Patricia Alvarez.
<b>Mis abuelos</b>	Manuel (q.e.p.d.) & Julia de Batz Clemente & Paulina de Puzul
<b>Mis tíos</b>	Rafael Cadwallader, Juan Manuel, Francisca, Pascual, Nicolas, Juanita, Vicenta, Samuel a todos por sus oraciones.
<b>Mis primos</b>	Gerson, Julia, Alejandro, Melissa, Sheyly, Rosalia, Carol, Lenin, Renato y a todos.
<b>Mis amigos</b>	Guillermo, Andrés, Conde, Nazir, Zamora, Rodolfo Lemus y a todos aquellos con los que compartimos en las aulas y fuera de ellas.

## **AGRADECIMIENTOS A:**

<b>Dios</b>	Por la fidelidad que me muestra cada día y por darme la oportunidad de vivir para servirle.
<b>Mi padre</b>	Isaac Batz, por su apoyo económico, moral y espiritual que en todo momento me han brindado.
<b>Mi hermano</b>	Manuel, por estar siempre apoyándome.
<b>Rafael Cadwallader</b>	Por tu apoyo incondicional y por apoyar a mi familia.
<b>Toda mi familia</b>	Porque siempre están junto a mí en las buenas y en las malas.
<b>Ing. Juan Merck</b>	Por su asesoría, sus consejos, sus pláticas, y sus aportes para mi crecimiento profesional.
<b>Mis amigos</b>	Por todos los momentos que se vuelven recuerdos y se hacen inolvidables.
<b>Facultad de Ingeniería</b>	La mejor casa de estudios, me enorgullece ser sancarlista
<b>Municipalidad de Zacapa, Zacapa</b>	A todos los que pertenecen a ella y a los que me apoyaron para la realización de estos proyectos

## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS .....	IX
GLOSARIO .....	XI
RESUMEN.....	XV
OBJETIVOS.....	XVII
INTRODUCCIÓN.....	XIX
1. FASE DE INVESTIGACIÓN .....	1
1.1. Monografía de la aldea San Pablo y aldea Tapatá .....	1
1.1.1. Generalidades.....	1
1.1.1.1. Ubicación y localización .....	1
1.1.1.2. Accesos y comunidades.....	3
1.1.1.3. Topografía.....	5
1.1.1.4. Población .....	5
1.1.1.5. Actividades económicas y productivas.....	6
1.1.1.6. Aspectos climáticos.....	6
1.1.1.7. Educación .....	7
1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de las aldeas San Pablo y Tapatá del municipio de Zacapa, departamento de Zacapa.....	7
1.2.1. Descripción de las necesidades.....	8
1.2.2. Evaluación y priorización de las necesidades .....	9

2.	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL .....	11
2.1.	Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para aldea San Pablo, municipio de Zacapa, departamento de Zacapa .....	11
2.1.1.	Descripción del proyecto.....	11
2.1.2.	Levantamiento topográfico.....	11
2.1.2.1.	Planimetría.....	12
2.1.2.2.	Altimetría.....	12
2.1.3.	Descripción del sistema a utilizar .....	12
2.1.4.	Período de diseño.....	12
2.1.5.	Población futura.....	13
2.1.6.	Factores de consumo .....	13
2.1.6.1.	Factor de día máximo .....	14
2.1.6.2.	Factor de hora máximo .....	14
2.1.7.	Caudal de diseño.....	15
2.1.7.1.	Dotaciones.....	15
2.1.7.2.	Caudal medio diario (Qm).....	15
2.1.7.3.	Caudal máximo diario .....	16
2.1.7.4.	Caudal máximo horario.....	17
2.1.8.	Partes de un sistema de conducción .....	17
2.1.8.1.	Captación.....	17
2.1.8.2.	Línea de conducción.....	18
2.1.8.3.	Red de distribución .....	21
2.1.8.4.	Tanque de almacenamiento .....	23
2.1.8.4.1.	Cálculo del volumen .....	24
2.1.8.4.2.	Diseño estructural del tanque.....	25
2.1.8.4.3.	Diseño estructural del muro del tanque .....	37
2.1.9.	Obras de arte.....	42

2.1.9.1.	Cajas rompe-presión .....	42
2.1.9.2.	Válvulas.....	42
2.1.9.2.1.	Válvulas de limpieza .....	42
2.1.9.2.2.	Válvulas de aire .....	43
2.1.10.	Calidad de agua y sus normas.....	43
2.1.10.1.	Análisis bacteriológico.....	44
2.1.10.2.	Análisis físico químico .....	44
2.1.10.3.	Desinfección.....	44
2.1.10.4.	Medios de desinfección.....	45
2.1.11.	Administración, operación y mantenimiento.....	47
2.1.11.1.	Administración.....	47
2.1.11.2.	Operación y mantenimiento .....	48
2.1.11.3.	Propuesta de tarifa .....	48
2.1.12.	Evaluación socio-económica.....	50
2.1.12.1.	Valor presente neto .....	51
2.1.12.2.	Tasa interna de retorno .....	51
2.1.13.	Elaboración de planos.....	52
2.1.14.	Elaboración de presupuesto.....	52
2.1.15.	Evaluación de impacto ambiental.....	54
2.2.	Diseño del sistema de alcantarillado sanitario para la aldea Tapatá, municipio de Zacapa, departamento de Zacapa.....	54
2.2.1.	Descripción del proyecto .....	54
2.2.2.	Levantamiento topográfico .....	55
2.2.2.1.	Planimetría .....	55
2.2.2.2.	Altimetría .....	55
2.2.3.	Período de diseño .....	55
2.2.4.	Cálculo de población futura.....	55
2.2.4.1.	Método geométrico.....	56
2.2.5.	Descripción del sistema a utilizar .....	56

2.2.6.	Diseño del sistema .....	56
2.2.7.	Uso del agua.....	57
2.2.8.	Determinación de caudales .....	57
2.2.8.1.	Factor de retorno (FR) .....	57
2.2.8.2.	Caudal domiciliar (Qdom) .....	58
2.2.8.3.	Caudal comercial (Qcom) .....	58
2.2.8.4.	Caudal de conexiones ilícitas (Qci).....	59
2.2.8.5.	Caudal de infiltración (Qinf) .....	59
2.2.9.	Factor de caudal medio (fqm) .....	60
2.2.10.	Velocidad de flujo .....	60
2.2.11.	Tirante.....	61
2.2.12.	Factor de Harmond (FH).....	61
2.2.13.	Caudal de diseño (Qdis) .....	61
2.2.14.	Principio hidráulicos.....	62
2.2.14.1.	Ecuación de Manning para flujo de canales ...	62
2.2.14.2.	Ecuación a sección llena .....	62
2.2.14.3.	Ecuación a sección parcialmente llena .....	63
2.2.14.4.	Relaciones hidráulicas .....	64
2.2.15.	Secciones y pendientes .....	65
2.2.16.	Diámetro de tuberías .....	65
2.2.17.	Cotas invert.....	65
2.2.18.	Pozos de visita.....	65
2.2.19.	Conexiones domiciliarias .....	66
2.2.19.1.	Caja o candela .....	66
2.2.19.2.	Tubería secundaria .....	66
2.2.20.	Profundidad de tubería .....	67
2.2.21.	Volumen de excavación.....	67
2.2.22.	Ejemplo de diseño hidráulico de un tramo .....	67
2.2.23.	Planteamiento de desfogue .....	70

2.2.24.	Propuesta de tratamiento .....	71
2.2.24.1.	Fosa séptica .....	71
2.2.24.1.1.	Diseño estructural de fosa séptica.....	73
2.2.24.1.2.	Diseño de los muros de la fosa séptica.....	81
2.2.25.	Plan de operación y mantenimiento .....	87
2.2.26.	Planos .....	88
2.2.27.	Presupuesto de obra.....	88
2.2.28.	Evaluación socio-económica.....	89
2.2.28.1.	Valor presente neto .....	89
2.2.28.2.	Tasa interna de retorno .....	90
2.2.29.	Evaluación de impacto ambiental.....	90
CONCLUSIONES .....		91
RECOMENDACIONES .....		93
BIBLIOGRAFÍA.....		95
APÉNDICES .....		97
ANEXOS.....		105





## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1.	Ubicación de aldea San Pablo.....	2
2.	Ubicación de aldea Tapatá.....	3
3.	Mapa del departamento de Zacapa.....	4
4.	Diagrama de momentos en losas aldea San Pablo.....	31
5.	Geometría y diagrama de presiones del muro aldea San Pablo.....	38
6.	Diagrama de momentos en losas aldea Tapatá.....	78
7.	Geometría y diagrama de presiones del muro aldea Tapatá .....	81

### TABLAS

I.	Datos meteorológicos del departamento de Zacapa, año 2010.....	7
II.	Tabla de cálculo del momento que se produce en el punto .....	38
III.	Presupuesto general de sistema de abastecimiento de agua aldea San Pablo municipio de Zacapa, Zacapa.....	53
IV.	Profundidades mínimas de tubería.....	67
V.	Tabla de cálculo del momento que se produce en el punto A.....	83
VI.	Presupuesto general de sistema de alcantarillado sanitario aldea Tapatá, municipio de Zacapa, Zacapa.....	89



## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
<b>b</b>	Ancho del elemento en sección
<b>A<sub>s</sub></b>	Área de acero de refuerzo
<b>CM</b>	Carga muerta
<b>CU</b>	Carga última
<b>CV</b>	Carga viva
<b>Q</b>	Caudal de infiltración
<b>cm</b>	Centímetro
<b>C</b>	Coeficiente para el cálculo de momentos en losas
<b>D</b>	Diámetro de la tubería
<b>F<sub>cu</sub></b>	Factor de carga última
<b>INFOM</b>	Instituto de Fomento Municipal
<b>km</b>	Kilómetro
<b>l/hab/día</b>	Litros por habitante por día
<b>l/s</b>	Litros por segundo
<b>P.V.C.</b>	Material a base de cloruro de polivinilo
<b>m<sup>2</sup></b>	Metro cuadrado
<b>m<sup>3</sup></b>	Metro cúbico
<b>m</b>	Metro lineal
<b>m<sup>3</sup>/s</b>	Metro cúbico por segundo
<b>m/s</b>	Metro por segundo
<b>M</b>	Momento
<b>M<sub>CM</sub></b>	Momento inducido por la carga muerta
<b>M<sub>CV</sub></b>	Momento inducido por la carga viva

<b>S</b>	Pendiente
<b>d</b>	Peralte efectivo del elemento en sección, distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo en tensión
<b>PV</b>	Pozo de visita
<b>q/Q</b>	Relación de caudales
<b>d/D</b>	Relación de diámetros
<b>V/v</b>	Relación de velocidades
<b>f'c</b>	Resistencia a la compresión del concreto
<b>f<sub>y</sub></b>	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo
<b>v</b>	Velocidad del flujo dentro de la alcantarilla
<b>V</b>	Velocidad del flujo a sección llena

## GLOSARIO

<b>Acero mínimo</b>	Cantidad de acero necesaria para resistir esfuerzos inducidos en los elementos estructurales, evitando grietas, expansión o contracción por temperatura en el concreto.
<b>Aguas residuales</b>	Desperdicios líquidos y sólidos transportados por agua provenientes de viviendas, establecimientos industriales y comerciales.
<b>Azimut</b>	Ángulo horizontal referido desde el norte magnético o verdadero determinado astronómicamente, su rango varía de 0° a 360°.
<b>Bases de diseño</b>	Bases técnicas utilizadas para la creación de los proyectos, varían de acuerdo al tipo de proyecto.
<b>Caudal</b>	Volumen de agua por unidad de tiempo que fluye dentro de una tubería, en un determinado punto de observación durante un instante.
<b>Carga muerta</b>	Peso constante soportado por un elemento estructural durante su vida útil, incluyendo el propio.

<b>Carga viva</b>	Peso variable dado por el uso de la estructura, muebles, maquinaria móvil, etc., soportado por el elemento.
<b>Colector</b>	Sistema conformado por un conjunto de tuberías, pozos de visita, obras y accesorios, que se utilizan para la descarga de las aguas residuales o pluviales.
<b>Compactación</b>	Procedimiento que consiste en aplicar energía al suelo suelto para consolidarlo y eliminar espacios vacíos, aumentando así su densidad y su capacidad de soportar cargas.
<b>Cota de terreno</b>	Altura de un punto del terreno, haciendo referencia a un nivel determinado, banco de marca o nivel del mar.
<b>Descarga</b>	Lugar donde se depositan las aguas residuales que provienen de un colector.
<b>Desfogue</b>	Salida de aguas residuales en un punto determinado.
<b>Desinfección</b>	Eliminación de bacterias patógenas que existen en el agua mediante procesos químicos.
<b>Dotación</b>	Cantidad de agua necesaria para consumo, requerida por una persona en un día.
<b>Esfuerzo</b>	Intensidad de fuerza por unidad de área.

<b>Especificaciones</b>	Normas técnicas de construcción con disposiciones especiales, de acuerdo a las características y tipo de proyecto, son de carácter específico bajo estándares de calidad y seguridad.
<b>Momento</b>	Esfuerzo debido a la aplicación de una fuerza a cierta distancia de su centro de masa.
<b>Perfil</b>	Visualización en plano de la superficie de la tierra, según su latitud y altura, referidas a banco de marca.
<b>Pozo de visita</b>	Estructura que sirve para recibir y depositar las aguas residuales entre dos tuberías. Se utiliza para cambiar de dirección, pendiente, diámetro, y para iniciar un tramo de tubería.
<b>Tramo</b>	Espacio comprendido entre el centro de los pozos de visita.
<b>Valor Soporte</b>	Capacidad del suelo para resistir cargas por unidad de área.





## RESUMEN

El municipio de Zacapa, departamento de Zacapa, posee comunidades que carecen de servicios básicos para la población, en el presente trabajo de graduación se diagnostica, analiza y prioriza necesidades de servicios básicos y de infraestructura, aportando soluciones de carácter técnico contenidas en las siguientes fases: fase de investigación y fase de servicio técnico profesional.

A través de la investigación monográfica y el diagnóstico de las necesidades de servicios básicos y de infraestructura de la población, se determinó necesario que la aldea San Pablo posea un sistema de abastecimiento de agua, por lo que se realizó el diseño del mismo, basándose en especificaciones técnicas correspondientes al tipo y características del proyecto.

En la aldea Tapatá, fue necesario la implementación de saneamiento por lo que se llevó a cabo el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario para responder a esta necesidad básica.



## **OBJETIVOS**

### **General**

Diseñar el sistema abastecimiento de agua para la aldea San Pablo y sistema de alcantarillado sanitario en la aldea Tapatá, municipio de Zacapa, departamento de Zacapa.

### **Específicos**

1. Desarrollar una investigación monográfica y un diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea San Pablo y aldea Tapatá del municipio de Zacapa, departamento de Zacapa.
2. Capacitar a los miembros del comité de la aldea San Pablo sobre aspectos de operación y mantenimiento del sistema de alcantarillado y abastecimiento de agua.



## **INTRODUCCIÓN**

El presente trabajo de graduación contiene el desarrollo de los proyectos realizados durante el Ejercicio Profesional Supervisado, en las aldeas San Pablo y Tapatá pertenecientes al municipio de Zacapa, del departamento de Zacapa.

La primera sección contiene la fase de investigación donde se describe el aspecto monográfico del municipio en general, así como un diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura de las comunidades respectivas, realizando una priorización.

La segunda sección contiene la fase de servicio técnico profesional, en la que se describen las características de los proyectos. El sistema de abastecimiento de agua potable, presenta el método de cálculo para la realización del diseño hidráulico. De la misma forma para el sistema de alcantarillado sanitario.

Al final se presentan las conclusiones y recomendaciones del trabajo con los planos y presupuestos respectivos.



# **1. FASE DE INVESTIGACIÓN**

Se definirán las características necesarias de las comunidades por medio de la investigación para establecer objetivos medibles que ayuden a establecer los problemas y justificar las soluciones.

## **1.1. Monografía de la aldea San Pablo y aldea Tapatá**

Se presenta una compilación de información de diversas fuentes de las principales actividades de la aldea San Pablo y Tapatá.

### **1.1.1. Generalidades**

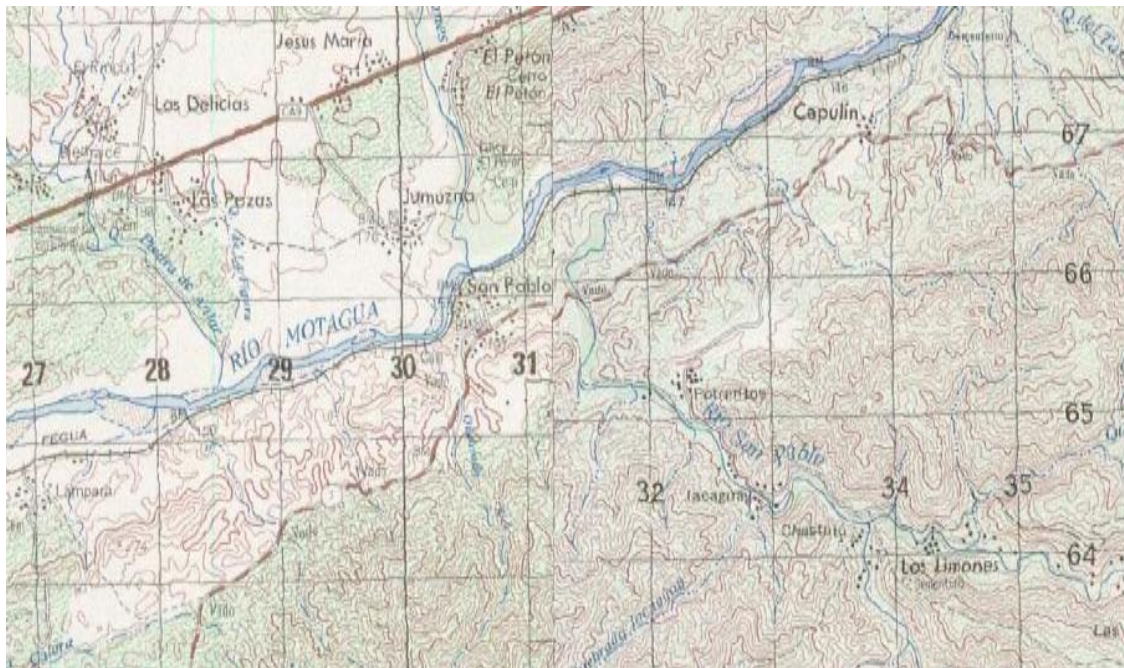
Las características presentadas son de la región donde los proyectos tendrán incidencia.

#### **1.1.1.1. Ubicación y localización**

La aldea San Pablo del municipio de Zacapa, se encuentra situada en la parte norte de la cabecera municipal y colinda al norte con el municipio de Rio Hondo, al este con la aldea Poljá, al oeste con la aldea Manzanotes; al sur con la cabecera municipal. Se localiza a unos 160 Kms de la ciudad capital, a 20Kms. de la cabecera departamental, la carretera que conduce a esta aldea es de terracería. Se encuentra dentro de la cuenca del río Motagua en la vertiente del Caribe.



Figura 1. **Ubicación aldea San Pablo**

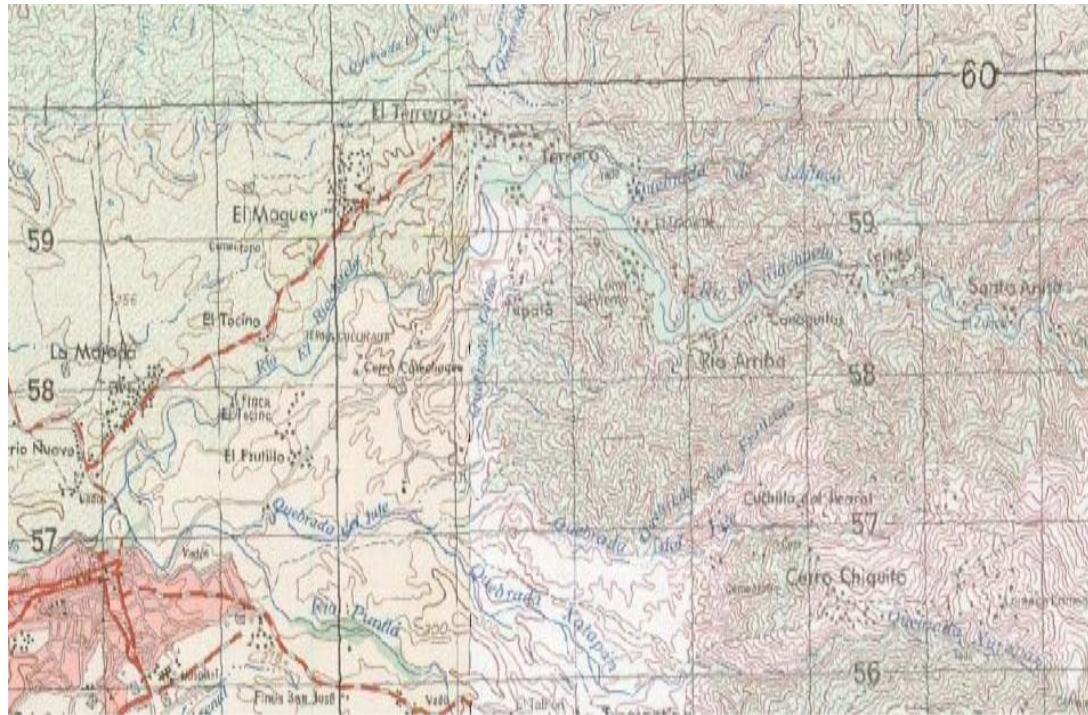


Fuente: Instituto Geográfico Nacional –IGN, escala 1:50,000 hoja No.2261-II.

