



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

**DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LOS
CANTONES SAN JUAN Y SANTO DOMINGO, ALDEA LA
FEDERACIÓN, Y SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA
POTABLE PARA LA ALDEA LAS LAGUNAS, MUNICIPIO DE
SAN MARCOS.**

Carlos Augusto López Maldonado
Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, julio de 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LOS CANTONES
SAN JUAN Y SANTO DOMINGO, ALDEA LA FEDERACIÓN, Y
SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA
LAS LAGUNAS, MUNICIPIO DE SAN MARCOS.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

CARLOS AUGUSTO LÓPEZ MALDONADO
ASESORADO POR EL INGENIERO JUAN MERCK COS
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JULIO DE 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	
VOCAL II	Lic. Amahán Sánchez Álvarez
VOCAL III	Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADORA	Inga. Christa Classon de Pinto
EXAMINADOR	Ing. Carlos Salvador Gordillo García
SECRETARIO	Ing. Carlos Humberto Pérez Rodríguez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LOS CANTONES SAN JUAN Y SANTO DOMINGO, ALDEA LA FEDERACIÓN, Y SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA LAS LAGUNAS, MUNICIPIO DE SAN MARCOS,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 25 de marzo de 2004.

Carlos Augusto López Maldonado

AGRADECIMIENTO A:

DIOS: Por acompañarme en mi vida estudiantil, dándome sabiduría e inteligencia.

MIS PADRES: César Augusto y Violeta del Carmen, quienes me apoyaron y me dieron el aliento necesario, para terminar el presente trabajo de graduación.

MIS ABUELOS: Maria Luisa (QEPD), Alfonso, Beto, Amalia, por sus sabios consejos y su enseñanzas.

MIS HERMANAS: Melina y Claudia, por sus consejos y especial forma de alentarme.

MIS TIOS: Nirma, Abinady, Rene, fuentes de inspiración y ejemplos de vida.

MI FAMILIA: A quienes agradezco su apoyo, especialmente a David y Juan Pablo que son como mis hermanos.

A LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Por haberme brindado la oportunidad de estudiar una carrera universitaria.

DEDICATORIA

Dedico el presente trabajo de graduación a mis padres: César Augusto y Violeta del Carmen, por su apoyo incondicional y su invaluable esfuerzo, para que este día de triunfo se hiciera realidad.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
RESUMEN	VII
OBJETIVOS	IX
INTRODUCCIÓN	XI
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía de las aldeas La Federación y Las Lagunas, Municipio de San Marcos	1
1.1.1. Aspectos históricos	1
1.1.1.1. Origen de la toponimia de las aldeas	1
1.1.2. Datos generales de las aldeas	1
1.1.2.1. Extensión territorial	1
1.1.2.2. Colindancias	1
1.1.2.3. Clima	2
1.1.3. Aspectos geográficos y climáticos	2
1.1.3.1. Hidrografía	2
1.1.3.2. Orografía	3
1.1.4. Centros poblados	3
1.1.5. Aspectos socioeconómicos	3
1.1.5.1. Tipo de vivienda	3
1.1.5.2. Hogares con servicio	4
1.2. Diagnóstico de las necesidades de servicios básicos e infraestructura de las aldeas La Federación y Las Lagunas	4
1.2.1. Descripción de las necesidades	4
1.2.2. Priorización de las necesidades	5

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	6
2.1. Diseño del sistema de alcantarillado sanitario para los cantones	
San Juan y Santo Domingo, aldea La Federación	6
2.1.1. Descripción del proyecto	6
2.1.2. Función del drenaje	6
2.1.3. Características de las aguas	7
2.1.4. Disposición de excretas y aguas residuales	8
2.1.5. Tipos de alcantarillado	8
2.1.6. Componentes del sistema de alcantarillado	9
2.1.7. Levantamiento topográfico	10
2.1.7.1. Planimetría	10
2.1.7.2. Altimetría	11
2.1.8. Período de diseño	11
2.1.8.1. Población de diseño	12
2.1.8.2. Población tributaria	12
2.1.8.3. Factor de retorno al sistema	12
2.1.8.4. Dotación	13
2.1.8.5. Factor de flujo instantáneo	13
2.1.8.6. Relación de diámetros y caudales	14
2.1.8.7. Caudal domiciliar	14
2.1.8.8. Caudal de infiltración	15
2.1.8.9. Caudal por conexiones ilícitas	15
2.1.8.10. Caudal comercial	16
2.1.8.11. Caudal industrial	16
2.1.8.12. Factor de caudal medio	16
2.1.8.13. Caudal de diseño	17
2.1.9. Diseño hidráulico del alcantarillado sanitario	19
2.1.10. Selección del punto de desfogue	22
2.1.11. Presupuesto de alcantarillado sanitario	23