La aldea Tapatá del municipio de Zacapa, se encuentra situada en la parte oriente de la cabecera municipal y colinda al norte con aldea El Terrero, al este con la aldea Loma del Viento, al oeste con la cabecera municipal, al sur con la aldea La Trementina.

El proyecto se ubica en la aldea Tapatá del municipio de Zacapa, está ubicado al nororiente de la ciudad de Zacapa, localizándose a unos 5. Km de la ciudad de Zacapa, la carretera que conduce a esta aldea es de terracería. Se encuentra dentro de la cuenca del Río Grande de Zacapa en la vertiente del Caribe.

Figura 2. **Ubicación aldea Tapatá**



Fuente: Instituto Geográfico Nacional –IGN, escala 1:50,000 hoja No.2261-II.

### **1.1.1.2. Accesos y comunidades**

El municipio de Zacapa cuenta con dos vías importantes internacionales de acceso como lo es la CA-9 y CA-10.



La aldea Tapatá cuenta con una vía de acceso de terracería cuyo inicio en la cabecera es hacia el este por la colonia Lagunetas, pasa por la aldea El Frutillo, esta ruta está monitoreada por COVIAL durante la mayor parte del año.

#### **1.1.1.3. Topografía**

La aldea San Pablo posee extensiones de territorios planos y montañosos, ninguna es predominante ya que se mezclan superficies de ambas características, la zona montañosa no posee grandes pendientes.

La aldea Tapatá es una región montañosa, debido a que se forma muchas quebradas que desembocan en el río Punilá.

#### **1.1.1.4. Población**

De acuerdo al censo poblacional del INE en el 2002 y tomando de referencia la población del censo poblacional anterior, para la aldea San Pablo la tasa de crecimiento poblacional es del 3,22%, esto nos da el parámetro que se implementará para la proyección de habitantes a futuro, la población es de 804 habitantes en la aldea en el año 2011, la cual se convierte en la población inicial a tomar en cuenta en la determinación de la población objetivo.

Basados en el censo poblacional del INE en el 2002 y tomando de referencia la población del censo poblacional anterior, para la aldea Tapatá la tasa de crecimiento poblacional es del 3%, esto nos da un parámetro para la proyección a futuro, la población es de 648 habitantes en la aldea Tapatá para el 2011, este dato se convierte en la población inicial a tomar en cuenta en la determinación de la población objetivo.

#### **1.1.1.5. Actividades económicas y productivas**

La aldea San Pablo cuenta con una población de 809 habitantes de los cuales 324 son hombres y 485 son mujeres con crecimiento poblacional de 3,22%. Los habitantes de San Pablo son personas de pequeños ingresos, una de sus principales actividades es la confección de escobas de palma la cual venden en el mercado local. La agricultura forma parte de las actividades productivas, esta utilizada principalmente para el sustento de cada familia, entre los principales productos de esta aldea están: maíz y frijol, también se realiza la crianza de ganado vacuno y porcino para engorde.

La aldea Tapatá cuenta con una población de 450 habitantes de los cuales 180 son hombres y 270 son mujeres con crecimiento poblacional de 3%. Son personas de bajos ingresos, una de sus principales actividades es la elaboración del puro a base de hoja de tabaco, el cual venden en el mercado local.

El ganado para engorde tanto vacuno como porcino es una fuente de ingresos para satisfacer necesidades a nivel familiar ya que no se comercializan a grandes niveles.

#### **1.1.1.6. Aspectos climáticos**

El clima imperante en la zona es cálido seco, aunque en época del año alcanza el exceso de calidez que caracteriza a los demás municipios de Zacapa, exceptuando La Unión. El clima es cálido y tiene una medida anual de 30° C, una mínima de 22° C y una máxima de 37° C.

Tabla I. **Datos meteorológicos del departamento de Zacapa, año 2 010**

DATOS METEREOLÓGICOS DEL DEPARTAMENTO DE ZACAPA AÑO 2010								
Localidad	elevación	temperatura	Absolutas	Precipitación	Brillo Solar	Humedad Relativa	Vel. Viento	Evaporación
		Max - Min	Max - Min	Milímetros	Total/Hrs/Pro medio mes	en %	Kms/hr.	en milímetros
Estanzuela	210	34.1 - 21.2	45.0 - 7.0	652.3	232.7	70	8	220.3
La Union	8	25.9 - 17.9	38.5 - 4.4	1592.1	-99	80	-99	-99
Rio Hondo	260	33.5 - 20.3	42.0 - 9.0	721.3	-99	72	-99	-99

Fuente: catalogo meteorológico, INSIVUMEH febrero 2011.

La precipitación pluvial al igual que todo el departamento de Zacapa, se encuentra en una región de lluvia muy deficiente y muy variable. Durante los meses de junio a octubre tiene una precipitación pluvial promedio de 105 mm, según datos de la estación meteorológica llamada La Fragua.

#### **1.1.1.7. Educación**

La aldea San Pablo cuenta con un establecimiento educativo que cubre el nivel pre-primario y primario.

En la aldea Tapatá se cuenta con un establecimiento educativo que cubre el nivel pre-primario y primario.

### **1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de las aldeas San Pablo y Tapatá del municipio de Zacapa, departamento de Zacapa.**

Se enfoca la investigación en la calidad de vida de los pobladores, para identificar una serie de necesidades que se describen a continuación;

### 1.2.1. Descripción de las necesidades

Las necesidades más relevantes de las comunidades son las que se presentan a continuación;

- Aldea San Pablo
  - Sistema de abastecimiento de agua potable; la población ha tenido problemas ya que no cuentan con un servicio de agua apta para consumo y que sea permanente.
  - Sistema de alcantarillado sanitario: la población descarga las aguas negras a las calles, esto produce mal olor y enfermedades.
  - Carreteras pavimentadas: las vías de acceso son de terracería, en mal estado debido a que no reciben ningún tipo de mantenimiento, ocasiona grandes cantidades de polvo, en época lluviosa es intransitable debido al lodo que se produce.
  - Centro de salud: no se tiene acceso a servicio médico en el lugar.
- Aldea Tapatá
  - Sistema de alcantarillado sanitario: la población descarga las aguas negras a las calles, esto produce mal olor y enfermedades.
  - Oficinas de comité del caserío: el comité no cuenta con un lugar establecido para atender y convocar a la población, además un lugar adecuado para reuniones que solucionen problemas comunitarios.

- Carreteras pavimentadas: las vías de acceso son de terracería y se hace dificultoso el paso en época de invierno.
- Centro de salud no se tiene acceso a servicio médico.

### **1.2.2. Evaluación y priorización de las necesidades**

Con la colaboración del comité se determinó que es necesario que se atiendan las necesidades básicas de la aldea San Pablo, por lo que fue necesario proponer una solución consistente en un sistema de abastecimiento de agua potable, por ser un servicio básico, para evitar que la población ingiera agua en mal estado y que pase sequías debido a la falta del vital líquido. En segundo término se tienen los aspectos de infraestructura como lo son las calles pavimentadas, centro de salud y el sistema de alcantarillado sanitario.

El comité de la aldea Tapatá determinó necesario el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario, para minimizar la contaminación y elevar el nivel de vida de la comunidad, ya que cuentan con un sistema de abastecimiento de agua relativamente nuevo. Como segunda prioridad están las oficinas del comité, el centro de salud y las calles pavimentadas, proporcionando así un mejor nivel de vida de la población.





## **2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL**

En esta fase se detalla todo lo referente al componente técnico de un proyecto, desde la idea del proyecto hasta la realización del mismo.

### **2.1. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para aldea San Pablo, municipio de Zacapa, departamento de Zacapa**

El proyecto seleccionado para la aldea San Pablo se describe a continuación incluyendo todos los parámetros técnicos necesarios para su elaboración.

#### **2.1.1. Descripción del proyecto**

El proyecto consiste en diseñar un sistema de abastecimiento de agua potable, el cual debido a la ubicación y naturaleza de la fuente de abastecimiento, así como de la topografía del lugar, será por gravedad, y abastecerá a 134 viviendas. Incluye: captación típica, línea de conducción, tanque de distribución y red de distribución. El planteamiento general es aprovechar el 100% del caudal de la fuente existente. De esta manera se podrá aprovechar el recurso hídrico de esta fuente en actividades domésticas.

#### **2.1.2. Levantamiento topográfico**

Los trabajos de topografía, consistieron en el levantamiento de la línea de conducción, zona del tanque de almacenamiento, áreas de posibles obras de arte y la red de distribución.

### **2.1.2.1. Planimetría**

Es el estudio en el cual se representa la superficie terrestre en un plano horizontal, con la utilización de aparatos y métodos de cálculo adecuados. Con el fin de obtener la ruta adecuada para conducir el conjunto de tuberías y ubicar las posibles obras de arte y elementos que favorezcan el transporte del agua proveniente de la fuente. Para este caso se aplicó el método de conservación de Azimut, utilizando un teodolito Óptico J2-2, estatal de aluminio, brújula y plomadas metálicas.

### **2.1.2.2. Altimetría**

Estudio a través del cual se representan las alturas de los puntos observados, referidos a un banco de marca o sobre el nivel del mar, con lo que se definen las pendientes del terreno, necesarias en el diseño, en este proyecto se aplicó el método de nivelación compuesta, y el equipo que se utilizó es un nivel de precisión Sokkia, estatal de aluminio de 4 metros y nivel de mano.

### **2.1.3. Descripción del sistema a utilizar**

La fuente de agua es un brote definido en una ladera, de la cual se captará el caudal en su totalidad, para conducirla por gravedad a las viviendas de la aldea San Pablo.

### **2.1.4. Período de diseño**

Se entiende como período de diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, al tiempo comprendido entre la puesta en servicio y el momento en el que sobrepase las condiciones establecidas en el diseño. Con base a las

normas establecidas, todas las partes del proyecto fueron diseñadas para un periodo de 22 años.

### **2.1.5. Población futura**

Según datos de población y vivienda de los años 2007 al 2010 del Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social, en la aldea San Pablo, se estima una tasa de crecimiento poblacional del 3,22%, este dato se aplicó para estimar la población futura.

Para el cálculo de la población futura se utilizó el método de crecimiento geométrico, según la fórmula siguiente.

$$P_f = P_o * (1 + r)^n$$

$P_f$  = población futura

$P_o$  = población inicial = 804 habitantes

$r$  = tasa de crecimiento = 3.22 %

$n$  = período de diseño = 22 años

sustituyendo valores:

$$P_f = 804 * (1 + 0,0322)^{22} = 1615 \text{ habitantes}$$

### **2.1.6. Factores de consumo**

En un sistema público de abastecimiento de agua, el consumo es afectado por una serie de factores que varían en función del tiempo, las costumbres de la

región, las condiciones climáticas, y las condiciones económicas que son inherentes a una comunidad y distintos de una comunidad a otra.

Durante el día, el caudal dado por una red pública varía continuamente, en horas diurnas, supera el valor medio, alcanzando valores máximos alrededor del medio día, y los valores mínimos en las primeras horas de la madrugada.

La aplicación de estos factores de seguridad garantiza el buen funcionamiento del sistema en cualquier época del año, bajo cualquier condición, el cual se describen a continuación:

#### **2.1.6.1. Factor de día máximo**

Este incremento porcentual se utiliza cuando no se cuenta con datos de consumo máximo diario. UNEPAR – INFOM recomienda lo siguiente:

Para poblaciones del área rural un FDM de 1,2 a 1,8

Para poblaciones urbanas un FDM de 1,8 a 2

Para el área metropolitana un FDM de 2 a 3

Para este proyecto se utilizó un FDM de 1,2

#### **2.1.6.2. Factor de hora máximo**

Este, como el anterior, depende de la población que se esté estudiando y de sus costumbres. UNEPAR –INFOM recomienda lo siguiente:

Para poblaciones del área rural un FHM de 1,8 a 2

Para poblaciones urbanas un FHM de 2 a 3

Para el área metropolitana un FHM de 3 a 4

Para este proyecto se utilizó un FHM de 2

### **2.1.7. Caudal de diseño**

Es el caudal para el cual se diseña un sistema de abastecimiento y se define por los siguientes elementos;

#### **2.1.7.1. Dotaciones**

La dotación, es la cantidad de agua asignada a una persona durante un día. Desde el punto de vista económico, la dotación es muy importante, ya que a mayor dotación, mayor será el diámetro de la tubería, y por consiguiente eleva el costo del proyecto.

De acuerdo con las normas y estadísticas proporcionadas por la Unidad ejecutora del programa de acueductos rurales UNEPAR y debido a que la comunidad tiene un clima cálido, y haciendo un análisis de consumo por el tipo de actividad de sus habitantes de la comunidad, se decidió adoptar una dotación de 120 l/hab/día y un tipo de servicio predial.

#### **2.1.7.2. Caudal medio diario (Qm)**

Es la cantidad de agua que va a consumir la población durante un día (24 horas), el cual se expresa también como el promedio de los consumos diarios en el periodo de un año.

Cuando no se conocen registros, generalmente se asume como el producto de la dotación, por el número posible de usuarios al final del período de diseño, se calcula según la siguiente expresión.

$$Q_m = \frac{D * P}{86\ 400}$$

donde:

$Q_m$  = caudal medio diario en l/s

$D$  = 120 l/hab/día

$P$  = número de habitantes futuros

sustituyendo valores;

$$Q_m = \frac{120\text{lt} * 1\ 615}{86\ 400} = 2,24\ \text{l/s}$$

### **2.1.7.3. Caudal máximo diario**

Se define como el máximo consumo de agua durante 24 horas, observado en el período de un año. Se utiliza para diseñar la línea de conducción;

$$Q_{md} = Q_m * FDM$$

donde FDM: 1,8

$$Q_{md} = 2,24 * 1,2 = 2,69\ \text{l/s}$$

#### **2.1.7.4. Caudal máximo horario**

El caudal máximo horario es aquel que se utiliza para diseñar la red de distribución. Se define como el máximo consumo de agua observado durante una hora del día en el periodo de un año, las cuales indican que:

$$Q_{mh} = Q_m * FHM$$

donde FHM; 2,0

$$Q_{mh} = 2,24 * 2,0 = 4,49 \text{ l/s}$$

#### **2.1.8. Partes de un sistema de conducción**

Los principales elementos de un sistema de abastecimiento se describen a continuación:

##### **2.1.8.1. Captación**

Se define como las obras de artes o estructuras de obra civil adecuadas para la captación total o parcial de una fuente de abastecimiento, el cual puede ser: superficial, brote definido y galerías de infiltración; toda estas estructuras diseñadas bajo ciertas normas y reglamentos. La fuente de abastecimiento constituye el elemento primordial en el diseño de un acueducto y previo a cualquier paso debe definirse su tipo, cantidad, calidad y ubicación.

Para este proyecto la fuente es un brote definido, consiste en hacer una excavación hasta el suelo firme, rodeando el nacimiento del cual se deriva un muro frontal y dos aletones dentro de los cuales se realiza una galería de infiltración, la cual consiste en la colocación de rocas, de mayor a menor, en orden ascendente, con una capa de pedrín y el sello sanitario, tomando en



cuenta que las salidas de tubería tienen que quedar libres normalmente en un espacio de un metro por un metro; además, consta de un dispositivo de rebalse y uno de seguridad en la tapadera.

El aforo de la fuente se realizó por el método volumétrico, obteniendo un caudal total de 3,3 l/s, realizándose este el 11 y 18 de marzo de 2010 y el 12 de mayo de 2010. El aforo de la fuente tomada en estas dos fechas no presentó variación de caudal, según los pobladores de la aldea, el caudal de la fuente se mantiene constante en cualquier época del año.

#### **2.1.8.2. Línea de conducción**

La línea de conducción, es un conjunto de tuberías libres o forzadas (presión), que parten de las obras de captación al tanque de distribución. Para el diseño de una línea de conducción por gravedad, se deben tener los siguientes aspectos fundamentales.

- Capacidad suficiente para transportar el caudal de día máximo.
- La selección del diámetro y clase de la tubería que se empleara deberá ajustarse a la máxima economía.

A continuación se muestra el cálculo a manera de ejemplo, del tramo E-1 a la estación E-2.

Datos:

Longitud de diseño =  $L = 164,80$  m

Caudal =  $Q = 2,69$  l/s

$C = \text{PVC} = 150$

Cota E-1 =  $493,66$  m

Cota E-2 = 490,61 m

Primero, se calcula la carga disponible o diferencia de nivel entre las estaciones, es decir  $H_f$ .

$$H_f = \text{cota}_{E-1} - \text{cota}_{E-2}$$

$$H_f = 493,66 - 490,61 = 3,05 \text{ m}$$

Para esta carga disponible, se obtendrá un diámetro teórico, despejando de la fórmula Hazen Williams, el diámetro se obtiene.

$$\phi_{\text{teórico}} = \left[ \frac{1\,743,811 * L * Q^{1,85}}{C^{1,85} * H_f} \right]^{\frac{1}{4,87}}$$

$$\phi_{\text{teórico}} = \left[ \frac{1\,743,811 * 164,80 * 2,69^{1,85}}{150^{1,85} * 3,05} \right]^{\frac{1}{4,87}}$$

$$\phi_{\text{teórico}} = 2,28$$

Para asegurar una pérdida menor en el diseño de la línea de conducción se tomará un diámetro de  $\phi 3''$ .

pérdida de carga

$$H_f = \frac{1\,743,811 * L * Q^{1,85}}{C^{1,85} * D^{4,87}}$$

$$H_f = \frac{1\,743,811 * 164,80 * 2,69^{1,85}}{150^{1,85} * 3,23^{4,87}} = 0,56 \text{ m}$$

Cota piezométrica en E-2

Es la diferencia entre la altura de un punto y la pérdida de carga de la tubería.

$C_p = \text{cota piezométrica de salida} - \text{pérdida de carga}$

$$C_p = 499,84 \text{ m} - 0,56 \text{ m} = 499,28 \text{ m}$$

presión dinámica

$PD = \text{cota piezométrica en (E-2)} - \text{cota de terreno en (E-2)}$

$$PD = 499,28 - 490,61 = 8,67 \text{ m}$$

velocidad

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{\frac{\pi}{4} \phi^2}$$

$$V = \frac{2,69 * 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}}{\frac{\pi}{4} * (0,082 \text{ m})^2} = 0,51 \text{ m/s}$$

cantidad de tubos

$$\text{No. tubos} = \frac{L_{\text{total}}}{L_{\text{tubo}}}$$

$$\text{No. tubos} = \frac{164,80 \text{ m}}{6 \text{ m}} = 28 \text{ tubos}$$

el cuadro resumen de diseño se presenta en el apéndice 3.

### 2.1.8.3. Red de distribución

Para diseñar la red de distribución, se utilizó el método de redes abiertas, debido a que las viviendas se encuentran dispersas; se tomará en cuenta que el cálculo de redes abiertas, es similar al de la conducción de la sección 2.1.4.2.

Considerado el número de viviendas a abastecer en cada ramal, se calcula el caudal de consumo y el caudal instantáneo, utilizando el mayor de los dos, y mediante el criterio de continuidad se determina el caudal de distribución en cada punto.

A continuación se diseñará el tramo de la red de distribución que va del tanque de distribución cota E-122 = 434,97 m a cota E-123 = 392,74 m, a manera de ejemplo.

$$Q_d = 4,49 \text{ l/s}$$

$$L_d = 143,78 \text{ m}$$

$$H_f = 434,97 - 392,74 = 42,23 \text{ m}$$

Para esta carga disponible, se obtendrá un diámetro teórico, despejando de la fórmula Hazen Williams, el diámetro se obtiene.

$$\phi_{\text{teórico}} = \left[ \frac{1\,743,811 * L * Q^{1,85}}{C^{1,85} * H_f} \right]^{\frac{1}{4,87}}$$

$$\phi_{\text{teórico}} = \left[ \frac{1\,743,811 * 143,78 * 4,49^{1,85}}{150^{1,85} * 42,23} \right]^{\frac{1}{4,87}}$$

$$\phi_{\text{teórico}} = 1,57'' \approx 2''$$

pérdida de carga

$$H_f = \frac{1\,743,811 * L * Q^{1,85}}{C^{1,85} * D^{4,87}}$$

$$H_f = \frac{1\,743,811 * 143,78 * 4,49^{1,85}}{140^{1,85} * 2,193^{4,87}} = 9,43 \text{ m}$$

cota piezométrica en E-83;

Es la diferencia entre la altura de un punto y la pérdida de carga de la tubería.