2.1.12.	Propuesta de anteproyecto para el tratamiento de las aguas servidas	24
2.1.12.1.	Importancia del tratamiento de las aguas servidas	24
2.1.12.2.	Proceso de tratamiento de las aguas servidas	26
2.1.12.3.	Selección del tipo de tratamiento	29
2.1.12.4.	Propuesta de unidades de tratamiento	30
2.1.12.5.	Programa de operación y mantenimiento para el sistema	30
2.1.12.6.	Esquema del tratamiento de las aguas negras	34
2.2.	Diseño del sistema de distribución de agua potable para la aldea Las Lagunas	35
2.2.1.	Descripción del proyecto	35
2.2.2.	Consideraciones generales	35
2.2.3.	Descripción del sistema a utilizar	36
2.2.4.	Fuentes de abastecimiento	36
2.2.5.	Aforo de las fuentes	36
2.2.6.	Tipos de servicios	37
2.2.7.	Levantamiento topográfico	37
2.2.7.1.	Planimetría	37
2.2.7.2.	Altimetría	38
2.2.7.3.	Calidad del agua	38
2.2.8.	Parámetros de diseño hidráulico	38
2.2.8.1.	Período de diseño	38
2.2.8.2.	Población de diseño	39
2.2.8.3.	Dotación de agua	40
2.2.8.4.	Factor de día máximo	40
2.2.8.5.	Factor de hora máximo	41
2.2.8.6.	Caudal medio diario	41
2.2.8.7.	Caudal de día máximo	42

2.2.8.8.	Caudal de hora máximo	42
2.2.8.9.	Diseño hidráulico de la red de distribución de la aldea Las Lagunas	43
2.2.8.10.	Sistema de desinfección	55
2.2.8.11.	Presupuesto distribución de agua potable	56
CONCLUSIONES		57
RECOMENDACIONES		58
BIBLIOGRAFÍA		59
APÉNDICE		60
Memorias de cálculo		
	Proyecto alcantarillado sanitario	61
	Proyecto distribución de agua potable	64
Planos constructivos		
	Proyecto alcantarillado sanitario	
	Proyecto distribución de agua potable	

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Esquema de tratamiento de las aguas negras	34
2. Diagrama de circuitos de red de distribución	46

TABLAS

I. Tipo de construcción de la vivienda	3
II. Servicios básicos de la vivienda	4
III. Pérdida de carga en el recorrido	47
IV. Recorrido 1	47
V. Recorrido 2	48
VI. Recorrido 3	48
VII. Recorrido 4	48
VIII. Recorrido 5	48
IX. Recorrido 6	48
X. Recorrido 7	48
XI. Recorrido 8	49
XII. Iteración 1, circuito 1	50
XIII. Iteración 1, circuito 3	51
XIV. Iteración 4, circuito 1	51
XV. Iteración 4, circuito 3	52
XVI. Cotas piezométricas	54

RESUMEN

El municipio de San Marcos se encuentra ubicado al occidente del país, en el departamento de San Marcos, a 254 Kilómetros. de la capital a una altura de 2,520 metros sobre el nivel del mar, presenta un clima frío con variaciones bien marcadas, con temperatura promedio de 15 grados centígrados.

De acuerdo a la investigación realizada, el 30% de las aldeas y caseríos del municipio presentan escasez de drenaje, mientras que el 10% escasez de agua potable.

Por lo que el presente trabajo de graduación, trata sobre el diseño del sistema de alcantarillado sanitario para los cantones San Juan y Santo Domingo, de la aldea La Federación y el diseño del sistema de distribución de agua potable para la aldea Las Lagunas.

El proyecto de alcantarillado sanitario de las comunidades antes mencionadas, está conformado por 3,559 metros lineales de tubería de PVC norma 3034 con un diámetro de 6", que funciona como colector central y ramales secundarios, 71 pozos de visita, la población actual a servir es de 1,266 habitantes, siendo un total de 272 conexiones domiciliarias a las que se les dará el servicio, se propone un sistema de fosas sépticas para darle tratamiento a las aguas residuales.

La aldea Las Lagunas cuenta con un sistema de agua potable que ya llegó al final de su período de diseño, por lo cual diseñar una nueva red de distribución de agua potable es indispensable. Esta consiste en un sistema de tuberías que se asientan a lo largo de las calles y avenidas de la aldea, formando un circuito cerrado, con diámetros variados para el buen

aprovechamiento de las condiciones topográficas del terreno, éstas a su vez alimentan una tubería secundaria que es la encargada de abastecer del vital líquido a todas las viviendas de la comunidad.

OBJETIVOS

- 1.** Realizar una investigación de tipo monográfica y un diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura, de los cantones San Juan y Santo Domingo, de la aldea La Federación y aldea Las Lagunas.
- 2.** Diseñar el sistema de alcantarillado sanitario para los cantones San Juan y Santo Domingo, de la aldea La Federación y el sistema de distribución de agua potable para la aldea Las Lagunas, Municipio de San Marcos.
- 3.** Capacitar a los miembros del comité de desarrollo de las aldeas La Federación y Las Lagunas, sobre aspectos de mantenimiento y operación, tanto del sistema de alcantarillado sanitario, como del sistema de distribución de agua potable.

INTRODUCCIÓN

En todo proceso de transformación, encaminado a mejorar el nivel de vida de los habitantes de determinada región, juegan un papel importante las políticas de desarrollo, las que tienen por objeto promover un cambio positivo en el modo de vida de los pueblos, entre los proyectos que contribuyen a realizar dichos cambios en las comunidades están el alcantarillado sanitario y el abastecimiento de agua potable.

Tanto el sistema de alcantarillado como el de agua potable son de gran importancia, debido a que la escasez o falta de estos puede provocar en una comunidad problemas de salud, problemas de desarrollo industrial e incluso afectar la apariencia estética de la localidad. De aquí que cada comunidad debe contar con un sistema de alcantarillado sanitario en excelentes condiciones de trabajo, y un abastecimiento de agua en cantidad suficiente y de calidad adecuada.

A pesar que los servicios de alcantarillado sanitario y de agua potable son derechos fundamentales del hombre, en Guatemala, un gran porcentaje de comunidades carecen de dichos servicios. Tal es el caso de los cantones San Juan y Santo Domingo, aldea La Federación y la aldea Las Lagunas.

Para darle solución a algunos de los problemas que se presentan en las distintas aldeas del municipio de San Marcos, que son sujetas a este estudio, se pretende mediante este trabajo, el diseño de la red de alcantarillado sanitario para los cantones San Juan y Santo Domingo aldea La Federación, y la red de agua potable para la aldea Las Lagunas.

En el primer capítulo se describe la monografía del lugar de estudio, es decir, las características físicas del terreno, vías de acceso, clima, actividades productivas, servicios municipales, características sociales y culturales y el tipo de vivienda existente.

El segundo capítulo trata acerca del servicio técnico profesional realizado, dentro del cual se incluye: topografía, diseño de alcantarillado sanitario, propuesta de tratamiento de agua residual, diseño hidráulico de la red de distribución, presupuestos.

Por último, se presentan las conclusiones y recomendaciones, así como los planos respectivos.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía de aldeas La Federación y Las Lagunas, municipio de San Marcos

1.1.1. Aspectos Históricos

1.1.1.1. Origen de la toponimia de las aldeas

La Federación, Aldea del Municipio de San Marcos, antes Chinchina cambió su nombre por acuerdo Gubernativo del 24 de Febrero de 1,928. Ubicada en la Sierra Madre a 2 kilómetros por camino de herradura al Oeste de la cabecera departamental. Con su nombre de la época en los datos obtenidos con motivo del censo de población de 1,880: "Chinchina, Aldea del Departamento de San Marcos, depende de la jurisdicción de la cabecera de donde dista media legua. Las Lagunas toma la categoría de aldea en el año de 1,902, conformada por cuatro familias. El nombre deriva de la existencia de una laguna grande en el centro de la aldea en años anteriores.

1.1.2. Datos generales de las aldeas

1.1.2.1. Extensión territorial

La extensión territorial de la aldea La Federación es de 16 kilómetros cuadrados, mientras que la extensión territorial de la aldea Las Lagunas es de 5 kilómetros cuadrados.