Cp = cota piezométrica de salida – pérdida de carga

$$Cp = 434,97 \text{ m} - 9,43 \text{ m} = 425,54 \text{ m}$$

presión dinámica

PD = cota piezométrica en (E-123) – cota de terreno en (E-123)

$$PD = 425,54 - 392,74 = 32,80 \text{ m}$$

velocidad

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{\frac{\pi}{4} \phi^2}$$

$$V = \frac{4,49 * 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}}{\frac{\pi}{4} * (0,0557 \text{ m})^2} = 1,84 \text{ m/s}$$

cantidad de tubos

$$\text{No. tubos} = \frac{L_{\text{total}}}{L_{\text{tubo}}}$$

$$\text{No. tubos} = \frac{143,78 \text{ m}}{6 \text{ m}} = 24 \text{ tubos}$$

teniendo en cuenta para el diseño las siguientes consideraciones.

- En el diseño se estará utilizando el caudal máximo horario ( $Q_{mh}$ ), con su respectivo factor hora máxima, con el fin de asegurar su correcto funcionamiento para el periodo de diseño.
  
- Para el chequeo de redes, debe tomarse en cuenta lo siguiente;
  - El caudal que entra es igual al caudal que sale, en cada nudo.
  - La presión dinámica estará entre 10 y 40 m.c.a. excepto en puntos donde exista poco desnivel, se puede tener un mínimo de 6 m.c.a.
  - Caudal unitario de vivienda =  $Q_{mh} / \text{No. Viviendas}$ .
  - Presión mínima en los nudos 10 m.c.a.
  - Caudal instantáneo  $k = \sqrt{n - 1}$ ; donde  $k = 0,15$  si  $n \leq 55$ ,  $k = 0,20$  si  $n \geq 55$  y  $n =$  número de viviendas en cada tramo.

#### **2.1.8.4. Tanque de almacenamiento**

En todo sistema, incluyendo aquellos con abastecimiento por gravedad durante las 24 horas del día, debe diseñarse un tanque como mínimo, con las siguientes funciones;

- Compensar las demandas máximas horarias esperadas en la red de distribución.
  
- Almacenar agua en horas de poco consumo, como reserva para contingencias.
  
- Almacenar cierta cantidad de agua para combatir incendios.

- Regular presiones en la red de distribución.
- Reserva suficiente por eventual interrupción en la fuente de abastecimiento.

Se podría suprimir el tanque de almacenamiento, solo cuando la fuente asegure un caudal superior a 3 veces el consumo medio diario de la población, en toda época del año.

Las variaciones de consumo pueden ser establecidas utilizando la suma de variaciones horarias de consumo de una población, con iguales características a la localidad, cuando se dispone de una curva aplicada al caso estudiado. De lo contrario, el volumen de compensación en sistemas por gravedad se adoptara del 25% al 40% del consumo medio diario.

Cuando el suministro de agua puede considerarse seguro y continuo, en la cantidad prevista en el proyecto, se puede prescindir del volumen de reservas para contingencias, a fin de mantener bajo el costo inicial del sistema.

#### **2.1.8.4.1. Cálculo del volumen**

En los sistemas por gravedad, se debe considerar un volumen de distribución o almacenamiento de 25% al 40% del caudal medio diario, o el 25% del caudal máximo diario, según normas de diseño.

$$V=f*Q_m$$

Donde:

V = Volumen del tanque

f = factor de almacenamiento

Qm = Caudal medio

En este proyecto se tomó un almacenamiento del 25% del caudal medio.

$$V = \frac{0,25 * 2,24 * 86\ 400}{1000} = 48,38 \text{ m}^3$$

Las dimensiones efectivas del tanque de almacenamiento serán de 8,5 m. de largo por 4 m. de ancho por 1,50 m. de altura.

#### **2.1.8.4.2. Diseño estructural del tanque**

Los tanques de distribución o almacenamiento normalmente se construyen de muros de gravedad de concreto ciclópeo, concreto reforzado, mampostería reforzada, y cubierta de losa de concreto reforzado; en los tanques elevados, predomina el uso de acero.

Debido a las características del terreno y los requerimientos de la red de distribución, los tanques pueden estar totalmente enterrados, semienterrados, superficiales o elevados. En este caso el tanque se diseñará con muros de gravedad de concreto ciclópeo y cubierta de concreto reforzado, y para evitar la excesiva excavación, será superficial, donde la condición crítica es cuando esta se encuentra completamente lleno. La estructura de cubierta se diseñará, con una losa de concreto reforzada y con las siguientes dimensiones que se muestran a continuación.

Lado largo = 8,95 m.

Lado corto = 4,45 m.



Diseño de la losa:

Las dimensiones de la losa se determinan siguiendo los pasos que a continuación se detallan:

$$A = 2,75$$

$$B = 4,15$$

cálculo de momentos en losas

relación (M), entre el lado menor (A), y el lado mayor "B"

$$M = A/B = 2,75 / 4,15 = 0,66 \sim 0,65$$

=>  $M = 0,65 > 0,5$  y consta de 4 apoyos => trabaja en dos sentidos.

espesor de la losa ( t )

$$t = P/180$$

P = Perímetro.

$$T = 2 * (A + B) / 180 = 2 (2,75 \text{ m} + 4,15 \text{ m}) / 180$$

$$T = 0,04 \approx t = 0,10 \text{ m}$$

carga muerta (concreto)

$$\text{peso propio} = 2400 \text{ k/m}^3 * 0,10 \text{ m} = 240 \text{ Kg / m}^2$$

$$\text{sobre carga} = 60 \text{ Kg / m}^2$$

$$\text{total carga muerta} = 300 \text{ Kg / m}^2$$

carga viva (CV)

$$\text{carga viva para techo inaccesible} = 100,00 \text{ Kg / m}^2$$

$$\text{total carga viva} = 100,00 \text{ kg / m}^2$$

carga última (CU)

$$CU = 1,40 * CM + 1,7 * CV$$

$$CU = 1,40 * 300 \text{ kg / m}^2 + 1,7 * 100 \text{ kg / m}^2$$

$$CU = 590 \text{ kg / m}^2$$

carga última muerta (Cum)

$$Cum = 1,40 * CM = 1,40 * 300$$

$$Cum = 420 \text{ kg / m}^2$$

carga última viva ( Cuv)

$$Cuv = 1,7 * CV = 1,7 * 100 \text{ kg / m}^2$$

$$Cuv = 170 \text{ kg / m}^2$$

cálculo de momentos de losas 1 y 2

Las losas No. 1 y No. 3 (losa inicial y final), son tipificadas como el caso 6 de método 3 de ACI.

coeficiente para los momentos negativos. (C (-))

$$M = 0,65$$

$$Ca (-) = 0,093$$

$$Cb (-) \text{ -----}$$

Coeficiente para los momentos positivos (Cm (+))

producidos por las cargas muertas.

$$M = 0,65$$

$$Cam (+) = 0,054$$

$$Cbm (+) = 0,007$$

Coeficiente para los momentos positivos (Cv (+))  
producidos por las cargas vivas.

$$M = 0,65$$

$$Cav(+) = 0,064$$

$$Cbv(+) = 0,010$$

momentos de las losas no. 1 y no.2

momento positivo en a (Ma (+))

$$Ma(+) = Cam(+) * Cum * a^2 + Cav(+) * Cuv * a^2$$

$$Ma(+) = 0,054 * 420 \text{ kg} * (2,75)^2 + 0,064 * 170 \text{ kg/m}^2 * (2,75 \text{ m})^2$$

$$Ma(+) = 253,80 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

momento negativo en a (Ma (-))

$$Ma(-) = Ca(-) * CU * a^2$$

$$Ma(-) = 0,093 * 590 \text{ kg/m}^2 * (2,75 \text{ m})^2$$

$$Ma(-) = 414,95 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

momento positivo en b (Mb (+))

$$Mb(+) = Cbm(+) * Cum * b^2 + Cbv(+) * Cuv * b^2$$

$$Mb(+) = 0,007 * 420 \text{ kg/m}^2 (4,15 \text{ m})^2 + 0,010 * 170 \text{ kg/m}^2 * (4,15 \text{ m})^2$$

$$Mb(+) = 79,91 \text{ kg} \cdot \text{M}$$

momento negativo en b (Mb (-))

$$Mb(-) = 0 \text{ kg} - \text{m} \text{ (no tiene factor)}$$

como el momento negativo en B es igual a cero, por definición se le asigna un tercio del momento positivo.

$$Mb(-) = \frac{1}{3} Mb(+) = \frac{1}{3} (79,91 \text{ kg} - \text{m})$$

$$M_b (-) = 26,64 \text{ kg} - \text{m}$$

cálculo de momentos en losa intermedia.

la losa No. 2 (losa intermedia) es tipificada como el Caso5, del método 3 de ACI.

coeficiente para los momentos negativos, ( C (-))

$$M = 0,65$$

$$C_a (-) = 0,087$$

$$C_b (-) = \text{-----}$$

coeficiente para los momentos positivos ( C<sub>m</sub> (+))

producidos por las cargas muertas.

$$M = 0,65$$

$$C_{am} (+) = 0,036$$

$$C_{bm} (+) = 0,004$$

Coeficiente para los momentos positivos ( C<sub>v</sub> (+))

producidos por las cargas vivas.

$$M = 0,65$$

$$C_{av} (+) = 0,055$$

$$C_{bv} (+) = 0,009$$

momentos de las losa no. 2

losa intermedia.

momento positivo en a ( M<sub>a</sub> (+))

$$M_a (+) = C_{am} (+) * C_{um} * a^2 + C_{av} (+) * C_{uv} * a^2$$

$$M_a (+) = 0,036 * 420 \text{ kg /m} * ( 2,75 \text{ m})^2 + 0,055 * 170 \text{ kg / m} * (2,75 \text{ m})^2$$

$$Ma (+) = 185,05 \text{ kg -m}$$

momento negativo en a ( Ma (-))

$$Ma (-) = Ca (-) * CU * a^2$$

$$Ma (-) = 0.087 * 590 \text{ kg / m}^2 * (2,75 \text{ m})^2$$

$$Ma (-) = 388.18 \text{ kg -m}$$

momento positivo en b ( Mb (+))

$$Mb (+) = Cbm (+) * Cum * b^2 + Cbv (+) * Cuv * b^2$$

$$Mb (+) = 0,004 * 420 \text{ kg / m} * (4,15 \text{ m})^2 + 0,009 * 170 \text{ kg / m}^2 * (4,15 \text{ m})^2$$

$$Mb (+) = 55,28 \text{ kg - m}$$

momento negativo en b (Mb (-))

$$Mb (-) = 0 \text{ kg - m}$$

como el momento negativo en B es igual a cero, por definición se le asigna un tercio del momento positivo.

$$Mb (-) = 1/3 * Mb (+) = 1/3 * 55,28 \text{ kg - m}$$

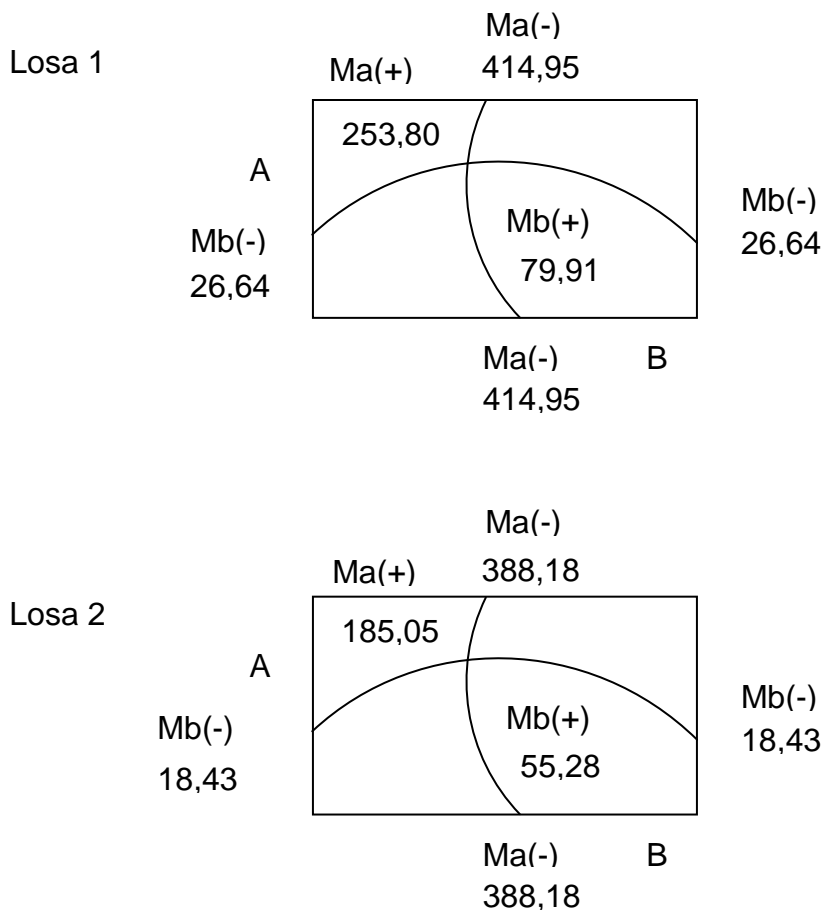
$$Mb (-) = 18,43 \text{ kg - m}$$

Momento balanceado (Mbal). Los momentos entre la losa inicial y la intermedia, son los mismos que la final y la intermedia, por lo tanto se procede calcular el 80% del momento mayor entre la losa inicial o final y la intermedia. Si este valor es más pequeño que el momento menor, entonces el momento balanceado será igual a un promedio de los dos momentos (mayor y menor).

De no ser así, el momento balanceado será proporcional a sus rigideces, entonces el procedimiento es el siguiente:

momento mayor (M1) = 414,95 kg – m  
 momento menor (M2) = 388,18 kg – m  
 $0.80 * M1 < M2 = 0.80 * 414,95 \text{ Kg} - \text{m} < 388,18$   
 Como 331,96 kg – m < 388,18 : se cumple

Figura 4. Diagrama de momentos en losas



Fuente: elaboración propia.

entonces  $M_{bal} = (M_1 + M_2) / 2$

$$M_{bal} = (414,95 + 388,18) / 2$$

$$M_{bal} = 401,56 \text{ kg} - \text{m}$$

cálculo de acero de refuerzo.

peralte efectivo de la losa ( d )

$$d = T - \text{recubrimiento} - 1 \text{ diámetro No.3}$$

$$d = 10 \text{ cm.} - 2,50 \text{ cm.} - 1 \text{ cm.}$$

$$d = 6,5 \text{ cm}$$

franja unitaria ( b ).

$$b = 100 \text{ cm} = 1 \text{ m}$$

acero mínimo (  $A_{smin}$  )

$$A_{smin} = (14,1/2 \cdot 810) \cdot b \cdot d$$

$$A_{smin} = (14,1/2 \cdot 810) \cdot 100 \text{ cm} \cdot 6,5 \text{ cm} = 3,26 \text{ cm}^2.$$

momento que resiste el acero mínimo (  $M_o$  )

$$M_o = F_i \cdot (A_s \cdot F_y \cdot (d - (C_a \cdot F_y) / (1,7 \cdot f'_c \cdot b)))$$

$$M_o = 0,90 \cdot 3,26 \text{ cm.} \cdot 2 \cdot 800 \text{ kg /cm}^2 ( 6,5 \text{ cm} - (3,26 \cdot 2 \cdot 800 / (1,7 \cdot 210 \cdot 100)) )$$

$$M_o = 51 \cdot 473,97 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

$$M_o = 514,74 \text{ kg} - \text{m}$$

Espaciamiento del acero mínimo ( $E_s$ ). Por regla de tres, se calcula el espaciado que requiere el acero mínimo ( $3,26 \text{ cm}^2$ ) en una franja unitaria ( $f_u$ ).

Será utilizado acero No.3, el proceso es el siguiente;

$$E_s = A_s \text{ No.3} * F_u / A_{s\text{min}}$$

$$E_s = 0.71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ Cm} / 3,26 \text{ cm}^2$$

$$E_s = 21,78 \text{ cm}$$

El momento que resiste el acero mínimo, cubre todos los momentos del lado menor y el lado mayor

El armado será; acero No. 3 a cada 20 cm. (Ver planos).

Diseño de viga transversal

Carga uniformemente distribuida que ejerce el peso propio de la viga sobre el muro ( wv ) ( wv = peso de la viga).

área tributaria sobre viga transversal

$$A_1 = \frac{1}{2} * (4,15 + 1,40) * 1,375 = 3,82$$

El área de influencia es el doble del resultado por la simetría que el tanque posee en sus tres compartimientos.

longitud viga = 4,15 m

área = 7,64 m<sup>2</sup>

carga viva (CV) = 200 Kg/m<sup>2</sup>

carga muerta (CM) = 300 kg/m<sup>2</sup>

$$W_{CV} = \frac{200 \text{ kg/m}^2 * 7,64 \text{m}^2}{4,15 \text{m}} = 368,19 \text{ kg/m}$$

$$W_{CM} = \frac{300 \text{ kg/m}^2 * 7,64 \text{m}^2}{4,15 \text{m}} = 552,29 \text{ kg/m}$$



$$P.P. = 0,20\text{m} * 0,35\text{m} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 168 \text{ kg/m}$$

$$C_{\text{total}} = 1,7 * CV + 1,4 CM$$

$$C_{\text{total}} = 1.7 * (368,19 \text{ kg/m}) + 1,4 * (552,29 \text{ kg/m} + 168 \text{ kg/m}) = 1 634,33 \text{ kg/m}$$

Momento positivo máximo que soporta la viga

$$M_u = \frac{WL^2}{14}$$

$$M_u = \frac{1 634,33 \text{ kg/m} * (4,15\text{m})^2}{14} = 2 010,52 \text{ kg} - \text{m}$$

Momento negativo máximo que soporta la viga

$$M_u = \frac{WL^2}{16}$$

$$M_u = \frac{1 634,33 \text{ kg/m} * (4,15\text{m})^2}{16} = 1 759.20 \text{ kg} - \text{m}$$

Calculando el  $\rho_{\text{bal}}$

Con:

$$f_y = 2 810 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{\text{bal}} = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6 090}{(f_y + 6 090)}$$

$$\rho_{\text{bal}} = 0,85 * 0,85 * \frac{210}{2 810} * \frac{6 090}{(2 810 + 6 090)} = 0,03695$$

$$\rho_{\max} = 0,50 * \rho_{\max} \text{ (zona sismica)}$$

$$\rho_{\max} = 0,50 * 0,00395 = 0,01847$$

$$A_{S_{\min}} = \frac{14,1}{2 * 2810} * b * d$$

$$A_{S_{\min}} = \frac{14,1}{2 * 2810} * 20 * 31 = 3,11 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\max}} = \rho_{\max} * b * d$$

$$A_{S_{\max}} = 0,01847 * 20 * 31 = 11,45 \text{ cm}^2$$

acero que resiste momento calculado (momento positivo)

$$\frac{A_s^2 * f_y^2}{1,7 * f'_c * b} - A_s * f_y * d + \frac{M_u}{\phi} = 0$$

$$\frac{A_s^2 * (2810 \text{ kg/cm}^2)^2}{1,7 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 20} - (A_s * 2810 \text{ kg/cm}^2 * 31 \text{ cm}) + \frac{201 \ 052 \text{ kg} - \text{cm}}{0,90} = 0$$

$$A_{S_{\text{cal}}} = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\text{cal}}} < A_{S_{\min}}$$

$$2,65 < 3,11$$

entonces se utilizará el acero mínimo.

Acero que resiste momento calculado (momento negativo)

$$\frac{As^2 * fy^2}{1,7 * f'c * b} - As * fy * d + \frac{Mu}{\phi} = 0$$

$$\frac{As^2 * (2810 \text{ kg/cm}^2)^2}{1,7 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 20} - (As * 2810 \text{ kg/cm}^2 * 31\text{cm}) + \frac{175\ 920 \text{ kg} - \text{cm}}{0,90} = 0$$

$$As_{cal} = 2,31 \text{ cm}^2$$

$$As_{cal} < As_{min}$$

$$2,31 < 3,11$$

entonces se utilizará el acero mínimo.

Resumen:

$$As_{min} = 3,11 \text{ cm}^2$$

$$As_{max} = 11,45 \text{ cm}^2$$

$$As_{cal}(+) = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$As_{cal}(-) = 2,31 \text{ cm}^2$$

Propuesta de armado

cama superior: 2 varillas corridas No. 5 (3,18 cm<sup>2</sup>)

cama inferior: 2 varillas corridas No. 5 (3,18 cm<sup>2</sup>)

refuerzo transversal: acero No. 2 @ 0,15 m.