1.1.2.2. Colindancias

La aldea La Federación, colinda al Norte con aldea Mávil, del municipio de San Pedro Sacatepéquez, al Sur con la aldea San José las Islas, del

municipio de San Marcos y aldea San Pedro Petz, de San Pedro Sacatepéquez, al Este con la aldea Cantel, del municipio de San Pedro Sacatepéquez y al Oeste con aldea Las Lagunas del municipio de San Marcos. La aldea Las Lagunas, colinda al Norte con el municipio de San Marcos. Sur con la aldea San José las Islas del municipio de San Marcos. Este con aldea Mávil del municipio de San Pedro Sacatepéquez. Oeste con aldea el Recreo y el cantón San Francisco del municipio de San Marcos.

1.1.2.3. Clima

En la estación meteorológica ubicada en la Escuela de Formación Agrícola EFA las lecturas de temperatura promedio son de 19.0 °C máxima y 5.7 °C mínima, y según la clasificación meteorológica para Guatemala, el clima en la región en estudio es frío.

1.1.3. Aspectos geográficos y climáticos

1.1.3.1. Hidrografía

Con Base a la información proporcionada por los habitantes de la comunidad, La Federación cuenta con dos nacimientos de agua, distribuidos en las partes bajas (Sanjones), no cuenta con ríos caudalosos, únicamente es atravesado por dos corrientes permanentes en forma de riachuelos, el primero es el rebalse de un nacimiento de nombre “Río La Joya” ubicado en la Aldea El Rincón, el otro riachuelo desemboca en el río Palatzá. Las Lagunas cuenta con dos nacimientos de agua distribuidos en las partes bajas (Sanjones), a si mismo se localizan los ríos Palatzá y Las Ortigas.

1.1.3.2. Orografía

El municipio de San Marcos del Departamento de San Marcos se encuentra localizado entre 2 diferentes grupos de suelos, que son las montañas volcánicas y la altiplanicie central. En las aldeas en estudio el suelo es profundo sobre material volcánico en relieve inclinado y casi plano.

1.1.4. Centros poblados

En la aldea La Federación para el año 2,002, se tiene un total de habitantes de 2,580, donde el 55% (1,419) son hombres y el 45% (1,161) son mujeres. En la aldea Las Lagunas para el año 2,002, se tiene un total de habitantes de 3,060 donde el 53% (1,622) son hombres y 47% (1,438) son mujeres.

1.1.5. Aspectos socioeconómicos

Las actividades económicas predominantes en las aldeas La Federación y Las Lagunas son: siembra y cosecha de maíz, frijol, habas, fabricación de materiales de construcción y herrería.

1.1.5.1. Tipo de Vivienda

El tipo de vivienda predominante tiene las siguientes características:

Tipo de construcción de la vivienda.

Paredes.	%	Techo.	%	Piso.	%
Adobe.	18	Lámina de zinc.	69	Cemento liso	26
Block.	47	Terraza.	14	Cemento Rustico.	29

Madera.	9	Teja de barro.	17	Tierra.	26
Mezclón.	7			Granito.	12
Ladrillo.	6			Cerámico.	7
Bajareque.	13				

1.1.5.2. Hogares con servicio

Los servicios con los que cuentan las viviendas son los siguientes.

Servicios básicos de la vivienda.

SERVICIO.	(%) PORCENTAJE CUBIETO.	(%) PORCENTAJE CARENTE DEL SERVICIO
Agua entubada	42%	58%
Energía eléctrica	99%	1%
Letrinización	95%	5%

Ambas aldeas cuentan con escuelas comunitarias e institutos básicos de telesecundaria, por lo que el porcentaje de población escolarizada atendida dentro de las aldeas es mayor al 89%. En cuanto a una educación diversificada ninguna de las aldeas cuenta con el tipo de infraestructura.

Entre los servicios públicos con los que cuentan las aldeas se pueden mencionar: agua Potable, Energía Eléctrica, Drenajes Sanitarios.

1.2. Diagnóstico de necesidades de servicios básicos e infraestructura de las aldeas La Federación y Las Lagunas

1.2.1. Descripción de las necesidades

Aldea La Federación:

- Sistema de alcantarillado sanitario en toda la aldea.

- insuficiencia de agua potable para abastecer a toda la población.
- Construcción de canchas polideportivas.
- Pavimentar las calles principales de toda la aldea.

Aldea Las Lagunas:

- Sistema de distribución de aguas potable deficiente, por haber alcanzado su período de diseño.
- Construcción de un Centro de Salud.

1.2.2. Priorización de las necesidades

La Priorización de las necesidades se hizo con base a criterios que la Municipalidad de San Marcos, el comité de vecinos de la comunidad y el EPS definieron. Estos son:

- Alcantarillado Sanitario en cantones San Juan y Santo Domingo de la aldea La Federación.
- Sistema de distribución de agua potable en la aldea Las Lagunas.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño del sistema de alcantarillado sanitario para los cantones San Juan y Santo Domingo, Aldea La Federación

2.1.1. Descripción del proyecto

El proyecto consistirá en diseñar el sistema de alcantarillado sanitario para los cantones San Juan y Santo Domingo de la aldea La Federación, el cual estará conformado por: 3,559 ml de tubería de PVC norma 3034, de 6" de diámetro de colector central y ramales secundarios por donde la comunidad se asienta. Existen muchos accidentes geográficos los cuales fueron sorteados con tubería a contra pendiente para poder captar las aguas negras de la mayoría de las personas en la población. La población a servir es de 1,266 habitantes, siendo en total 272 conexiones domiciliarias. Se propone un sistema de fosas sépticas para el tratamiento de las aguas residuales.

2.1.2. Función del drenaje

La función del drenaje es transportar y evacuar las aguas residuales lo más lejos posible de donde se producen, por medio de alcantarillas y puntos de descarga. Cuando se habla de alcantarillado, necesariamente se habla de saneamiento.

2.1.3. Características de las aguas

Según el uso que se dé al agua, ésta puede clasificarse en:

a) Aguas residuales domésticas:

Aguas que provienen de las viviendas, edificios públicos y otras instituciones. Se toman en cuenta, también, las aguas que se usan para lavar las calles y contra incendios.

b) Aguas residuales comerciales:

Provenientes de comercios e industrias pequeñas.

c) Aguas residuales industriales:

Son generadas por industrias grandes, a las cuales hay que conocerles sus características, por los químicos que contienen.

d) Aguas residuales agrícolas:

Proviene de la cría del ganado y del procesamiento de vegetales y frutas.

e) Aguas infiltradas:

Las que provienen de cuerpos de agua que entran directamente a la alcantarilla.

f) Aguas de Infiltración:

Estas que provienen del nivel freático o aguas subterráneas que se infiltran en la tubería.

g) Aguas de lluvia:

Por ejemplo: granizo, rocío, lluvia.

2.1.4. Disposición de excretas o aguas residuales

El hombre produce excretas en promedio de 0.5 Kg./hab./día.

Cuando no hay drenaje se puede utilizar: letrinas, pozos sépticos, pozo absorción.

Si hay drenaje se debe tener un sistema de tratamiento.

2.1.5. Tipos de alcantarillado

- Sanitario: Tiene por objeto recolectar el agua de consumo doméstico, comercial, industrial, de infiltración y de conexiones ilícitas.
- Pluvial: Tiene por objeto recolectar el agua que se origina de la lluvia
- Combinado: Es una combinación de los sistemas anteriores
- Separativos: Significa que el agua pluvial y agua domiciliar son recolectadas por redes exclusivas para cada una.

En los tres casos, van a un cuerpo receptor y es recomendable que, pase por una planta de tratamiento de aguas residuales.

Para este proyecto, se utilizará un alcantarillado Sanitario, formado por una sola tubería donde se juntan las aguas residuales de consumo doméstico, y comercial de la población.

2.1.6. Componentes del sistema de alcantarillado

- Pozo de visita:

Sirven para verificar el buen funcionamiento de la red de colectores, así como para efectuar operaciones de limpieza y mantenimiento.

También se colocan cuando se tenga que desviar tubería o se encuentre un cambio de dirección y también, cuando se necesita unir tubería. La distancia recomendada es de 100 a 125 metros entre pozos, se acostumbra construirlo de ladrillo, debe ser impermeable, se debe identificar la tapadera y se le debe colocar escalera. Algo muy importante es que no debe acumular desechos, sino evacuarlos rápidamente. Los pozos de visita de este proyecto serán de ladrillo de barro cocido, tendrán un diámetro de 1.20 m, por dentro llevarán un revestimiento de repello y cernido.

- Colectores:

Son las tuberías por las que se conduce el agua residual, la tubería que se utilizará en este proyecto será PVC de 6" de diámetro bajo la norma constructiva ASTM 3034.