Vigas perimetrales (armado). Son aquellas que están apoyadas en toda su longitud sobre el muro; los esfuerzos a que estén sometidas son mayoritariamente de comprensión, por lo tanto, no requieren un análisis detallado. Para las dimensiones de estas vigas, se consideran tanto la facilidad

de armado, como las especificaciones sobre refuerzos. (ver detalle en los planos del apéndice).

#### **2.1.8.4.3. Diseño estructural del muro del tanque**

Para el diseño del tanque por ser de tipo superficial, normalmente el caso crítico se da cuando el mismo está lleno de agua hasta el punto de rebalse, pero para mayor seguridad se asumirá hasta estar llena a la altura de la parte inferior de la losa, ya que por algún descuido el rebalse puede ser obstruido.

Para el cálculo se utilizan los siguientes datos:

- Peso específico del agua ( $W_{\text{agua}}$ ) = 1,0 ton/m<sup>3</sup>
- Peso específico del concreto ciclópeo ( $W_{\text{concretociclopeo}}$ ) = 2,60 ton/m<sup>3</sup>
- Peso específico del concreto armado ( $W_{\text{concreto armado}}$ ) = 2,40 ton/m<sup>3</sup>
- Peso específico del suelo ( $W_{\text{suelo}}$ ) = 1,6 ton/m<sup>3</sup> (asumido)
- Valor soporte del suelo ( $V_s$ ) (asumido) = 15 ton/m<sup>2</sup>(asumido)
- Ángulo de fricción interna ( $F_i$ ): 30° (asumido)

Empuje del agua ( $F_{\text{agua}}$ ) viene dado por:

$F_{\text{agua}} = W_{\text{agua}} * \text{área del triángulo de presiones}/2$

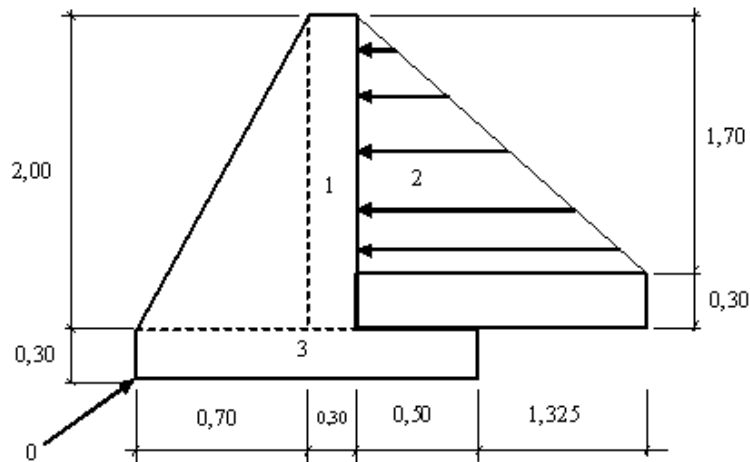
$F_{\text{agua}} = (1,0 \text{ ton/m}^3 * (1/2 * 1,825 * 1,7 \text{ m.}))/2 = 0,78 \text{ ton.}$

El momento de empuje que causa el agua ( $M_{\text{agua}}$ ) respecto al punto "0" viene dado por:

$M_{\text{agua}} = F_{\text{agua}} * H_m/3$

$$\text{Magua} = 0,78 \text{ ton} * ((1,70/3\text{mts})+0,60) = 0,91 \text{ ton-m}$$

Figura 5. Geometría y diagrama de presiones del muro



Fuente: elaboración propia.

Tabla II. Tabla de cálculo del momento que se produce en el punto 0

Figura	$W = Pe(\text{ton}) * \text{Área (m)}$	Brazo (m)	Momento (ton-metro)
1	$2,6 * (0,3 * 2) = 1,56$	$0,70 + 1/2(0,30) = 0,85$	+ 1,33
2	$2,6 * (1/2 * 0,7 * 2) = 1,82$	$2/3 (0,70) = 0,47$	+ 0,86
3	$2,6 * (0,3 * 1,50) = 1,17$	$1,50 / 2 = 0,75$	+ 0,88
	$W_r = 4,55$		$M_r = + 3,07$

Fuente: elaboración propia.

El símbolo positivo indica que existe un momento mayor que ejerce el muro sobre el momento que causa la fuerza del agua.

Carga de losa y vigas sobre el muro;

Carga muerta (CM):

$$\text{Peso propio de la losa: } 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,10\text{m} = 240 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Sobre carga} = 60 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CM} = 240 \text{ kg/m}^2 + 60 \text{ kg/m}^2 = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CV} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CU} = 1,4\text{CM} + 1,7\text{CV} = 1,4(300 \text{ kg/m}^2) + 1,7(100 \text{ kg/m}^2) = 590 \text{ kg/m}^2$$

Área tributaria;

$$\text{At} = (4,15\text{m} * 1,4\text{m}) / 2 = 3,81 \text{ m}^2$$

peso sobre el muro = peso área tributaria de losa + peso propio de viga

$$\text{Ws/m} = (590 * 3,81) + (2\,400 * 0,15 * 0,20 * 4,15)(1,4) = 2\,666,22 \text{ kg/m}$$

$$\text{Ws/m} = 2,67 \text{ ton/m}$$

considerando W como carga puntual (PC )

$$\text{PC} = 2,67 \text{ ton/m} * 1,0 \text{ m} = 2,67 \text{ ton.}$$

momento que ejerce la carga puntual (MC )

$$\text{MC} = 2,67 \text{ ton} * [(0,30 / 2) + 0,70] \text{ m} = 2,27 \text{ ton-m}$$

peso total del muro (Wt)

$$\text{Wt} = \text{Ws/m} + \text{Wr} = 2,67 + 4,55 = 7,22 \text{ ton/m}$$

Chequeos:

- Estabilidad contra volteo ( $F_{sv}$ ) > 1,5

Como puede verse en la tabla de cálculo de momento, el momento que produce el peso propio del muro es mayor y contrario al producido por el agua concluyéndose que los muros soportan la fuera del agua hasta una altura de 1,70 metros. Sin embargo la carga concentrada (peso de losa mas el peso de la viga) ejerce un momento extra que ayuda aún más a que los muros no cedan al empuje del agua, lo cual se describe a continuación con el siguiente Chequeo.

$$F_{sv} = (M_r + M_C) / M_{agua} = (3,07 + 2,27) / 0,91 = 5,87 > 1,50$$

la estructura resiste claramente el volteo.

- Estabilidad contra deslizamiento ( $F_{sd}$ ) > 1,5

$$F_{sd} = (W_T * 0,9 * \tan(\phi)) / F_{agua}$$

$$(7,22) * 0,9 * \tan(30) = 3,75$$

$$F_{sd} = (W_T * 0,9 * \tan(\phi)) / F_{agua} = 3,75 / 0,78 = 4,80 > 1,50$$

la estructura no se desliza

- Presión máxima bajo la base del muro  $P_{max} < V_s$

La distancia “a” a partir del punto donde actúan las cargas verticales viene dado por:

$$a = (Mr + MC - Magua) / WT = (3,07 + 2,27 - 0,91) / 7,22$$

$$a = 0.61 \text{ m}$$

donde la excentricidad (ex) = (1/2 \* base) – a

$$ex = (1/2 * 1,50) - 0,61 = 0,14 \text{ m}$$

módulo de sección por metro lineal (Sx):

$$Sx = 1/6 * (\text{base})^2 * \text{longitud} = 1/6 * (1,50 \text{ m})^2 * 1,0 \text{ m} = 0,38 \text{ m}^3$$

Presión máxima Pmax.

$$Pmax = (WT / A) + [(WT * ex) / Sx]$$

$$Pmax = (7,22 / 1,50 * 1) + [(7,22 * 0,14) / 0,38]$$

$$Pmax = 7,47 \text{ t/m}^2 < 15 \text{ t/m}^2$$

$$Pmin = (WT / A) - [(WT * ex) / Sx]$$

$$Pmin = (7,22 / 1,50 * 1,0) - [(7,22 * 0,14) / 0,38]$$

$$Pmin = 2,15 \text{ t/m}^2 > 0 \text{ t/m}^2$$

La presión máxima actuante ( 7,47 ton/m<sup>3</sup> ), es menor que la capacidad soporte del suelo ( 15 ton/m<sup>2</sup> ), entonces los tanques estarán bien soportados, es decir, no experimentarán asentamiento.



### **2.1.9. Obras de arte**

Son elementos cuya finalidad es mejorar el transporte del agua captada hasta el punto donde se desea depositar, se pueden emplear tanto en la conducción como en la distribución.

#### **2.1.9.1. Cajas rompe-presión**

Es necesario construir una caja rompe-presión de concreto reforzado. Esta caja rompe-presión se construirá en la estación E – 129 de la red de distribución.

#### **2.1.9.2. Válvulas**

Las válvulas son dispositivos de control con las cuales se puede iniciar, detener o regular la circulación del fluido.

##### **2.1.9.2.1. Válvulas de limpieza**

Son aquellas que se usan para extraer todos los sedimentos que se pueden acumular en los puntos bajos de las tuberías; se deben colocar única y exclusivamente en la línea de conducción, ya que en la red de distribución, los grifos realizan esta función.

Estas válvulas se componen básicamente por una tee a la cual se conecta lateralmente un niple (tubería menor de 6 m), además de una válvula de compuerta que se puede abrir para que, por medio del agua, se expulsen de la tubería los sólidos acumulados. Éstas están colocadas en estaciones a lo largo del trayecto según se indica en los planos.

#### **2.1.9.2.2. Válvulas de aire**

Las líneas por gravedad, tienen tendencias a acumular aire en los puntos altos. Cuando se tienen presiones altas, el aire tiende a disolverse y continúa en la tubería hasta que es expulsado, pero en los puntos altos de relativa baja presión, el aire no se disuelve, creando bolsas que reducen el área útil de la tubería.

La acumulación de aire en los puntos altos provoca una reducción del área de flujo del agua y consecuentemente se produce un aumento de las pérdidas y una disminución del caudal. A fin de prevenir este fenómeno debe utilizarse válvulas que ubicadas en todos los puntos altos permitirán la expulsión de aire y la circulación del caudal deseado. Éstas están colocadas estaciones a lo largo de la línea de conducción según se indica en planos.

#### **2.1.10. Calidad de agua y sus normas**

El agua potable debe llenar ciertas condiciones, tales como:

- Incolora en pequeñas cantidades o ligeramente azulada en grandes masas.
- Inodora, insípida y fresca.
- Aireada, sin sustancias en disolución y sobre todo sin materia orgánica.
- Libre de microorganismos que puedan ocasionar enfermedades.

Para el análisis del agua es indispensable realizar los siguientes exámenes.

### **2.1.10.1. Análisis bacteriológico**

El examen bacteriológico se hace con el fin de establecer la probabilidad de contaminación del agua con organismos patógenos que pueden transmitir enfermedades. Este examen se apoya en métodos estadísticos, que determinan el número más probable de bacterias presentes.

Según los resultados de los exámenes de calidad de agua, que se realizaron en el área de salud de la cabecera municipal de Chiquimula (se realizó en este departamento debido a que el área de salud de Zacapa no cuenta con equipo para realizar pruebas de calidad de agua), desde el punto de vista bacteriológico, el agua es apta para el consumo humano, pero para su mayor confiabilidad, se hace necesario implementar una desinfección a base de cloro, para aprovechar los efectos residuales. Con esto, se logrará una mayor seguridad, pues se disminuirán los riesgos de contaminación debidos a una inadecuada manipulación del agua.

### **2.1.10.2. Análisis físico químico**

Debido a la falta de instrumentos de medición en el Centro de Salud de la cabecera municipal de Zacapa, este análisis no se pudo realizar.

### **2.1.10.3. Desinfección**

La desinfección del agua para consumo humano tiene por finalidad la eliminación de los microorganismos patógenos presentes en el agua.

#### **2.1.10.4. Medios de desinfección**

El tratamiento mínimo que debe dársele al agua con el fin de entregarla libre de organismos patógenos, es la desinfección, la que puede obtenerse por medio de cualquiera de los procedimientos siguientes;

Desinfección por rayos ultravioleta; se hace pasar el agua, en capas delgadas, debajo de lámparas ultravioleta. Para que la desinfección sea efectiva, el agua debe ser de muy baja turbiedad, lo cual limita su aplicación y adicionalmente no se obtiene una desinfección posterior.

Desinfección por medio de ozono; el empleo del ozono, como desinfectante, es un sistema muy efectivo y de uso generalizado en Europa. El sistema de ozonificación consiste básicamente en una elevación de voltaje que, al producir chispas y entrar estas en contacto con el oxígeno, produce el ozono.

Desinfección por medio de cloro (cloración) este procedimiento es bastante efectivo y es de uso generalizado en Estados Unidos y en América Latina. Además, es un sistema de desinfección más económico que los dos métodos anteriores, para que el cloro actúe efectivamente, se debe dejar un tiempo de contacto del cloro con el agua, preferentemente de 15 a 20 minutos.

En la práctica, el método más confiable y exitoso para evitar la reaparición de bacterias en las tuberías, y más usado en el medio guatemalteco es la cloración.

Se utilizará un alimentador automático de tricloro instalado en serie con la tubería de conducción, a la entrada del tanque de distribución.

La cantidad de litros que se tratarán a través del sistema será el caudal de conducción durante un día, este caudal es de 2,69 l/s

Las tabletas de tricloro son una forma de presentación del cloro: pastillas de 200gramos de peso, 3 pulgadas de diámetro, por 1 pulgada de espesor, con una solución de cloro al 90% y 10% de estabilizador. La velocidad a la que se disuelve en agua en reposo es de 15 gramos en 24 horas. Para determinar la cantidad de tabletas necesarias para clorar el caudal se obtiene mediante la fórmula:

$$G = \frac{C * M * D}{\%CL}$$

- G = gramos de tricloro
- C = miligramos por litro deseados
- M = litros de agua a tratarse por día
- D = número de días
- %CL = concentración de cloro

Para los miligramos por litros deseados se utilizó un valor del 0.1% por lo que se obtiene:

$$G = \frac{0,001 * 232\ 416 * 30}{0,9}$$

$$G = 7\ 747,20$$

Lo cual significa que se necesitan 39 tabletas mensuales. Estas serán colocadas por el encargado de mantenimiento de forma gradual en el

alimentador, cuidando de su limpieza una vez al mes. El gasto de operación del sistema de desinfección será tomado en cuenta para la propuesta de tarifa.

### **2.1.11. Administración, operación y mantenimiento**

Esta etapa es de suma importancia, y debe considerarse prioritaria, ya que ningún sistema de agua potable puede funcionar por sí mismo, ni funcionar de manera adecuada, si se opera de manera inadecuada; por otra parte su mantenimiento es indispensable. Por tal razón se pretende que exista un comité dentro de la aldea que sea capaz de resolver de manera inmediata la mayoría de los problemas técnicos, operativos y administrativos, que se presenten durante el servicio del sistema de agua potable.

#### **2.1.11.1. Administración**

El comité de vecinos de la aldea San Pablo debidamente organizado, es el encargado de velar por el uso adecuado del sistema y de racionar equitativamente el suministro, encaso de emergencia. Así mismo debe dirigir al encargado del mantenimiento preventivo y correctivo del sistema e implementar los mecanismos de seguridad adecuados, que estén a su alcance para evitar actos de vandalismo contra el sistema y perjuicio de los usuarios.

Puesto que el comité tiene a su bien la administración del sistema, debe efectuar el cobro de la tarifa previamente determinada, en la fecha estipulada; dicha tarifa incluye ingresos para cubrir gastos administrativo, reparaciones, cambios y mejoras en el sistema. Además, tiene a su cargo llevar el registro de cuantos usuarios están conectados al sistema y otorgar nuevos derechos de conexión, sin exceder la capacidad del sistema, para ello debe elaborarse un

reglamento interno de la comunidad, esta actividad se recomienda que sea supervisada por la comunidad.

Para que la administración sea funcional, la los vecinos de la aldea San Pablo tienen que estar en completo acuerdo con los diferentes elementos que intervienen o que componen a la misma. La tarifa y los reglamentos sobre el uso del agua deben determinarse o avalarse en una asamblea comunitaria.

#### **2.1.11.2. Operación y mantenimiento**

El encargado del funcionamiento debe ser preferiblemente un fontanero asalariado, que realizara inspecciones periódicas a todos los componentes físicos del sistema para garantizar su adecuado funcionamiento.

Entre las actividades más comunes del fontanero están: detectar posibles fugas, cuando se registra continuamente insuficiente; efectuar reparaciones necesarias; alimentación y limpieza del sistema de desinfección; mantener limpia las unidades y limpias de maleza y velar por el buen funcionamiento de todas las obras complementarias. Si no se cuenta con un fontanero, entonces, el comité de vecinos es el encargado de realizar dichas actividades.

Es importante enfatizar que ningún sistema de agua funciona adecuadamente sin la supervisión del elemento humano; de lo contrario, el sistema tarde o temprano colapsara y dejara de prestar el servicio.

#### **2.1.11.3. Propuesta de tarifa**

Para que un proyecto se mantenga en óptimas condiciones, que funcione adecuadamente y pueda cumplir con su cometido se requiere de un fondo de operación y mantenimiento. Esto implica la necesidad de contar con recursos

suficientes para operar el sistema, creando una tarifa que cada vivienda deberá cancelar mensualmente.

Costo de operación (O); Representa el pago mensual al fontanero por revisión de tubería, conexiones domiciliarias, mantenimiento y operación de los sistemas de desinfección. Se asignara un salario mensual al fontanero de Q. 1 200,00.

Costo de mantenimiento (M); Este costo se utilizará para la compra de materiales del proyecto cuando sea necesario mejorar o sustituir los que estén instalados. Se estima como el 4 por millar del costo total del proyecto presupuestado para el período de diseño.

$$M = \frac{0,004 * \text{costo proyecto}}{22} = \frac{0,004 * Q. 1\ 505\ 071,45}{22} = Q. 273,65 /\text{mes}$$

Costo de tratamiento (T); Este será el que se requiere para la compra y mantenimiento del método de desinfección, gasto mensual.

$$T = \text{Costo tableta en gramos} * \text{Número de tabletas a utilizar en un mes}$$
$$T = Q\ 10,00/\text{tableta} * 39 \text{ tabletas} = Q. 390,00 /\text{mes}$$

Costo de administración (A); Representa el fondo que servirá para gastos de papelería, sellos, viáticos, etc. Se estima un 15% de la suma de los anteriores.

$$A = 0,15 * (O + M + T) = 0,15 * (1\ 200,00 + 273,65 + 390,00) = Q. 262,10/\text{mes}$$

Costo de reserva (R); Cantidad de dinero dedicada a cualquier imprevisto que afecte al proyecto. Será del 12% de la suma de los costos de operación, mantenimiento y tratamiento.



$$R = 0,12 * (O + M + T) = 0,12 * (1\ 200,00 + 273,65 + 390,00) = Q. 223,65/\text{mes}$$

Cálculo de tarifa propuesta (TAR):

$$\text{TAR} = \frac{O + M + T + A + R}{\# \text{ viviendas}}$$

$$\text{TAR} = \frac{1\ 200,00 + 273,65 + 390,00 + 262,10 + 223,65}{134 \text{ viviendas}} = Q. 17,53/\text{mes}$$

Se propone una tarifa mínima de Q.20,00 por servicio mensual. Este es un valor accesible para la población, ya que las tarifas que la municipalidad propone oscilan entre Q.10,00 y Q.25,00 mensuales.

#### **2.1.12. Evaluación socio-económica**

En general los proyectos de sistema de abastecimiento de agua potable tienen una gran orientación social, entonces en el análisis de su evaluación se enfoca en este mismo sentido, deben considerarse entonces los efectos indirectos y valorización social en el aspecto de beneficio y costo que inciden en la instalación y manejo del proyecto. La evaluación económica ofrece un indicador indispensable para determinar la factibilidad del proyecto.

La evaluación de proyectos por medio de métodos matemáticos y financieros, es una herramienta que da a conocer la rentabilidad que generarán los mismos. Para ello se utilizaran los métodos del valor presente neto y la tasa interna de retorno, que se describen a continuación.

### **2.1.12.1. Valor presente neto**

Al investigar diferentes situaciones económicas, se observa que el tiempo es un factor continuo indispensable. Las escalas de tiempo son frecuentemente necesarias para visualizar, el flujo previsto de efectivo resultante de una inversión propuesta. Así las cantidades que se indiquen sobre la escala de tiempo se consideran como desembolso o ingresos. Es decir, que el valor del dinero cambia conforme el tiempo, debido a diferentes factores tales como inflación, mercado, etc.

Dicho valor se utiliza para comparar alternativas de inversión. Consiste en transformar la inversión inicial, los ingresos y egresos anuales, así como valores futuros de rescate de un proyecto a un valor presente, a manera de determinar si este es rentable al término del periodo de funcionamiento; para el presente proyecto se determina el VPN con una tasa de interés igual a la tasa de rendimiento mínima atractiva, que en el mercado actual es de 12%.