- Tratamiento:

Permite la sedimentación y la eliminación de flotantes, actuando también como digestores anaerobios, en este proyecto se diseñó un sistema a base de fosas sépticas que trabajarán como tratamiento primario.

2.1.7. Levantamiento topográfico

La topografía de las principales calles de los caseríos San Juan y Santo Domingo, presenta una ligera pendiente y un área plana respectivamente.

2.1.7.1. Planimetría

La planimetría tiene por objeto determinar la longitud del proyecto que se va a realizar, localizar accidentes geográficos y todas aquellas características tanto naturales como artificiales que puedan influir en el diseño del sistema, por ejemplo: calles, edificaciones, áreas de desarrollo futuro, carreteras, zanjones, ríos, cerros, etc.

El método empleado para el levantamiento topográfico fue el de conservación de acimut, debido a la facilidad que presenta este método al momento de calcular las proyecciones meridianas y paralelas, ya que los senos y cósenos de los ángulos acimutales dan los signos correctos de tales proyecciones, para la orientación en cada línea de la poligonal se utilizó el sistema de vuelta de campana.

Los resultados se presentan en los planos topográficos incluidos en los apéndices. El equipo utilizado fue un teodolito con trípode marca “Wild T-1”, una cinta métrica marca “Stanley”, estatal, estacas de madera y clavos.

2.1.7.2. Altimetría

La altimetría tiene por objeto, la determinación de las elevaciones o niveles, de los puntos o estaciones estudiadas.

El método empleado fue el de nivelación simple o geométrica. Este método tiene la ventaja de permitir cerrar la nivelación y establecer así la magnitud del error de cierre y comparar si está dentro del error máximo de cierre.

El equipo utilizado para la nivelación fue un nivel de precisión marca “Pentax”, cinta métrica marca “Stanley”, estatal.

2.1.8. Período de diseño

Es el período de funcionamiento eficiente, pasando este período es necesario rehabilitar el mismo. Los sistemas serán proyectados para tener adecuadamente su función durante un período de 30 a 40 años a partir de la fecha de su construcción.

Para seleccionar el período de diseño de una red de alcantarillado sanitario, se deben considerar factores como la vida útil de las estructuras y equipo componente, tomando en cuenta la antigüedad, el desgaste y el daño; así como la facilidad para hacer ampliaciones a las obras planeadas, también la relación anticipada de crecimiento de la población, incluyendo en lo posible el desarrollo urbanístico, comercial o industrial de las áreas adyacentes.

El periodo de diseño utilizado para el diseño del sistema de alcantarillado, fue de 30 años.

2.1.8.1. Población de diseño

Para estimar la población de diseño, se utilizó el método geométrico, involucrando en forma directa a la población actual que tributará al sistema de drenaje y la tasa de crecimiento del lugar. Para el diseño del sistema se tiene una población actual de 1,266 habitantes. La tasa de crecimiento para el departamento de San Marcos es de 2.16% según el Instituto Nacional de Estadística (INE). Una población futura a 30 años, sería de:

$$Pf = 1,266 * \{1 + 0.0216\}^{30}$$

$$Pf = 2,404 \text{ habitantes}$$

2.1.8.2. Población tributaria

Este se obtuvo al localizar el número de casas de cada tramo, multiplicándola por el número de habitantes por vivienda.

2.1.8.3. Factor de retorno al sistema

Se considera que del 75% al 90% del consumo de agua de una población, retorna al alcantarillado. Se asumió un retorno al sistema del 80%. Aunque es una región fría la gente acostumbra a lavarse tres veces por día, además lavan ropa y trastos de cocina.

2.1.8.4. Dotación

Es la cantidad de agua asignada a cada usuario, se expresa en litros por habitante por día (LT/HAB/DIA).

Para determinar la dotación se consideran factores que influyen en la misma, también las especificaciones del Instituto de Fomento Municipal, Dirección General de Obras Públicas y normas de urbanismo.

El poblado cuenta con los servicios públicos de electricidad y agua potable, lo que influyó en la selección de la dotación fue el clima y el nivel de vida.