El valor presente neto negativo del proyecto es de Q. 1 505 071,45 (un millón quinientos cinco mil setenta y uno quetzales con cuarenta y cinco centavos). Este costo será de inversión social por parte de la municipalidad. No se recupera la inversión, sino que se beneficia a la población en servicios básicos, por lo cual no se está estipulando ningún ingreso ni rentabilidad del proyecto.

### **2.1.12.2. Tasa interna de retorno**

Esta, es utilizada para evaluar el rendimiento de una inversión. Debido a que el presente proyecto es de carácter social, es imposible obtener una tasa interna de retorno TIR atractiva; por lo que el análisis socioeconómico que se

realiza a nivel municipal para este tipo de inversión, es de costo/beneficio, estese determina de la siguiente manera

costo = inversión inicial

costo = Q. 1 505 071,45

beneficio = No. de habitantes beneficiados (a futuro)

$$\text{costo /beneficio} = \frac{\text{Q. 1 505 071,45}}{1 615 \text{ hab}} = \text{Q. 931,93/hab}$$

Las instituciones de inversión social, toman las decisiones con base al valor anteriormente obtenido y las disposiciones económicas que posean.

### **2.1.13. Elaboración de planos**

Los planos constructivos, están conformados por: planta de densidad de vivienda, planta y perfil de línea de conducción y red de distribución, detalles de tanque de captación, tanque de distribución, hipoclorador y conexión domiciliar.

### **2.1.14. Elaboración de presupuesto**

La integración del presupuesto fue realizado por medio de renglones unitarios los cuales incluyen: materiales de construcción, mano de obra, y costos indirectos: utilidades, administración, supervisión, imprevistos equivalentes al 40%.

Los precios de los materiales se cotizaron en la cabecera municipal de Zacapa, los salarios de mano de obra, se consideraron los que la municipalidad asigna para casos similares.

La tabla siguiente muestra el presupuesto, en un resumen general de renglones unitarios.

Tabla III. **Presupuesto general de sistema de abastecimiento de agua aldea San Pablo municipio de Zacapa, Zacapa**

No.	DESCRIPCIÓN	CANT.	UNID.	COSTO		SUMA DEL
				UNIT.	REGLÓN	
1	REPLANTEO TOPOGRÁFICO	8.75	KM	Q	823.84	Q 7,207.08
2	EXCAVACIÓN	1575.00	M3	Q	61.27	Q 96,497.10
3	RELLENO	1575.00	M3	Q	30.63	Q 48,240.68
4	CALIDAD DEL AGUA	1.00	U	Q	749.21	Q 749.21
5	CAPTACIÓN BROTE DEFINIDO	1.00	U	Q	12,153.56	Q 12,153.56
6	LÍNEA DE CONDUCCIÓN	6197.82				Q 589,101.28
	TUBERÍA PVC Ø 3" 160 PSI	2637.62	M	Q	116.35	
	TUBERÍA PVC Ø 2 1/2" 160 PSI	3560.20	M	Q	79.27	
7	RED DE DISTRIBUCIÓN	2388.67				Q 67,909.02
	TUBERÍA PVC Ø 2" 160 PSI	192.19	M	Q	55.46	
	TUBERÍA PVC Ø 1 1/2" 160 PSI	292.52	M	Q	41.48	
	TUBERÍA PVC Ø 1" 160 PSI	1492.23	M	Q	25.03	
	TUBERÍA PVC Ø 3/4" 250 PSI	380.83	M	Q	19.13	
	TUBERÍA PVC Ø 1/2" 315 PSI	30.90	M	Q	15.80	
8	VÁLVULA DE AIRE CON CAJA	10.00	U	Q	2,367.08	Q 23,670.80
9	VÁLVULA DE LIMPIEZA DE Ø 2" CON CAJA	10.00	U	Q	2,708.17	Q 27,081.66
10	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN DE 50 M3	1.00	U	Q	119,370.61	Q 119,370.61
11	CAJA ROMPEPRESIÓN CVÁLVULA FLOTE (Ø 3/4" - Ø 3/4")	1.00	U	Q	6,198.03	Q 6,198.03
12	SISTEMA DE DESINFECCIÓN	1.00	U	Q	4,140.16	Q 4,140.16
13	CONEXIONES PREDIALES CON CONTADOR	134.00	U	Q	1,762.24	Q 236,140.04
14	SUMIDEROS	134.00	U	Q	1,952.33	Q 261,612.22
15	TRANSPORTE	1.00	GLOBAL	Q	5,000.00	Q 5,000.00
	<b>COSTO TOTAL</b>					<b>Q 1,505,071.45</b>

Fuente: elaboración propia.

### **2.1.15. Evaluación de impacto ambiental**

Es el estudio correspondiente a las posibles consecuencias de un proyecto sobre la salud ambiental y la integridad de los recursos naturales, como lo son los ecosistemas enteros, ríos, lagunas, flora, fauna, etc. En este caso el proyecto no tendrá impacto ambiental negativo permanente, debido a que durante el proceso de construcción sufrirá un leve cambio la superficie, por la excavación y a su vez ocasionará polvo.

El impacto ambiental positivo será la conducción adecuada de agua entubada que protegerá a la misma de infecciones que el ambiente pueda ocasionarle hasta llegar al tanque de almacenamiento donde posteriormente recibirá un tratamiento más adecuado.

## **2.2. Diseño del sistema de alcantarillado sanitario para la aldea Tapatá, municipio de Zacapa, departamento de Zacapa**

El proyecto seleccionado para la aldea Tapatá se describe a continuación incluyendo todos los parámetros técnicos necesarios para su elaboración.

### **2.2.1. Descripción del proyecto**

Consiste en diseñar el sistema de alcantarillado sanitario, red principal y subramales con una longitud total de 800,75 metros, con base a especificaciones técnicas del INFOM, para un periodo de diseño de 20 años, este tendrá un tratamiento primario antes de la descarga final.

El sistema está integrado por 19 pozos de visita, la tubería es de PVC de 6" cumpliendo con la norma ASTM D-3034, la cantidad de usuarios integrados al sistema es de 108 actualmente.

## **2.2.2. Levantamiento topográfico**

Con el levantamiento topográfico se pretende obtener la representación grafica del lugar por medio de la planimetría y altimetría donde se propone llevar a cabo el proyecto de alcantarillado sanitario.

### **2.2.2.1. Planimetría**

Para este caso se aplicó el método de conservación de azimut, utilizando un teodolito Óptico J2-2, estatal de aluminio, brújula y plomadas metálicas.

### **2.2.2.2. Altimetría**

En este proyecto se aplicó el método de nivelación compuesta, el equipo que se utilizó es un nivel de precisión Sokkia, estatal de aluminio de 4 metros y nivel de mano.

## **2.2.3. Período de diseño**

El proyecto se elaboró con un periodo de diseño de 20 años.

## **2.2.4. Cálculo de población futura**

Las obras de alcantarillado no se diseñan para satisfacer solo una necesidad del momento actual sino que deben prever el crecimiento de la

población en un período de tiempo, en este caso de 20 años; siendo necesario estimar cual será la población futura al final de este período.

#### **2.2.4.1. Método geométrico**

La estimación futura de la población se realizó a través del método geométrico, el cual concuerda con la realidad, para ello se aplicó una tasa del 3,00% anual, dato proporcionado por el Centro de Salud del municipio de Zacapa.

$$P_f = P_o * (1 + r)^n$$

Donde;

$P_f$  = población futura

$P_o$  = población futura = 648 hab.

$r$  = tasa de crecimiento = 3%

$n$  = período de diseño = 20 años

$P_f = 648 * (1 + 0,03)^{20} = 1\ 170$  habitantes

#### **2.2.5. Descripción del sistema a utilizar**

El sistema únicamente transportará las aguas residuales, por lo que será un alcantarillado sanitario.

#### **2.2.6. Diseño del sistema**

El diseño de la red de alcantarillado sanitario se llevará a cabo considerando los parámetros de velocidad, caudal, tirante y pendiente del

terreno, se utilizará tubería PVC, norma ASTM D-3034, en la red principal y conexiones domiciliarias, los pozos de visita se construirán con ladrillo tayuyo.

### **2.2.7. Uso del agua**

El agua como parte fundamental de la vida cotidiana es utilizada para diferentes actividades dentro del hogar, esto depende del tipo de población así como de su nivel de vida, sus condiciones socio económicas, la calidad del servicio y el costo del mismo. Del total de agua consumida en una vivienda, aproximadamente entre un setenta a un noventa por ciento se descarga al drenaje, conocido como factor de retorno.

### **2.2.8. Determinación de caudales**

Con la población futura se determina la demanda de agua para el final del periodo de diseño, y en base a este dato se determina los caudales que integran el caudal de diseño.

#### **2.2.8.1. Factor de retorno (FR)**

Este factor se determina bajo el criterio del uso del agua de la población, en ningún caso retorna el cien por ciento al alcantarillado, debido a que hay actividades donde el agua se infiltra al suelo o se evapora.

Factor de retorno a utilizar = 0,85



### 2.2.8.2. Caudal domiciliar (Q<sub>dom</sub>)

Lo constituye el agua que ha sido utilizada para actividades como la limpieza de alimentos, el aseo personal, etc. Y que es conducida a la red de alcantarillado. Este tipo de caudal se relaciona directamente con la dotación de agua potable.

El caudal domiciliar se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{\text{dom}} = \frac{\text{Dotación} * \text{No. hab.} * \text{factor de retorno}}{86\ 400}$$

$$Q_{\text{dom}} = \frac{120 \text{ lt/hab} * 1\ 170 \text{ hab} * 0,85}{86\ 400} = 1,38 \text{ l/s}$$

### 2.2.8.3. Caudal comercial (Q<sub>com</sub>)

Es el agua que ha sido utilizada por comercios, hoteles, restaurantes, oficinas, etc.

$$Q_{\text{com}} = \frac{\text{Dotación} * \#\text{comercios}}{86\ 400}$$

$$Q_{\text{com}} = \frac{200 \text{ lt/com/día} * 5 \text{ comercios}}{86\ 400}$$

$$Q_{\text{com}} = 0,0115 \text{ l/s}$$

#### **2.2.8.4. Caudal de conexiones ilícitas (Q<sub>ci</sub>)**

Este se da porque las viviendas no cuentan con un sistema de alcantarillado pluvial, por lo que algunos pobladores conectan las aguas pluviales al sistema de alcantarillado sanitario.

Existen varios métodos para la estimación de este caudal siendo estos: el método racional, Asociación de Ingenieros Sanitarios de Colombia y las normas del INFOM. Debido a la poca información que cuenta la región se optó por utilizar el 25% del caudal domiciliario, como lo especifica la norma del INFOM dadas las características de la población.

$$Q_{ci} = 25\% * Q_{dom}$$

$$Q_{ci} = 25\% * 1,38 \text{ lt/seg} = 0,345 \text{ l/s}$$

#### **2.2.8.5. Caudal de infiltración (Q<sub>inf</sub>)**

El sistema se ubica sobre el nivel freático de la zona por lo que en el diseño se contempla lo estipulado por las normas del INFOM que presenta la siguiente fórmula:

$$Q_{inf} = 0,01 * \text{diámetro en pulgadas}$$

$$Q_{inf} = 0,01 * 6''$$

$$Q_{inf} = 0,06 \text{ l/s}$$

### 2.2.9. Factor de caudal medio (fqm)

Se obtiene de la relación entre el caudal medio ( $Q_{\text{medio}}$ ), y el número de habitantes futuros incluidos en el sistema. El caudal medio es la sumatoria de todos los caudales incluidos en el diseño.

Este factor debe estar dentro de 0,002 a 0,005 según INFOM de lo contrario debe aproximarse al más cercano.

$$Q_{\text{medio}} = Q_{\text{dom}} + Q_{\text{com}} + Q_{\text{ci}} + Q_{\text{inf}}$$

$$Q_{\text{medio}} = 1,38 + 0,0115 + 0,345 + 0,06 = 1,796 \text{ l/s}$$

$$fqm = \frac{Q_{\text{medio}}}{\text{No. hab.}}$$

$$fqm = \frac{1,796 \text{ l/s}}{1\ 170 \text{ hab}} = 0,00153$$

Como el factor se encuentra por debajo del rango permitido, se tomará el valor próximo el cual es 0,002, para efectos de diseño.

### 2.2.10. Velocidad de flujo

La velocidad se determina por la pendiente del terreno, el diámetro y tipo de tubería. Deberá ser mayor a 0,60 m/s como velocidad mínima de arrastre y evitar la sedimentación. Y menor de 3 m/s para evitar erosión y desgaste de tubería.

### 2.2.11. Tirante

Es la altura que tiene el flujo del agua dentro de la tubería, para que exista arrastre debe ser mayor al 10% del diámetro y menor que 75%, para que funcione como un canal abierto.

### 2.2.12. Factor de Harmond (FH)

Incrementa el caudal debido a la posibilidad que en determinado momento una gran cantidad de usuarios utilicen el sistema, lo cual congestionaría el flujo del agua. También es denominado factor instantáneo.

Es adimensional y se obtiene de la siguiente ecuación;

$$FH = \frac{18 + \sqrt{\frac{\text{No.habitantes}}{1\ 000}}}{4 + \sqrt{\frac{\text{No.habitantes}}{1\ 000}}}$$

$$FH = \frac{18 + \sqrt{\frac{900}{1\ 000}}}{4 + \sqrt{\frac{900}{1\ 000}}} = 3,829$$

### 2.2.13. Caudal de diseño (Q<sub>dis</sub>)

Se obtiene de multiplicar el factor de Harmond con el factor de caudal medio y el número de habitantes, expresado mediante la siguiente ecuación;

$$Q_{\text{dis}} = FH * f_{\text{qm}} * \text{hab}$$

$$Q_{\text{dis}} = 3,829 * 0,002 * 900\text{hab} = 6,8921/\text{s}$$

#### **2.2.14. Principio hidráulicos**

Son los principios científicos utilizados para el diseño de los diferentes componentes del sistema, para este proyecto fueron utilizados los descritos a continuación;

##### **2.2.14.1. Ecuación de Manning para flujo de canales**

Es una formula experimental para el cálculo de velocidad del flujo de canales. La ecuación de Manning se define de la siguiente manera:

$$V = \frac{0,03429 * D^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

de donde;

V = velocidad =m/s

D = diámetro de tubería = pulgadas

S = pendiente del Terreno

n = coeficiente de Rugosidad, depende del tipo de material de la tubería.

para este proyecto se utilizó n = 0,01por ser tubería PVC.

##### **2.2.14.2. Ecuación a sección llena**

Para encontrar los valores de velocidad y caudal de la tubería, cuando trabaje a sección llena, se utilizan las siguientes fórmulas:

- para la velocidad se utiliza la fórmula de Manning.

$$V = \frac{D^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

para el caudal;

$$Q = V * A$$

Q = caudal en m<sup>3</sup>/s

V = velocidad en m/s

A = área de tubería m<sup>2</sup>

### 2.2.14.3. Ecuación a sección parcialmente llena

Las ecuaciones que definen la velocidad y el caudal, cuando la tubería trabaja con una sección parcial son las siguientes;

$$a = \left(\frac{\theta^2}{4}\right) * \left[\left(\frac{\pi * \theta}{360}\right) * \sin \frac{\theta}{20}\right]$$

$$p = \frac{\pi * \theta^2}{360}$$

$$v = \left(\frac{1}{n}\right) * R^{2/3} * S^{1/2}$$

$$R = \left(\frac{D}{4}\right) * \left[1 - \left(360 * \sin \frac{\theta}{2\pi\theta}\right)\right]$$

$$V = \frac{0,03429 * \sqrt[3]{\theta^2} * \sqrt{S}}{n}$$

$$q = a * v$$

$$a = \left(\frac{D}{2}\right) * \left[1 - \cos\frac{D}{2}\right]$$

D = diámetro del tubo

d = tirante de la sección

v = velocidad a sección parcialmente llena

q = caudal a sección parcialmente llena

#### **2.2.14.4. Relaciones hidráulicas**

Relación (q/Q); relación que determina el porcentaje del caudal pasa con respecto al máximo posible,  $q_{\text{diseño}} < Q_{\text{seccion}} \text{ llena}$ .

Relación (v/V): relación entre la velocidad del flujo a sección parcial y la velocidad del flujo a sección llena. Para hallar este valor se utilizan las tablas de relaciones hidráulicas, según el valor de q/Q, una vez encontrada la relación de velocidades se puede determinar la velocidad parcial dentro de la tubería.

El valor de la velocidad parcial deberá estar dentro de 0,60 m/s a 3 m/s para tubería de PVC.

Relación d/D; relación entre la altura del flujo dentro de la tubería (tirante) y el diámetro de la tubería. Se determina a través de las tablas de relaciones hidráulicas, según el valor de q/Q.

La relación d/D debe estar comprendida dentro de  $0,10 \leq d/D \leq 0,75$

### **2.2.15. Secciones y pendientes**

La pendiente de la tubería deberá cumplir con las relaciones hidráulicas y parámetros de velocidad, partiendo de la pendiente del terreno, para evitar costos de excavación innecesarios.

### **2.2.16. Diámetro de tuberías**

Se debe elegir un diámetro que cumpla con las relaciones hidráulicas y la velocidad adecuada, El INFOM indica un diámetro de tubería mínimo de 6" para tubería de PVC, en el colector principal.

### **2.2.17. Cotas invert**

Es la cota o altura a la parte inferior de la tubería, se trabaja conjuntamente con la rasante del pozo de visita para determinar la profundidad del mismo. Esta se obtiene con la pendiente de la tubería y la distancia del tramo entre pozos, tomando las siguientes especificaciones:

- La cota invert de salida se coloca, como mínimo, tres centímetros por debajo de la invert de entrada.
- Cuando el diámetro de la tubería que entra al pozo es mayor que el diámetro de la tubería de salida, la invert de salida estará colocada por debajo una dimensión igual al diámetro de la tubería de entrada

### **2.2.18. Pozos de visita**

Se utilizan para limpiar e inspeccionar el funcionamiento de la red, se construyen de ladrillo tayuyo con tapadera y brocal de concreto reforzado,



tienen forma circular y un diámetro entre 60 y 80 cm, se colocan en los siguientes casos:

- Al inicio de cualquier tramo
- En intersecciones de tuberías
- En cambios de diámetro de tubería
- En cambios de dirección de tubería
- En tramos rectos a distancias no mayores a 100 metros
- En cambios de pendiente

### **2.2.19. Conexiones domiciliarias**

Se refiere a cada servicio que se presta a una comunidad, a base de elementos instalados fuera de la vivienda, pero dentro del predio o lote que la ocupa.

#### **2.2.19.1. Caja o candela**

Se utiliza para inspeccionar el funcionamiento del sistema y la limpieza del mismo, su función es recibir y enviar las aguas, provenientes de la vivienda, al colector general a través de la tubería secundaria. Se utiliza tubería de concreto de 12" colocada verticalmente con tapadera de concreto reforzado.

#### **2.2.19.2. Tubería secundaria**

Es la tubería que conecta la candela con la red del colector general, con el propósito de evacuar las aguas provenientes de la vivienda. Se utiliza tubería PVC de 4" con una pendiente mínima de 2%.



- Tipo de tubería PVC, norma ASTM D-3034
- Conexión domiciliar  $\Phi$  4", pendiente mínima 2 %
- Pozos de visita altura cono 1 m.
- Dotación de agua 120 l/hab/día
- Factor de retorno 0,85
- Densidad de habitantes vivienda 6 hab/vivienda
- Relación de velocidad  $0,60 \leq v \leq 3$
- Fqm 0,002

Se utilizará como ejemplo el tramo entre el PV-9 al PV-10

distancia 45,00 m.  
 número de viviendas 7 viviendas  
 viviendas acumuladas 78 viviendas  
 cota de terreno inicial 73,05  
 cota de terreno final 71,70

pendiente del terreno

$$P = \left( \frac{CT_{\text{inicial}} - CT_{\text{final}}}{\text{Distancia}} \right)$$

$$P = \left( \frac{73,05 - 71,70}{45,00} \right) * 100$$

$$P = 3\%$$

habitantes acumulados futuros;

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

$$P_f = 468(1 + 0,03)^{20}$$

$$P_f = 842$$

factor de Harmond;

$$FH = \frac{18 + \sqrt{\frac{842}{1000}}}{4 + \sqrt{\frac{842}{1000}}} = 3,846$$

$$FH = 3,846$$

caudal de diseño;

$$Q_{dis} = FH * fqm * hab$$

$$Q_{dis} = 3,846 * 0,002 * 842$$

$$Q_{dis} = 6,48$$

velocidad y caudal a sección llena: tubería PVC Ø 6" y pendiente 3%

$$V = \left[ \frac{0,03429 * D^{2/3} * S^{1/2}}{n} \right]$$

$$V = \left[ \frac{0,03429 * 6^{2/3} * 0,03^{1/2}}{0,01} \right]$$

$$V = 1,96 \text{ m/s}$$

$$Q = V * A$$

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

$$Q = 1,96 * \frac{\pi}{4} (6 * 0,0254)^2$$

$$Q = 35,75 \text{ lt/seg}$$

relaciones hidráulicas

$$\frac{q}{Q} = \frac{6,48}{35,75} = 0,18125$$

de tablas se obtienen las siguientes relaciones

$$\frac{v}{V} = 0,7588$$

$$\frac{d}{D} = 0,288$$

$$\frac{a}{A} = 0,2383$$

De la relación de velocidad se obtiene  $v = 0,7588 * 1,96 \text{ m/s} = 1,54 \text{ m/s}$ , cumple con las condiciones de velocidad y tirante, el cuadro resumen de diseño del proyecto se presenta en el apéndice 4.

### **2.2.23. Planteamiento de desfogue**

El Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN), establece que todo sistema de alcantarillado sanitario, debe poseer un tratamiento antes de la descarga final hacia un sistema hídrico natural.

Para este proyecto se propone un tratamiento primario, para luego, ser desfogadas a la quebrada denominada Tapatá.

#### **2.2.24. Propuesta de tratamiento**

El tratamiento de aguas residuales consiste en una serie de procesos físicos, químicos y biológicos que tienen como fin eliminar los contaminantes físicos, químicos y biológicos presentes en el agua efluente del uso humano.

##### **2.2.24.1. Fosa séptica**

Es una estructura de concreto reforzado o mampostería reforzada, la cual funciona como un depósito de las aguas provenientes del sistema de alcantarillado sanitario, en el que quedan retenidos los sólidos en suspensión orgánicos e inorgánicos sedimentables, mediante el proceso físico de sedimentación, al proporcionar un tiempo de permanencia adecuado (tiempo de retención).

Los sólidos suspendidos que llegan a la fosa son decantados, a través del proceso de sedimentación, separando la materia sedimentable, la cual entra en un proceso de digestión anaeróbica se decanta en la fosa.

Para el diseño de la fosa séptica, se considera un periodo de retención mínimo de 12 horas, una relación largo-ancho de 2/1 a 4/1, la dotación de lodos hacia la fosa es de 30 a 80 l/hab/año y la capacidad máxima para que sea funcional es de 60 viviendas.

Cálculo de volumen

Parámetros de diseño;

Período de retención	24 horas
Dotación	120 l/hab/día
Habitantes	360 habitantes (60 viviendas)
Lodos	30 l/hab/año
Período de limpieza	3 años

Caudal aportado;

$$Q = 120 * (0,85) * (360)$$

$$Q = 36\,720 \text{ l/día}$$

$$Q = 36,72 \text{ m}^3/\text{día}$$

Volumen de Lodos;

$$V_l = 360 \text{ hab} * 30 \text{ l/hab/año}$$

$$V_l = (10\,800 \text{ lt/año})/1000 \text{ lt}$$

$$V_l = (10,8 \text{ m}^3/\text{año}) * 3 \text{ años} = 32,4 \text{ m}^3$$

Volumen total

$$V = 36,72 \text{ m}^3 + 32,4\text{m}^3 = 69,00\text{m}^3$$

Volumen de fosa propuesto

$$V_f = 60 \text{ m}^3$$

Se construirán tres fosas iguales con las dimensiones efectivas siguientes:  
10 m. de largo por 4 m. de ancho por 1.50 m. de altura.

### 2.2.24.1.1. Diseño estructural de fosa séptica

Generalmente las fosas sépticas pueden estar totalmente enterradas, o semienterradas. En este caso el conjunto de fosas se diseñará con muros de gravedad de concreto ciclópeo y cubierta de concreto reforzado, la condición crítica es cuando esta se encuentra vacía debido al empuje del suelo. La estructura de cubierta se diseñará con una losa de concreto reforzada y con las siguientes dimensiones que se mostraran a continuación.

Diseño de la losa;

Las dimensiones de la losa se determinan siguiendo los pasos que a continuación se detallan:

$$A = 3,20$$

$$B = 4,15$$

cálculo de momentos en losas

relación (M), entre el lado menor (A), y el lado mayor "B"

$$M = A/B = 3,20 / 4,15 = 0,77 \sim 0,75$$

=>  $M = 0,75 > 0,5$  y consta de 4 apoyos => trabaja en dos sentidos.

espesor de la losa ( t )

$$t = P/180$$

P = perímetro.

$$T = 2 * ( A + B ) / 180 = 2 ( 3,20 \text{ m} + 4,15 \text{ m} ) / 180$$

$$T = 0,4 \approx t = 0,10 \text{ m}$$

carga muerta (Concreto)



$$\text{peso propio} = 2400 \text{ k/m}^3 * 0,10 \text{ m} = 240 \text{ Kg / m}^2$$

$$\text{sobre Carga} = 60 \text{ Kg / m}^2$$

$$\text{total carga muerta} = 300 \text{ Kg / m}^2$$

carga viva ( CV)

$$\text{carga viva para techo inaccesible} = 100,00 \text{ Kg / m}^2$$

$$\text{total carga viva} = 100,00 \text{ kg / m}^2$$

carga última ( CU)

$$CU = 1,40 * CM + 1,7 * CV$$

$$CU = 1,40 * 300 \text{ kg / m}^2 + 1,7 * 100 \text{ kg / m}^2$$

$$CU = 590 \text{ kg / m}^2$$

carga última muerta (CUM)

$$Cum = 1,40 * CM = 1,40 * 300$$

$$Cum = 420 \text{ kg / m}^2$$

carga última viva ( CUV)

$$Cuv = 1,7 * CV = 1,7 * 100 \text{ kg / m}^2$$

$$Cuv = 170 \text{ kg / m}^2$$

cálculo de momentos de losas 1 y 2

las losas No. 1 y No. 2 , son tipificadas como el caso 6 de método 3 de ACI.

coeficiente para los momentos negativos. ( C (-))

$$M = 0,75$$

$$Ca (-) = 0,088$$

$$Cb (-) \text{ -----}$$

coeficiente para los momentos positivos ( CM (+))  
producidos por las cargas muertas.

$$M = 0,75$$

$$C_{am} (+) = 0,048$$

$$C_{bm} (+) = 0,012$$

coeficiente para los momentos positivos (Cv ( +))  
producidos por las cargas vivas.

$$M = 1,00$$

$$C_{av} (+) = 0,055$$

$$C_{bv} (+) = 0,016$$

momentos de las losas no. 1 y no.2

momento positivo en a ( Ma (+))

$$M_a (+) = C_{am} (+) * C_{um} * a^2 + C_{av} (+) * C_{uv} * a^2$$

$$M_a (+) = 0,048 * 420 \text{ kg} * (3,20)^2 + 0,055 * 170 \text{ kg /m}^2 * (3,20 \text{ m})^2$$

$$M_a (+) = 302,18 \text{ kg - m}$$

momento negativo en a ( Ma (-))

$$M_a (-) = C_a (-) * C_U * a^2$$

$$M_a (-) = 0,088 * 590 \text{ kg / m}^2 * (3,20 \text{ m})^2$$

$$M_a (-) = 531,66 \text{ kg - m}$$

momento positivo en b (Mb (+))

$$M_b (+) = C_{bm} (+) * C_{um} * b^2 + C_{bv} (+) * C_{uv} * b^2$$

$$M_b (+) = 0,012 * 420 \text{ kg/m}^2 (4,15 \text{ m})^2 + 0,016 * 170 \text{ kg /m}^2 * (4,15 \text{ m})^2$$

$$M_b (+) = 133,65 \text{ kg - M}$$

momento negativo en b ( Mb (-))

$M_b (-) = 0 \text{ kg} - \text{m}$  (no tiene factor)

como el momento negativo en B es igual a cero, por definición se le asigna un tercio del momento positivo.

$M_b (-) = \frac{1}{3} M_b (+) = \frac{1}{3} (133,65 \text{ kg} - \text{m})$

$M_b (-) = 44,55 \text{ kg} - \text{m}$

cálculo de momentos en losa intermedia.

La losa No. 2 (losa intermedia) es tipificada como el Caso5, del método 3 de ACI.

coeficiente para los momentos negativos, ( C (-))

$M = 0,75$

$C_a (-) = 0,085$

$C_b (-) = \text{-----}$

coeficiente para los momentos positivos ( Cm (+))

producidos por las cargas muertas.

$M = 0,75$

$C_{am} (+) = 0,033$

$C_{bm} (+) = 0,007$

coeficiente para los momentos positivos ( Cv (+))

producidos por las cargas vivas.

$M = 0,65$

$C_{av} (+) = 0,047$

$C_{bv} (+) = 0,013$

momentos de las losa no. 2 (Losa intermedia)

momento positivo en a ( Ma (+)).

$$Ma (+) = Cam (+) * Cum * a^2 + Cav (+) * Cuv * a^2$$

$$Ma (+) = 0,033 * 420 \text{ kg / m} * (3,20 \text{ m})^2 + 0,055 * 170 \text{ kg / m} * (3,20 \text{ m})^2$$

$$Ma (+) = 237,67 \text{ kg -m}$$

momento negativo en a ( Ma (-)).

$$Ma (-) = Ca (-) * CU * a^2$$

$$Ma (-) = 0,085 * 590 \text{ kg / m}^2 * (3,20 \text{ m})^2$$

$$Ma (-) = 513,54 \text{ kg -m}$$

momento positivo en b ( Mb (+)).

$$Mb (+) = Cbm (+) * Cum * b^2 + Cbv (+) * Cuv * b^2$$

$$Mb (+) = 0,007 * 420 \text{ kg / m} * (4,15 \text{ m})^2 + 0,013 * 170 \text{ kg / m}^2 * (4,15 \text{ m})^2$$

$$Mb (+) = 88,69 \text{ kg - m}$$

momento negativo en b (Mb (-)).

$$Mb (-) = 0 \text{ kg - m}$$

Como el momento negativo en B es igual a cero, por definición se le asigna un tercio del momento positivo.

$$Mb (-) = 1/3 * Mb (+) = 1/3 * 88,69 \text{ kg - m}$$

$$Mb (-) = 29,56 \text{ kg - m}$$

Momento balanceado (Mbal). Los momentos entre la losa inicial y la intermedia, son los mismos que la final y la intermedia, por lo tanto se procede calcular el 80% del momento mayor entre la losa inicial o final y la intermedia. Si este valor es más pequeño que el momento menor, entonces el momento balanceado será igual a un promedio de los dos momentos (mayor y menor).

De no ser así, el momento balanceado será proporcional a sus rigideces, entonces el procedimiento es el siguiente;

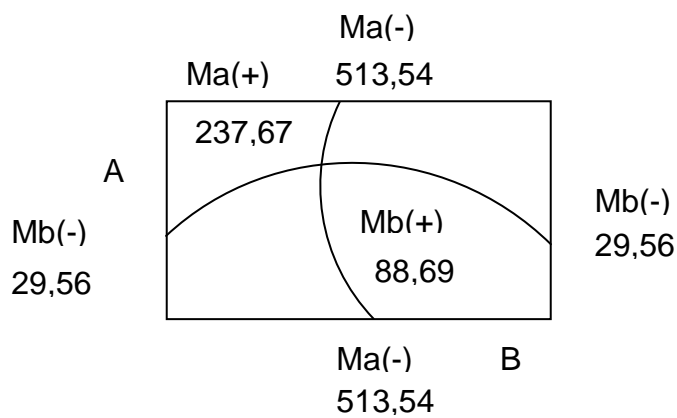
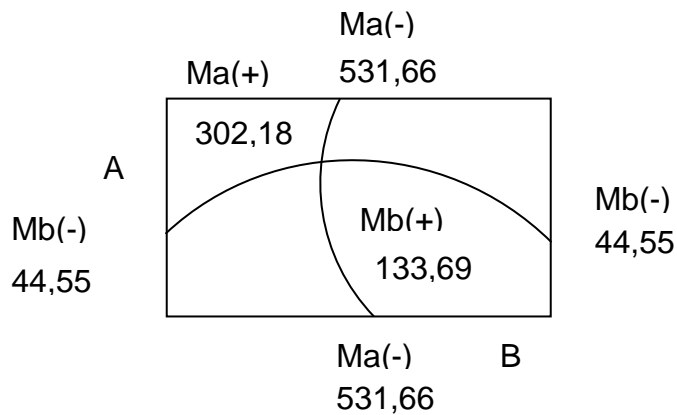
momento mayor (M1) = 531,66 kg – m

momento menor (M2) = 513,54 kg – m

$0.80 * M1 < M2 = 0.80 * 531,66 \text{ Kg} - \text{m} < 513,54$

Como  $425,33 \text{ kg} - \text{m} < 513,54$ : se cumple.

Figura 6. Diagrama de momentos en losas



Fuente: elaboración propia.

$$\text{Entonces } M_{bal} = (M_1 + M_2) / 2$$

$$M_{bal} = (531,66 + 513,54) / 2$$

$$M_{bal} = 522,60 \text{ kg} - \text{m}$$

cálculo de acero de refuerzo.

peralte efectivo de la losa (d)

$$d = T - \text{recubrimiento} - 1 \text{ diámetro No. 3}$$

$$d = 10 \text{ cm.} - 2,50 \text{ cm.} - 1 \text{ cm.}$$

$$d = 6,5 \text{ cm}$$

franja unitaria (b).

$$b = 100 \text{ cm} = 1 \text{ m}$$

acero mínimo (Asmin).

$$A_{smin} = (14,1/2 \cdot 810) \cdot b \cdot d$$

$$A_{smin} = (14,1/2 \cdot 810) \cdot 100 \text{ cm} \cdot 6,5 \text{ cm} = 3,26 \text{ cm}^2.$$

momento que resiste el acero mínimo (Mo)

$$M_o = F_i \cdot (A_s \cdot F_y \cdot (d - (A_s \cdot F_y) / (1,7 \cdot f'c \cdot b)))$$

$$M_o = 0,90 \cdot 3,26 \text{ cm.} \cdot 2 \cdot 810 \text{ kg} / \text{cm}^2 (6,5 \text{ cm} - (3,26 \cdot 2 \cdot 810 / (1,7 \cdot 210 \cdot 100)))$$

$$M_o = 51 \cdot 473,97 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

$$M_o = 514,74 \text{ kg} - \text{m}$$

Espaciamiento del acero mínimo (Es). Por regla de tres, se calcula el espaciado que requiere el acero mínimo (3,26 cm<sup>2</sup>) en una franja unitaria (fu).

será utilizado acero No.3, el proceso es el siguiente.

$$E_s = A_s \text{ No.3} \cdot F_u / A_{smin}$$

$$Es = 0.71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ Cm} / 3,26 \text{ cm}^2$$

$$Es = 21,78 \text{ cm}$$

El momento que resiste el acero mínimo, cubre los momentos del lado mayor (positivo, negativo) de las losas 1, 2 y 3.

propuesta de armado

el armado será; acero No. 3 a cada 20 cm. (Ver planos).

acero necesario para cubrir el momento negativo restante

área de acero para resistir Mu

$$As = \left[ b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{Mu * b}{0.003825 * f'c}} \right] \left( \frac{0.85 * f'c}{fy} \right)$$

espaciamiento del acero (Es).

$$Es = As \text{ No.3} * Fu / Asmin$$

momento negativo de losa (lado mayor).

$$Ma (-) = 522,60 \text{ kg} - \text{m}$$

$$Asmin = 3,31 \text{ cm}^2$$

$$Es = 0,71 * 100 / 3,31$$

$$Es = 21,45 \text{ cm}$$

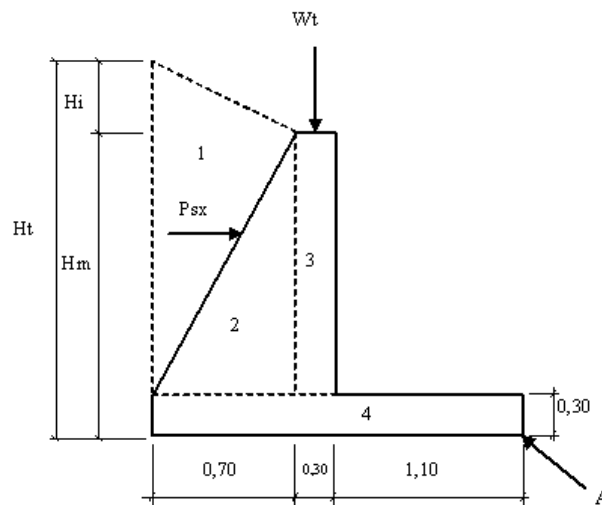
El armado será con acero No.3 con espaciamiento de 20 cm. En estas condiciones se garantiza que el acero resista el momento restante.

### 2.2.24.1.2. Diseño de los muros de la fosa séptica.

En los muros de los tanques a diseñar, se presentan varios casos, de los cuales solo presentarán las condiciones críticas.

Caso crítico = tanque vacío con empuje del suelo, con cargas de losa y vigas ver figura 7.

Figura 7. Geometría y diagrama de presiones del muro



Fuente: elaboración propia.

datos:

$H_m = 2,30$  m (altura del muro)

$B_m = 2,10$  m (base del muro)



$P_c = 2,60 \text{ ton/m}^3$  (Peso específico del concreto ciclópeo)

$W_s = 1,6 \text{ ton/m}^3$  (Peso específico del suelo)

$F_s = 15,00 \text{ ton/m}^2$  (valor soporte del suelo)

$\beta = 30^\circ$  (ángulo de inclinación del terreno)

$\mu = 0.5$  (coeficiente de fricción)

$B_c = 0,70 \text{ m}$  (distancia de bac)

$\phi = 32^\circ$  ángulo de fricción interna

$F_s = 1,50$  (factor de seguridad)

coeficiente de empuje activo del suelo ( $K_a$ )

$$k_a = \frac{(1 - \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)}$$

$$k_a = \frac{(1 - \sin 32)}{(1 + \sin 32)}$$

$$k_a = 0,307$$

altura adicional por inclinación ( $h_i$ ).

$$H_i = B_c * \tan \delta = 0,7 \text{ m} * \tan 30 = 0,69 \approx 0,40$$

altura total ( $H_t$ ).

$$H_t = H_m + H_i = 2,30 + 0,40 = 2,70 \text{ m}.$$

empuje del suelo ( $p_s$ ).

$$P_s = (W_s * H_t) / 2 * k_a = (1,60 \text{ ton/m}^3 * 2,70 \text{ m}) / 2 * 0.307$$

$$P_s = 0,66 \text{ ton/m}^2$$

empuje horizontal del suelo (  $P_{sx}$  )

$$P_{sx} = P_s * \cos(\beta) = 0,66 \text{ ton/m}^2 * \cos 30$$

$$P_{sx} = 0,57 \text{ ton/m}^2 * 1.00\text{m (franja unitaria)}$$

$$P_{sx} = 0,57 \text{ ton}$$

momento del empuje del suelo (  $M_s$  ) con respecto al punto "a".

$$M_s = P_{sx} * H_t * \frac{1}{3} = 0,57 \text{ ton} * 2,70\text{m} * \frac{1}{3} = 0,51 \text{ t - m}$$

$$M_s = 0,51 \text{ t - m}$$

Se divide geoméricamente la sección transversal del muro, se calcula el peso por unidad lineal en el sentido longitudinal y el momento total que produce el peso respecto de punto "a".

cálculo del momento que produce el peso propio del muro

Tabla V. **Tabla de cálculo del momento que se produce en el punto A**

Figura	$W = P_e(\text{ton}) * \text{Área (m)}$	Brazo (m)	Momento (ton-metro)
1	$1,6 * \frac{1}{2} * 2,00 * 0,70 = 1,12$	$\frac{2}{3} * 0,70 + 1,40 = 1,87$	-2,09
2	$2,6 * (\frac{1}{2} * 2 * 0,70) = 1,82$	$\frac{1}{3}(0,70) + 1,40 = 1,63$	+ 2,97
3	$2,6 * (2 * 0,30) = 1,56$	$\frac{1}{2} * 0,30 + 1,10 = 1,25$	+ 1,95
3	$2,6 * (2,10 * 0,30) = 1,17$	$2,10 / 2 = 1,05$	+ 1,23
	$W_r = 6,71$		$M_r = + 4,06$

Fuente: elaboración propia.

carga de losa y vigas sobre el muro

carga muerta (CM)

peso propio de la losa:  $2400 \text{ kg/m}^3 * 0,10\text{m} = 240 \text{ ton/m}^2$

sobre carga =  $60 \text{ kg/m}^2$

$CM = 240 \text{ kg/m}^2 + 60 \text{ kg/m}^2 = 300 \text{ kg/m}^2$

$CV = 100 \text{ kg/m}^2$

$CU = 1,4CM + 1,7CV = 1,4(300 \text{ kg/m}^2) + 1,7(100 \text{ kg/m}^2) = 590 \text{ kg/m}^2$

área tributaria;

$At = (4,15\text{m} * 1,4\text{m}) / 2 = 3,81 \text{ m}^2$

peso sobre el muro = peso área tributaria de losa + peso propio de viga

$Ws/m = (590 * 3,81) + (2400 * 0,15 * 0,20 * 4,15)(1,4) = 2666,22 \text{ kg/m}$

$Ws/m = 2,67 \text{ ton/m}$

considerando W como carga puntual (PC )

$PC = 2,67 \text{ ton/m} * 1,0 \text{ m} = 2,67 \text{ ton}$ .

momento que ejerce la carga puntual (MC )

$MC = 2,67 \text{ ton} * [(0,30 / 2) + 0,70] \text{ m} = 2,27 \text{ ton-m}$

peso total del muro (Wt)

$Wt = Ws/m + Wr = 2,67 + 4,55 = 7,22 \text{ ton/m}$

verificaciones

- Estabilidad contra el volteo ( $F_{sv}$ )

$$F_{sv} = \frac{M_r + M_c}{M_s}$$

$$F_{sv} = \frac{(4,06 + 2,27) \text{ ton} - \text{m}}{0,51 \text{ ton} - \text{m}} = 12,41$$

$$12,41 > 1,50 \rightarrow F_{sv} > F_s$$

la estructura resiste adecuadamente el volteo

- Estabilidad contra el deslizamiento ( $F_{sd}$ )

$$F_{ds} = \frac{F_r}{P_{sx}} \rightarrow F_{sd} = \frac{(M_u * W_t)}{P_{sx}} \rightarrow \frac{0,50 * 7,22 \text{ ton}}{0,57 \text{ ton}} = 6,33$$

$$6,33 > 1,50 \rightarrow F_{sd} > F_s$$

por lo tanto la estructura propuesta resiste el deslizamiento

- Presión en la base en el suelo

La distancia “ a “ a partir del punto “ c”, donde actúan las cargas verticales es;

$$a = \frac{M_r + M_c - M_s}{W_t}$$

$$a = \frac{(4,06 + 2,27 - 0,51) \text{ ton} - \text{m}}{7,22 \text{ ton}}$$

$$a = 0,81 \text{ m}$$

longitud en la base del muro (  $A_o$ ) donde actúa la presión “+”.

$$A_o = 3a = 3 * 0,81 \text{ m} \quad A_o. = 2,43\text{mts.}$$

Como la distancia total de la presión positiva (  $A_o$ ), es mayor que la base del muro( $B_m$ ), entonces debajo del muro No.  $A_o > B_m \Rightarrow 2,43 \text{ m} > 2,10 \text{ m}$  (no es necesario incrementar la base.