Dotación asumida = 150 Lt/Hab/Día

2.1.8.5. Factor de flujo instantáneo

Es también llamado factor de Harmod, está en función del número de habitantes que contribuyen al caudal del alcantarillado en un punto determinado.

$$FH = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}}$$

$$FH_{actual} = \frac{18 + \sqrt{1.266}}{4 + \sqrt{1.266}} = 3.732$$

$$FH_{futuro} = \frac{18 + \sqrt{2.404}}{4 + \sqrt{2.404}} = 3.522$$

Donde:

FH = Factor Harmod

P = Población en Miles

2.1.8.6. Relación de diámetros y caudales

Para drenaje sanitario la relación entre el tirante y el diámetro del tubo (d/D) debe oscilar entre 0.10 y 0.75

Esto es necesario porque se requiere espacio para que los gases producidos por la descomposición no produzcan presiones extra en la tubería, y tampoco se debe permitir que el tirante baje mucho, pues puede ocasionar sedimentaciones internas en la tubería.

2.1.8.7. Caudal domiciliar

Es el agua que ha sido usada por el hombre, para limpieza o producción de alimentos, es desechada y conducida hacia la red de alcantarillado; es decir, que el agua de desecho doméstico está relacionada con la dotación del suministro del agua potable, menos una porción que es consumida y no es vertida al drenaje de aguas negras. Para tal efecto, la dotación de agua potable es afectada por un factor que puede variar entre 0.75 y 0.90. De esta forma el caudal domiciliar quedaría integrado de la siguiente forma:

$$Q_{domiciliar} = \frac{\text{dotacion} * \text{No.habitantes} * F.R.}{86400}$$

$$Q_{domiciliar} = \frac{150\text{lt} / \text{hab} / \text{dia} * 2404\text{habitantes} * 0.80}{86400}$$

$$Q_{domiciliar} = 5.564\text{lt} / \text{seg}$$

2.1.8.8. Caudal de infiltración

Se supone que por deficiencias en la construcción, fallas del material, profundidad del nivel freático, permeabilidad del terreno, tipo de juntas, hay un caudal que entra a la tubería. Se debe considerar un caudal de infiltración únicamente cuando se utilizan tubos de cemento. Para este diseño en particular, no se calculará este caudal, debido a que se utilizará tubería de PVC.

2.1.8.9. Caudal por conexiones ilícitas

Es el caudal producido por las viviendas que conectan las tuberías del sistema de agua pluvial al alcantarillado sanitario. Para su cálculo se utiliza:

- a) El método racional, mediante la siguiente formula:

$$Q_{ci} = \frac{CIA}{360}$$

Donde:

Q_{ci} = Caudal conexiones ilícitas I = Intensidad de lluvia

C = Coeficiente de escorrentía A = Área que es factible conectar ilícitamente

Pero debido a que el INSIVUMEH no tiene información reciente y solo tiene la suma total para toda la República, no es posible utilizar este método.

- b) Según criterio UNEPAR-INFOM, toman para conexiones ilícitas un 10% del caudal domiciliar.

- c) Textos y otras publicaciones toman para posibles conexiones ilícitas 150 lts/hab/día.

Se utilizó para el diseño, el criterio de UNEPAR-INFOM por considerar las otras opciones muy altas en comparación al caudal domiciliar

$$QC_{ili} = 10\% * 5.654 \text{ lt / seg} = 0.556 \text{ lt / seg.}$$

2.1.8.10. Caudal comercial

Es el caudal de aguas negras proveniente de todo tipo de comercio, ya sean, mercados, centros comerciales, abarroterías, hoteles. En este diseño se despreciara el caudal comercial debido a que no existe ningún tipo de comercio en la aldea.

2.1.8.11. Caudal industrial

Es el caudal de aguas negras que proviene de todo tipo de industrias, en este diseño se desprecia este caudal por no existir ninguna industria en la aldea.

2.1.8.12. Factor de caudal medio

Este factor regula la aportación de caudal en la tubería, es la suma de los caudales: domiciliar, de infiltración, por conexiones ilícitas y caudal comercial e industrial. Este factor debe estar dentro de los rangos de 0.002 a 0.005, si da un valor menor se tomará 0.002 y si fuera mayor se tomará 0.005.

$$Fqm = \frac{Qmdio}{No.habitantes}$$

Donde:

$Qmedio = Qdomiciliar + Qinfiltración + Conexiones ilícitas$

$Qmedio = 5.564 \text{ lt/s} + 0 + 0.556 \text{lt/s}$

$Qmedio = 6.120 \text{ lt/s}$

$$Fqm = \frac{6.120}{2404}$$

$Fqm = 0.00254$; el parámetro está dentro del rango permitido, por lo que se adopta este.