- Presión en el suelo

Excentricidad (ex)

$$ex = (B_m / 2) - a \quad ex = (2,10\text{m} / 2) - 0,81 \text{ m} \quad ex = 0,24 \text{ m}$$

módulo de sección por metro lineal(  $S_x$ )

$$S_x = 1/6 * B_m^2 * L$$

$$S_x = 1/6 * (2,10\text{m})^2 * 1,00 \text{ m}$$

$$S_x = 0,74 \text{ m}^3$$

presión máxima y mínima (  $P_{max}$ ) ( $P_{min}$ ).

$$P_{max} = (WT / B * L) + [(WT * ex) / S_x]$$

$$P_{max} = (7,22 / 2,10 * 1,0) + [(7,22 * 0,24) / 0,74]$$

$$P_{\max} = 5,78 \text{ t/m}^2 < 15 \text{ t/m}^2$$

$$P_{\min} = (WT / B * L) - [(WT * ex) / Sx]$$

$$P_{\min} = (7,22 / 2,10 * 1,0) - [(7,22 * 0,24) / 0,74]$$

$$P_{\min} = 1,10 \text{ t/m}^2 > 0 \text{ t/m}^2$$

La presión máxima actuante ( 5,78 ton/m<sup>3</sup> ), es menor que la capacidad soporte del suelo ( 15 ton/m<sup>2</sup> ), entonces los tanques estarán bien soportados, es decir, no experimentarán asentamiento.

### **2.2.25. Plan de operación y mantenimiento**

Es necesario que el comité del lugar seleccione personal adecuado para realizar la inspección del sistema de drenaje sanitario, ya que por el uso constante del mismo está en riesgo a deteriorarse, así como por obstrucciones en el flujo normal de los desechos, pueden ocasionar daños al sistema que ocasionen problemas en la circulación libre de los desechos.

La inspección será de tipo visual, se llevará a cabo a través de la colocación de una linterna dentro de la tubería en el pozo de visita, para luego ser observada al otro extremo, determinando si existe o no obstrucciones al sistema. Otra forma de realizar la inspección es verter una cierta cantidad de agua en la tubería, y observar la circulación del agua en la salida de la tubería, esperando que esta sea normal.

Los pozos de visita serán revisados periódicamente, ya que son parte fundamental del sistema y su conservación garantiza el funcionamiento

adecuado del mismo, por lo que deberán limpiarse de residuos y lodos acumulables que eviten la libre circulación de los desechos. También cada vecino será responsable por el mantenimiento de la candela correspondiente a su vivienda, ya que ésta deberá conservarse en buen estado para un funcionamiento correcto.

#### **2.2.26. Planos**

Los planos correspondientes al proyecto son planta general con densidad de vivienda, planta perfil de línea central y ramales, detalles de pozo de visita y conexión domiciliar, detalles de fosa séptica. Ver apéndice, sección de planos constructivos, sistema de alcantarillado sanitario.

#### **2.2.27. Presupuesto de obra**

La integración del presupuesto fue realizado por medio de renglones unitarios los cuales incluyen: materiales de construcción, mano de obra, y costos indirectos: utilidades, administración, supervisión, imprevistos equivalentes al 40%.

Tabla VI. **Presupuesto general de sistema de alcantarillado sanitario aldea Tapatá, municipio de Zacapa, Zacapa**

No.	DESCRIPCIÓN	CANT.	UNID.	COSTO	
				UNITARIO	TOTAL
1	REPLANTEO TOPOGRÁFICO	0.91	KILOMETRO	Q 835.44	Q 758.37
2	EXCAVACIÓN	960.00	M3	Q 60.46	Q 58,041.60
3	RELLENO	960.00	M3	Q 58.60	Q 56,256.00
4	RED DE ALCANTARILLADO	907.75	ML		Q 230,558.26
	TUBERÍA Ø 6" NORMA ASTM D-3034	907.75	METRO LINEAL	Q 253.99	
5	POZO DE VISITA H=1.20 metros	6.00	UNIDAD	Q 5,394.69	Q 32,368.11
6	POZO DE VISITA H=1.30 a 1.40 metros	9.00	UNIDAD	Q 6,631.19	Q 59,680.68
7	POZO DE VISITA H=1.50 a 1.80 metros	1.00	UNIDAD	Q 7,997.63	Q 7,997.63
8	POZO DE VISITA H=2.40 a 4.30 metros	3.00	UNIDAD	Q 16,427.26	Q 49,281.79
9	CONEXIONES DOMICILIARES	108.00	UNIDAD	Q 2,327.47	Q 251,366.22
10	FOSA SÉPTICA DE 60 M3	3.00	UNIDAD	Q 158,379.71	Q 475,139.13
11	CAJA DISTRIBUIDORA DE CAUDALES	1.00	UNIDAD	Q 9,174.56	Q 9,174.56
12	TRANSPORTE	1.00	GLOBAL	5,000.00	Q 5,000.00
				<b>TOTAL</b>	<b>Q 1,235,622.36</b>

Fuente: elaboración propia.

### 2.2.28. Evaluación socio-económica

El objetivo de esta evaluación es identificar el impacto de un proyecto sobre el bienestar socioeconómico del país.

#### 2.2.28.1. Valor presente neto

Se utiliza para evaluar alternativas mutuamente excluyentes, consiste en trasladar todo el flujo de efectivo a un presente y evaluar si se recupera la inversión o no, desde el punto de vista rentable.

El valor presente neto negativo del proyecto es de Q. 1 235 622,36 (un millón doscientos treinta y cinco mil seiscientos veintidós quetzales con treinta y



seis centavos). Este costo será de inversión social por parte de la municipalidad. No se recupera la inversión, sino que se beneficia a la población en servicios básicos, por lo cual no se está estipulando ningún ingreso ni rentabilidad del proyecto.

#### **2.2.28.2. Tasa interna de retorno**

Se conoce como tasa de rendimiento y es el interés donde la persona que va a invertir tiene un equilibrio entre el flujo de ingresos y egresos.

Se obtiene la tasa con la cual se reintegra todos los gastos realizados durante el proyecto. En este caso la tasa interna de retorno del proyecto es negativa, ya que el proyecto no es de utilidad económica y cumple con una función social para el desarrollo de la aldea Tapatá.

#### **2.2.29. Evaluación de impacto ambiental**

Es el estudio correspondiente a las posibles consecuencias de un proyecto sobre la salud ambiental y la integridad de los recursos naturales, como lo son los ecosistemas enteros, ríos, lagunas, flora, fauna, etc. En este caso el proyecto no tendrá impacto ambiental negativo permanente, debido a que durante el proceso de construcción sufrirá un leve cambio la superficie, por la excavación y a su vez ocasionará polvo.

El impacto ambiental positivo será la eliminación de desecho de aguas negras y con ello la eliminación de mosquitos y zancudos, que a su vez disminuye enfermedades que estos transmiten.

## CONCLUSIONES

1. La investigación preliminar realizada en campo es necesaria para determinar la necesidad de una obra de infraestructura, así como la factibilidad técnica de un proyecto, con base a este criterio, se determinó la realización de un sistema de abastecimiento de agua y un sistema de alcantarillado sanitario para las aldeas San Pablo y Tapatá respectivamente.
2. El diseño del sistema de abastecimiento de agua y alcantarillado sanitario para las aldeas San Pablo y Tapatá respectivamente, es producto de un diagnóstico de necesidades básicas halladas en cada comunidad por medio de un estudio que involucraba aspectos de población, vivienda, servicios existentes, recursos disponibles y otra serie de factores que determinaron el grado de necesidad de cada comunidad y la solución más adecuada a la misma.
3. Los proyectos de infraestructura, para que funcionen correctamente, necesitan de una adecuada operación y un mantenimiento constante, por lo que se procedió a capacitar a los representantes de cada comunidad, ya que ellos mismos serán los responsables de velar por la integridad del proyecto, se les apoyará con un documento de especificaciones de su respectivo proyecto, para que al momento que se ponga en funcionamiento el sistema tenga en consideración los procesos que ayudarán a mantener un buen servicio en sus comunidades.



## RECOMENDACIONES

1. Los COCODES de las aldeas San Pablo y Tapatá, deberán gestionar el financiamiento necesario para la ejecución de los proyectos de sistema de abastecimiento de agua y alcantarillado sanitario respectivamente y de esa manera hacerlos realidad en el menor tiempo posible, todo esto con el fin de mejorar la condición de vida de sus respectivas comunidades.
2. Velar por la operación y mantenimiento de los proyectos cuando se encuentren en funcionamiento para garantizar el período de diseño y vida útil de los materiales y esto de cómo resultado un buen servicio.
3. La Municipalidad de Zacapa debe realizar una supervisión técnica de los proyectos en la etapa de ejecución para que se cumplan con todas las especificaciones técnicas contenidas en la planificación, así como las contenidas en los planos respectivos de cada proyecto.
4. La Municipalidad de Zacapa debe proveer asistencia técnica y social a las comunidades para dar cumplimiento a los acuerdos de operación y mantenimiento de cada proyecto, con el fin de que cada proyecto cumpla con el objetivo por el cual fue diseñado.



## BIBLIOGRAFÍA

1. AGUILAR RUIZ, Pedro. *Apuntes sobre el curso de Ingeniería Sanitaria 1*. Trabajo de Graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala octubre de 2007. 169 p.
2. Comisión Guatemalteca de Normas (COGUANOR); Ministerio de Economía. *Norma COGUANOR NGO 29 001, Agua Potable Especificaciones*. Publicación en el Diario Oficial, Guatemala 18 de octubre de 1985. 14 p.
3. Instituto de Fomento Municipal; Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales. *Guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales*. Segunda Revisión. Guatemala: INFOM-UNEPAR 1997. 103 p.
4. \_\_\_\_\_.et al. *Manual de administración, operación y mantenimiento*. Guatemala: INFOM-UNEPAR, 2004. 73 p.
5. \_\_\_\_\_.*Modelo básico para proyectos de abastecimiento de agua potable, saneamiento básico, educación sanitaria y ambiental a nivel rural*. Guatemala: INFOM-UNEPAR, 2001. 55 p.
6. \_\_\_\_\_.*Normas generales para el diseño de alcantarillados*. Guatemala: INFOM, 2001. 12 p.



## **APÉNDICES**







## Apéndice 2. Memoria de diseño hidráulico sistema de abastecimiento

EST.	P.O.	DIST. MEDIDA (m)	DIST. ACUMU (m)	COTA (m)	LONGITUD DISEÑO (m)	DIAMETR O NOM. *	DIAMETRO INT. *	CLASE TUBERIA	PRESION TRABAJO	C	Q (l/s)	V (m/s)	HF (m)	PIEZOMETRICA (m)	DINAMICA (m)	ESTATICA (m)
<b>LÍNEA DE CODUCCIÓN</b>														<b>500.00</b>		
0	1	47.00	47.00	493.66	48.41	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.16	499.84	6.18	6.34
1	2	160.00	207.00	490.61	164.80	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.56	499.28	8.67	9.39
2	3	28.00	235.00	490.53	28.84	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.10	499.18	8.65	9.47
3	4	45.00	280.00	490.55	46.35	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.16	499.02	8.47	9.45
4	5	47.00	327.00	484.78	48.41	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.16	498.86	14.08	15.22
5	6	45.00	372.00	487.78	46.35	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.16	498.70	10.92	12.22
6	7	85.00	457.00	486.83	87.55	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.30	498.40	11.57	13.17
7	8	58.00	515.00	486.48	59.74	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.20	498.20	11.72	13.52
8	9	30.00	545.00	487.35	30.90	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.10	498.09	10.74	12.65
9	10	39.00	584.00	487.02	40.17	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.14	497.96	10.94	12.98
10	11	42.00	626.00	486.38	43.26	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.15	497.81	11.43	13.62
11	12	50.00	676.00	486.59	51.50	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.17	497.64	11.05	13.41
12	13	26.00	702.00	486.87	26.78	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.09	497.54	10.67	13.13
13	14	20.00	722.00	486.31	20.60	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.07	497.47	11.16	13.69
14	15	14.00	736.00	486.02	14.42	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.05	497.43	11.41	13.98
15	16	32.00	768.00	486.50	32.96	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.11	497.31	10.81	13.50
16	17	63.00	831.00	484.59	64.89	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.22	497.09	12.50	15.41
17	18	37.00	868.00	485.90	38.11	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.13	496.96	11.06	14.10
18	19	18.00	886.00	485.15	18.54	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.06	496.90	11.75	14.85
19	20	18.00	904.00	484.23	18.54	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.06	496.84	12.61	15.77
20	21	20.00	924.00	484.46	20.60	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.07	496.77	12.31	15.54
21	22	35.00	959.00	484.68	36.05	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.12	496.65	11.97	15.32
22	23	17.60	976.60	489.01	18.13	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.06	496.58	7.57	10.99
23	24	18.00	994.60	490.38	18.54	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.06	496.52	6.14	9.62
24	25	114.00	1108.60	485.39	117.42	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.40	496.12	10.73	14.61
25	26	56.00	1164.60	482.35	57.68	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.20	495.93	13.58	17.65
26	27	42.00	1206.60	481.01	43.26	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.15	495.78	14.77	18.99
27	28	33.00	1239.60	480.01	33.99	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.12	495.66	15.65	19.99
28	29	60.00	1299.60	479.96	61.80	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.21	495.45	15.49	20.04
29	30	70.00	1369.60	478.50	72.10	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.24	495.21	16.71	21.50
30	31	11.50	1381.10	479.14	11.85	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.04	495.17	16.03	20.86
31	32	21.00	1402.10	477.34	21.63	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.07	495.10	17.76	22.66
32	33	41.00	1443.10	478.56	42.23	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.14	494.95	16.39	21.44
33	34	11.00	1454.10	479.43	11.33	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.04	494.91	15.48	20.57
34	35	19.00	1473.10	478.55	19.57	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.07	494.85	16.30	21.45
35	36	29.00	1502.10	478.65	29.87	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.10	494.75	16.10	21.35
36	37	16.50	1518.60	479.77	17.00	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.06	494.69	14.92	20.23
37	38	20.00	1538.60	479.03	20.60	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.07	494.62	15.59	20.97
38	39	46.00	1584.60	478.66	47.38	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.16	494.46	15.80	21.34
39	40	48.00	1632.60	477.96	49.44	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.17	494.29	16.33	22.04
40	41	43.00	1675.60	479.16	44.29	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.15	494.14	14.98	20.84
41	42	30.00	1705.60	479.23	30.90	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.10	494.03	14.80	20.77
42	43	24.00	1729.60	480.01	24.72	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.08	493.95	13.94	19.99

Continuación apéndice 2.

EST.	P.O.	DIST. MEDIDA (m)	DIST. ACUMU. (m)	COTA (m)	LONGITUD DISEÑO (m)	DIAMETR O NOM. *	DIAMETRO INT. *	CLASE TUBERIA	PRESION TRABAJO	C	Q (l/s)	V (m/s)	HF (m)	PIEZOMETRICA (m)	DINAMICA (m)	ESTATICA (m)
<b>LÍNEA DE CODUCCIÓN</b>																
43	44	20.50	1750.10	472.41	21.12	3	3.230	PVC	160	150	2.69	0.51	0.07	493.88	21.47	27.59
44	45	30.30	1780.40	476.72	31.21	3	3.230	PVC	160	150	2.69	0.51	0.11	493.77	17.05	23.28
45	46	28.00	1808.40	476.91	28.84	3	3.230	PVC	160	150	2.69	0.51	0.10	493.67	16.76	23.09
46	47	25.50	1833.90	472.58	26.27	3	3.230	PVC	160	150	2.69	0.51	0.09	493.59	21.01	27.42
47	48	33.00	1866.90	474.23	33.99	3	3.230	PVC	160	150	2.69	0.51	0.12	493.47	19.24	25.77
48	49	18.00	1884.90	474.10	18.54	3	3.230	PVC	160	150	2.69	0.51	0.06	493.41	19.31	25.90
49	50	22.30	1907.20	474.88	22.97	3	3.230	PVC	160	150	2.69	0.51	0.08	493.33	18.45	25.12
50	51	21.20	1928.40	474.86	21.84	3	3.230	PVC	160	150	2.69	0.51	0.07	493.25	18.39	25.14
51	52	26.00	1954.40	474.88	26.78	3	3.230	PVC	160	150	2.69	0.51	0.09	493.16	18.28	25.12
52	53	38.00	1992.40	478.50	39.14	3	3.230	PVC	160	150	2.69	0.51	0.13	493.03	14.53	21.50
53	54	56.00	2048.40	478.01	57.68	3	3.230	PVC	160	150	2.69	0.51	0.20	492.84	14.83	21.99
54	55	35.60	2084.00	477.18	36.67	3	3.230	PVC	160	150	2.69	0.51	0.12	492.71	15.53	22.82
55	56	24.00	2108.00	476.57	24.72	3	3.230	PVC	160	150	2.69	0.51	0.08	492.63	16.06	23.43
56	57	13.00	2121.00	476.64	13.39	3	3.230	PVC	160	150	2.69	0.51	0.05	492.58	15.94	23.36
57	58	22.30	2143.30	476.11	22.97	3	3.230	PVC	160	150	2.69	0.51	0.08	492.50	16.39	23.89
58	59	28.00	2171.30	476.18	28.84	3	3.230	PVC	160	150	2.69	0.51	0.10	492.41	16.23	23.82
59	60	22.00	2193.30	474.23	22.66	3	3.230	PVC	160	150	2.69	0.51	0.08	492.33	18.10	25.77
60	61	26.00	2219.30	465.49	26.78	3	3.230	PVC	160	150	2.69	0.51	0.09	492.24	26.75	34.51
61	62	56.00	2275.30	454.94	57.68	3	3.230	PVC	160	150	2.69	0.51	0.20	492.04	37.10	45.06
62	63	19.00	2294.30	452.65	19.57	3	3.230	PVC	160	150	2.69	0.51	0.07	491.98	39.33	47.35
63	64	28.50	2322.80	448.47	29.36	3	3.230	PVC	160	150	2.69	0.51	0.10	491.88	43.41	51.53
64	65	100.00	2422.80	455.42	103.00	3	3.230	PVC	160	150	2.69	0.51	0.35	491.53	36.11	44.58
65	66	43.00	2465.80	461.93	44.29	3	3.230	PVC	160	150	2.69	0.51	0.15	491.38	29.45	38.07
66	67	28.00	2493.80	463.23	28.84	3	3.230	PVC	160	150	2.69	0.51	0.10	491.28	28.05	36.77
67	68	67.00	2560.80	471.72	69.01	3	3.230	PVC	160	150	2.69	0.51	0.23	491.04	19.32	28.28
68	69	13.00	2573.80	468.47	13.39	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.69	0.75	0.12	490.92	22.45	31.53
69	70	19.00	2592.80	453.18	19.57	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.69	0.75	0.17	490.75	37.57	46.82
70	71	49.00	2641.80	440.54	50.47	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.69	0.75	0.45	490.31	49.77	59.46
71	72	33.00	2674.80	440.85	33.99	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.69	0.75	0.30	490.01	49.16	59.15
72	73	25.00	2699.80	445.33	25.75	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.69	0.75	0.23	489.78	44.45	54.67
73	74	26.00	2725.80	448.88	26.78	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.69	0.75	0.24	489.54	40.66	51.12
74	75	19.00	2744.80	450.56	19.57	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.69	0.75	0.17	489.37	38.81	49.44
75	76	16.00	2760.80	450.18	16.48	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.69	0.75	0.15	489.23	39.05	49.82
76	77	18.00	2778.80	444.52	18.54	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.69	0.75	0.16	489.06	44.54	55.48
77	78	36.00	2814.80	451.77	37.08	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.69	0.75	0.33	488.73	36.96	48.23
78	79	14.00	2828.80	458.12	14.42	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.69	0.75	0.13	488.61	30.49	41.88
79	80	24.00	2852.80	459.62	24.72	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.69	0.75	0.22	488.39	28.77	40.38
80	81	65.00	2917.80	458.90	66.95	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.69	0.75	0.59	487.80	28.90	41.10
81	82	22.00	2939.80	457.09	22.66	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.69	0.75	0.20	487.60	30.51	42.91
82	83	23.00	2962.80	457.39	23.69	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.69	0.75	0.21	487.39	30.00	42.61
83	84	12.00	2974.80	455.35	12.36	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.69	0.75	0.11	487.28	31.93	44.65
84	85	55.00	3029.80	454.90	56.65	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.69	0.75	0.50	486.78	31.88	45.10
85	86	63.00	3092.80	456.50	64.89	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.69	0.75	0.57	486.21	29.71	43.50

Continuación apéndice 2.

EST.	P.O.	DIST. MEDIDA (m)	DIST. ACUMU (m)	COTA (m)	LONGITUD DISEÑO (m)	DIAMETR O NOM. *	DIAMETRO INT. *	CLASE TUBERIA	PRESION TRABAJO	C	Q (l/s)	V (m/s)	HF (m)	PIEZOMETRICA (m)	DINAMICA (m)	ESTATICA (m)
<b>LÍNEA DE CODUCCIÓN</b>																
43	44	20.50	1750.10	472.41	21.12	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.07	493.88	21.47	27.59
44	45	30.30	1780.40	476.72	31.21	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.11	493.77	17.05	23.28
45	46	28.00	1808.40	476.91	28.84	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.10	493.67	16.76	23.09
46	47	25.50	1833.90	472.58	26.27	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.09	493.59	21.01	27.42
47	48	33.00	1866.90	474.23	33.99	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.12	493.47	19.24	25.77
48	49	18.00	1884.90	474.10	18.54	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.06	493.41	19.31	25.90
49	50	22.30	1907.20	474.88	22.97	3	3.230	PVC	160	150	2.00	0.51	0.08	493.33	18.45	25.12
86	87	24.00	3116.80	455.83	24.72	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	0.22	485.99	30.16	44.17
87	88	45.00	3161.80	455.21	46.35	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	0.41	485.58	30.37	44.79
88	89	25.00	3186.80	454.12	25.75	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	0.23	485.35	31.23	45.88
89	90	29.00	3215.80	453.11	29.87	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	0.26	485.09	31.98	46.89
90	91	52.00	3267.80	451.81	53.56	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	0.47	484.62	32.81	48.19
91	92	33.00	3300.80	452.57	33.99	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	0.30	484.32	31.74	47.43
92	93	50.00	3350.80	445.50	51.50	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	0.45	483.86	38.36	54.50
93	94	28.00	3378.80	441.86	28.84	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	0.25	483.61	41.75	58.14
94	95	24.00	3402.80	441.45	24.72	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	0.22	483.39	41.94	58.55
95	96	32.00	3434.80	447.94	32.96	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	0.29	483.10	35.16	52.06
96	97	5.50	3440.30	446.22	5.67	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	0.05	483.05	36.83	53.78
97	98	4.00	3444.30	423.86	4.12	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	0.04	483.01	59.15	76.14
98	99	44.00	3488.30	420.26	45.32	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	0.40	482.61	62.35	79.74
99	100	14.00	3502.30	425.43	14.42	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	0.13	482.49	57.06	74.57
100	101	119.00	3621.30	426.46	122.57	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	1.08	481.41	54.95	73.54
101	102	492.00	4113.30	441.93	506.76	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	4.47	476.94	35.01	58.07
102	103	146.00	4259.30	436.85	150.38	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	1.33	475.61	38.76	63.15
103	104	25.00	4284.30	435.58	25.75	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	0.23	475.38	39.80	64.42
104	105	153.00	4437.30	428.22	157.59	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	1.39	473.99	45.77	71.78
105	106	21.00	4458.30	429.62	21.63	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	0.19	473.80	44.18	70.38
106	107	45.00	4503.30	426.87	46.35	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	0.41	473.39	46.52	73.13
107	108	32.00	4535.30	425.23	32.96	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	0.29	473.10	47.87	74.77
108	109	21.00	4556.30	424.30	21.63	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	0.19	472.91	48.61	75.70
109	110	99.00	4655.30	424.20	101.97	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	0.90	472.01	47.81	75.80
110	111	34.00	4689.30	423.19	35.02	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	0.31	471.70	48.51	76.81
111	112	52.00	4741.30	419.64	53.56	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	0.47	471.23	51.59	80.36
112	113	42.00	4783.30	419.13	43.26	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	0.38	470.85	51.72	80.87
113	114	145.00	4928.30	413.39	149.35	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	1.32	469.53	56.14	86.61
114	115	157.00	5085.30	420.62	161.71	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	1.43	468.10	47.48	79.38
115	116	324.00	5409.30	412.32	333.72	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	2.94	465.16	52.84	87.68
116	117	46.00	5455.30	416.41	47.38	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	0.42	464.74	48.33	83.59
117	118	45.00	5500.30	414.31	46.35	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	0.41	464.33	50.02	85.69
118	119	39.00	5539.30	415.71	40.17	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	0.35	463.98	48.27	84.29
119	120	24.00	5563.30	415.47	24.72	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	0.22	463.76	48.29	84.53
120	121	440.00	6003.30	434.82	453.20	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	4.00	459.76	24.94	65.18
121	122	14.00	6017.30	434.97	14.42	2 1/2	2.655	PVC	160	150	2.00	0.75	0.13	459.63	24.66	65.03

Continuación apéndice 2.

EST.	P.O.	DIST. MEDIDA (m)	DIST. ACUMU. (m)	COTA (m)	LONGITUD DISEÑO (m)	DIAMETR O NOM. "	DIAMETRO INT. "	CLASE TUBERIA	PRESION TRABAJO	C	Q (l/s)	V (m/s)	HF (m)	PIEZOMETRICA (m)	DINAMICA (m)	ESTATICA (m)
RED DE DISTRIBUCIÓN														434.97		
122	123	139.59	6156.89	392.74	143.78	2	2.193	PVC	160	140	4.49	1.84	9.43	425.54	32.80	42.23
123	124	41.00	6197.89	390.43	42.23	1	1.195	PVC	160	140	0.85	1.17	2.45	423.09	32.66	44.54
124	125	37.00	6234.89	389.19	38.11	1	1.195	PVC	160	140	0.85	1.17	2.21	420.87	31.68	45.78
125	126	84.00	6318.89	386.12	86.52	1	1.161	PVC	250	140	0.85	1.24	5.78	415.09	28.97	48.85
126	127	59.00	6377.89	385.84	60.77	3/4	0.926	PVC	250	140	0.52	1.20	4.92	410.17	24.33	49.13
127	128	45.00	6422.89	380.34	46.35	3/4	0.926	PVC	250	140	0.52	1.20	3.75	406.42	26.08	54.63
128	129 CRP	30.00	6452.89	378.38	30.90	3/4	0.926	PVC	250	140	0.52	1.20	2.50	403.92	25.54	56.59
129 CRP	130	100.00	6552.89	344.88	103.00	3/4	0.926	PVC	250	140	0.52	1.20	8.34	369.54	24.66	33.50
123	131	47.00	6203.89	390.52	48.41	2	2.193	PVC	160	140	3.58	1.47	2.09	423.45	32.93	44.45
131	132	76.00	6279.89	386.04	78.28	1 1/2	1.754	PVC	160	140	3.11	2.00	7.73	415.72	29.68	48.93
132	133	82.00	6361.89	382.78	84.46	1 1/2	1.754	PVC	160	140	2.11	1.35	4.07	411.65	28.87	52.19
133	134	25.00	6386.89	381.34	25.75	1 1/2	1.754	PVC	160	140	1.47	0.94	0.64	411.02	29.68	53.63
134	135	101.00	6487.89	376.64	104.03	1 1/2	1.754	PVC	160	140	1.16	0.74	1.66	409.36	32.72	58.33
135	136	64.00	6551.89	375.58	65.92	1	1.195	PVC	160	140	0.97	1.34	4.89	404.48	28.90	59.39
136	137	90.00	6641.89	378.05	92.70	1	1.195	PVC	160	140	0.85	1.17	5.38	399.10	21.05	56.92
137	138	126.00	6767.89	378.01	129.78	1	1.195	PVC	160	140	0.64	0.88	4.46	394.64	16.63	56.96
131	139	45.00	6248.89	390.69	46.35	3/4	0.926	PVC	250	140	0.79	1.82	8.14	415.31	24.62	44.28
139	140	38.00	6286.89	388.23	39.14	3/4	0.926	PVC	250	140	0.79	1.82	6.87	408.44	20.21	46.74
140	141	36.00	6322.89	386.83	37.08	3/4	0.926	PVC	250	140	0.79	1.82	6.51	401.93	15.10	48.14
141	142	56.00	6378.89	384.86	57.68	3/4	0.926	PVC	250	140	0.37	0.85	2.49	399.44	14.58	50.11
142	143	18.00	6396.89	381.08	18.54	3/4	0.926	PVC	250	140	0.37	0.85	0.80	398.64	17.56	53.89
143	144	30.00	6426.89	376.54	30.90	3/4	0.926	PVC	250	140	0.37	0.85	1.33	397.31	20.77	58.43
144	145	34.00	6460.89	370.40	35.02	3/4	0.926	PVC	250	140	0.37	0.85	1.51	395.80	25.40	64.57
145	146	19.00	6479.89	369.22	19.57	3/4	0.926	PVC	250	140	0.37	0.85	0.84	394.95	25.73	65.75
146	147	30.00	6509.89	360.69	30.90	3/4	0.926	PVC	250	140	0.37	0.85	1.33	393.62	32.93	74.28
147	148	30.00	6539.89	350.69	30.90	1/2	0.716	PVC	315	140	0.37	1.42	4.67	388.96	38.27	84.28
132	149	38.00	6317.89	384.19	39.14	1	1.195	PVC	160	140	1.02	1.41	3.18	412.54	28.35	50.78
149	150	61.00	6378.89	381.59	62.83	1	1.195	PVC	160	140	1.02	1.41	5.11	407.43	25.84	53.38
150	151	10.00	6388.89	381.07	10.30	1	1.195	PVC	160	140	0.79	1.09	0.52	406.91	25.84	53.90
151	152	48.00	6436.89	379.57	49.44	1	1.195	PVC	160	140	0.79	1.09	2.51	404.40	24.83	55.40
152	153	60.00	6496.89	372.79	61.80	3/4	0.926	PVC	250	140	0.79	1.82	10.85	393.55	20.76	62.18
153	154	21.00	6517.89	373.90	21.63	3/4	0.926	PVC	250	140	0.37	0.85	0.93	392.62	18.72	61.07
154	155	61.00	6578.89	370.25	62.83	3/4	0.926	PVC	250	140	0.37	0.85	2.71	389.91	19.66	64.72
133	156	54.00	6415.89	383.25	55.62	1	1.195	PVC	160	140	0.82	1.13	3.02	408.63	25.38	51.72
156	157	60.00	6475.89	387.60	61.80	1	1.195	PVC	160	140	0.82	1.13	3.36	405.28	17.68	47.37
157	158	31.00	6506.89	386.25	31.93	1	1.195	PVC	160	140	0.47	0.65	0.62	404.66	18.41	48.72
158	159	47.00	6553.89	386.01	48.41	1	1.195	PVC	160	140	0.47	0.65	0.94	403.72	17.71	48.96
134	160	130.00	6516.89	376.09	133.90	1	1.195	PVC	160	140	0.79	1.09	6.79	404.23	28.14	58.88
160	160.1	30.00	6546.89	376.04	30.90	1	1.195	PVC	160	140	0.79	1.09	1.57	402.66	26.62	58.93
160	161	63.00	6609.89	370.39	64.89	1	1.195	PVC	160	140	0.7	0.97	2.63	401.60	31.21	64.58
161	162	140.00	6749.89	365.96	144.20	1	1.195	PVC	160	140	0.7	0.97	5.84	395.75	29.79	69.01
162	163	30.00	6779.89	369.89	30.90	1	1.195	PVC	160	140	0.7	0.97	1.25	394.50	24.61	65.08
123	164	15.77	6172.66	387.21	16.24	1	1.195	PVC	160	140	0.7	0.97	0.66	424.88	37.67	47.76
164	165	108.00	6280.66	384.71	111.24	1	1.195	PVC	160	140	0.7	0.97	4.51	420.37	35.66	50.26
165	166	26.00	6306.66	384.11	26.78	1	1.195	PVC	160	140	0.7	0.97	1.09	419.28	35.17	50.86
166	167	61.00	6367.66	387.57	62.83	1	1.195	PVC	160	140	0.3	0.41	0.53	418.75	31.18	47.40
167	168	34.00	6401.66	386.57	35.02	1	1.195	PVC	160	140	0.3	0.41	0.30	418.46	31.89	48.40
168	169	40.00	6441.66	382.17	41.20	1	1.195	PVC	160	140	0.3	0.41	0.35	418.11	35.94	52.80

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 3. Memoria de diseño hidráulico sistema de drenaje sanitario

DE	A	Cotas Terreno		DH (M)	S (%) Terreno	Habitantes a Servir		Factor De Flujo		Form	q Dis. (l/s)		Ø Diam	S (%) tubo	Seccion Llena		Rel d/D		Vel. (0.6-3.0 m/s)		Cota Invert		Altura	
		Inicio	Final			Act.	Fut.	Act.	Fut.		Act.	Fut.			Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.	Act.	Fut.
R1	0	109.50	100.00	75	12.67	44	80	4.32	4.26	0.002	0.38	0.68	6	12.00	3.88	68.8	0.053	0.070	1.00	1.24	107.8	98.8	1.70	1.20
0	1	100.00	94.42	53	10.52	88	159	4.26	4.18	0.002	0.75	1.33	6	10.50	3.63	64.4	0.102	0.099	1.47	1.44	98.77	93.21	1.23	1.21
1	2	94.42	95.13	40	-1.78	130	235	4.21	4.12	0.002	1.10	1.94	6	1.10	1.17	20.8	0.156	0.206	0.62	0.73	93.18	92.74	1.24	2.39
2	3	95.13	95.84	40	-1.78	172	311	4.17	4.07	0.002	1.43	2.53	6	0.90	1.06	18.8	0.187	0.248	0.63	0.74	92.71	92.35	2.42	3.49
3	4	95.84	92.55	45	7.31	214	287	4.14	4.09	0.002	1.77	2.35	6	2.20	1.66	29.4	0.169	0.191	0.92	0.99	92.32	91.33	3.52	1.22
4	5	92.55	89.26	45	7.31	256	463	4.11	3.99	0.002	2.10	3.69	6	8.00	3.17	56.2	0.132	0.173	1.51	1.78	91.3	87.7	1.25	1.56
5	6	89.26	85.97	45	7.31	298	539	4.08	3.96	0.002	2.43	4.27	6	7.00	2.96	52.6	0.146	0.193	1.50	1.78	87.67	84.52	1.59	1.45
6	7	85.97	81.66	43	10.02	340	614	4.05	3.93	0.002	2.75	4.83	6	9.50	3.46	61.2	0.144	0.190	1.74	2.06	84.49	80.41	1.48	1.25
7	8	81.66	77.34	43	10.04	382	690	4.03	3.89	0.002	3.08	5.37	6	10.00	3.55	62.8	0.151	0.198	1.84	2.17	80.38	76.08	1.28	1.26
8	9	77.34	73.05	50.5	8.50	424	766	4.01	3.87	0.002	3.40	5.93	6	8.50	3.27	57.9	0.164	0.216	1.78	2.10	76.05	71.76	1.29	1.29
9	10	73.05	71.70	45	3.00	466	842	3.99	3.85	0.002	3.72	6.48	6	2.80	1.87	33.1	0.226	0.300	1.23	1.45	71.73	70.47	1.32	1.23
10	11	71.70	70.34	46	2.95	508	918	3.97	3.82	0.002	4.03	7.01	6	2.90	1.91	33.7	0.233	0.310	1.28	1.51	70.44	69.11	1.26	1.23
11	12	70.34	68.71	73.01	2.23	550	994	3.95	3.8	0.002	4.35	7.55	6	2.20	1.61	29.4	0.260	0.346	1.19	1.39	69.08	67.47	1.26	1.24
12	13	68.71	65.98	49	5.57	592	1070	3.93	3.78	0.002	4.65	8.09	6	2.63	2.63	46.4	0.214	0.283	1.68	1.98	67.44	64.75	1.27	1.23
13	14	65.98	64.05	49.75	3.89	634	1145	3.92	3.76	0.002	4.97	8.61	6	3.80	2.18	38.6	0.242	0.321	1.50	1.75	64.72	62.83	1.26	1.22
14	15	64.05	63.34	25	2.84	676	1221	3.9	3.74	0.002	5.27	9.13	6	2.70	1.84	32.5	0.272	0.363	1.35	1.58	62.8	62.13	1.25	1.21
15	16	63.34	62.92	15	2.80	718	1297	3.89	3.72	0.002	5.59	9.65	6	2.60	1.81	31.9	0.283	0.377	1.36	1.58	62.1	61.71	1.24	1.21
16	17	62.92	62.07	18.5	4.59	760	1373	3.87	3.61	0.002	5.88	9.91	6	4.40	2.35	41.5	0.254	0.333	1.66	1.93	61.68	60.87	1.24	1.20

Fuente: elaboración propia.

## **ANEXOS**





Anexo 1. **Análisis de calidad de agua (examen bacteriológico)**



**MINISTERIO DE SALUD PÚBLICA Y ASISTENCIA SOCIAL**  
**DIRECCIÓN DE ÁREA DE SALUD DE CHIQUIMULA**  
**LABORATORIO SANEAMIENTO AMBIENTAL**  
 8ª. Av. 1-66 Zona 1. Chiquimula  
 TELEFAX: 7942-0013, 7942-2507, 7942-4702 y 703  
 CORREO ELECTRÓNICO: daschiquimula@intelnet.net.gt

**RESULTADO DEL ANÁLISIS BACTERIOLÓGICO A 100 ML DE AGUA.**

No. DE REGISTRO LAB. :	9160.1	No. DE MUESTRA: 001-2011.
COMUNIDAD:	<b>ALDEA SAN PABLO</b>	
MUNICIPIO:	<b>ZACAPA</b>	
TIPO DE ACUEDUCTO:	<b>POR GRAVEDAD ( PROYECTO )</b>	
TIPO DE SERVICIO:	<b>DOMICILIAR</b>	
NOMBRE Y TIPO DE FUENTE:	<b>NACIMIENTO</b>	
UBICACIÓN DE LA FUENTE:	<b>EN LA MISMA COMUNIDAD</b>	
SITIO DE CAPTACIÓN:	<b>EN NACIMIENTO, BROTE DEFINIDO EN LADERA</b>	
LECTURA DE GPS :	---	
FECHA DE CAPTACIÓN:	<b>25-10 --2011</b>	HORA DE CAPTACIÓN: <b>14:25</b>
SERVICIO DE SALUD:	<b>DIRECCIÓN AREA DE SALUD</b>	
FECHA DE SOLICITUD:	<b>25-10--2011</b>	
RESPONSABLE:	<b>Sr. SAMUEL BATZ PUZUL</b>	
CARGO:	<b>EPS INGENIERIA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS</b>	
FECHA ANÁLISIS:	<b>26-10--2011</b>	
METODOLOGÍA:	<b>MEMBRANAS FILTRANTES</b>	
RESULTADOS:	<b>NO LE APARECEN COLONIAS DE BACTERIAS COLIFORMES FECALES, E. COLI</b>	
COMENTARIOS:	<b>AGUA APTA PARA CONSUMO HUMANO CON 2 COLONIAS EL AGUA NO ES APTA SEGÚN LA NORMA COGUANOR NGO 29001 (COMISION GUATEMALTECA DE NORMAS) Y EL MSPAS.</b>	




PROF. FERNANDO RUANO GUERRA  
ANALISTA

Fuente: Dirección de área de salud de Chiquimula.