2.1.8.13. Caudal de diseño

Para determinar la cantidad de agua negra que transportará el alcantarillado, en los diferentes puntos donde esta fluye, se aplica la siguiente fórmula:

$$qdis = No.hab.* FH * Fqm$$

Donde:

No. Hab. = Número de habitantes futuros acumulados

FH = Factor Harmod

Fqm = Factor de caudal medio

Los proyectos de alcantarillado de aguas negras deben diseñarse de modo que la velocidad mínima de flujo, trabajando a cualquier sección, debe

estar entre 0.40m/s a 5 m/s cuando se trabaja en PVC. No siempre es posible mantener esa velocidad, debido a que existen ramales que sirven solo a unas cuantas casas y producen flujos bastante bajos, en tales casos se busca una pendiente que proporcione la velocidad mínima de 0.50 m/s para la descarga máxima estimada y una velocidad no menor de 0.40 m/s para escurrimientos bajos.

El cálculo de la capacidad, velocidad, diámetro y pendiente se hará aplicando la fórmula de Manning.

$$V = 1/n \times R^{(2/3)} \times S^{(1/2)}$$

Donde:

- V = Velocidad del flujo a sección llena (m/s)
- R = Radio hidráulico
- S = Pendiente de la gradiente hidráulica
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning

Es importante conocer que la alcantarilla trabaja como canal abierto, en el cual el agua circula por acción de la gravedad y sin ninguna presión.

El diámetro mínimo a utilizar en los alcantarillados sanitario será de 6 pulgadas, para tubería de PVC.

2.1.9. Diseño hidráulico del alcantarillado sanitario

Se realizará el drenaje sanitario con tubería PVC, para un periodo de 30 años, utilizando un diámetro mínimo de 6 pulgadas.

Ejemplo de diseño de un tramo del alcantarillado de pozo de visita 21 a pozo de visita 25.

PV = Pozo de visita

Cota inicial terreno de CE-18 = 953.78

Cota final terreno de CE-49 = 952.06

Distancia horizontal = 36.89 m.

Factor de caudal medio = 0.0020

Cálculos:

- Pendiente del terreno

$$Pt = \frac{\text{Cota de inicio de terreno} - \text{Cota final de terreno}}{\text{Distancia horizontal}} * 100$$

$$Pt = \left(\frac{953.78 - 952.06}{36.89m} \right) * 100$$

$$Pt = 4.66 \%$$

La pendiente está a favor de la dirección que llevará el flujo.

- Población a servir

Habitantes actuales = 12 habitantes

$$\text{Habitantes futuros} = 12 \cdot (1 + 0.0216)^{30}$$

$$\text{Habitantes futuros} = 23 \text{ habitantes}$$

- Factor Harmod (FH):

Según inciso 2.1.8.5 el Factor Harmond es:

$$\text{FH actual} = 3.732$$

$$\text{FH futuro} = 3.522$$

- Cálculo de caudal de diseño

$$Q_{\text{diseño}} = \text{No.hab.} \cdot \text{FH} \cdot F_{qm}$$

$$Q_{\text{diseño actual}} = 12 \cdot 4.407 \cdot 0.0020 = 0.1057 \text{ lt / s}$$

$$Q_{\text{diseño futuro}} = 23 \cdot 4.373 \cdot 0.0020 = 0.1992 \text{ lt / s}$$

- Cálculo de velocidad y caudal a sección llena

$$\text{Pendiente} = 4.1\%$$

$$\text{Diámetro} = 6 \text{ Pulgadas}$$

$$V = \frac{0.03429}{0.009} \times (6)^{2/3} \times (0.045)^{1/2}$$

$$V = 2.547 \text{ m / s}$$

$$Q = 2.547 \text{ m/s} \times \left(\frac{3.1416(0.1524)^2}{4} \right)$$

$$Q = 0.04647 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q = 46.47 \text{ lt/s}$$

- Relación q/Q con caudal de diseño actual y futuro

$$\frac{q}{Q} \text{ actual} = \frac{4.9695}{46.47} = 0.106947$$

$$\frac{q}{Q} \text{ futuro} = \frac{9.3265}{46.67} = 0.200713$$

- Relación d/D , se obtiene a partir de la relación q/Q

$$\frac{d}{D} \text{ actual} = 0.221$$

$$\frac{d}{D} \text{ futuro} = 0.304$$

- Relación v/V , se obtiene a partir de la relación q/Q

$$\frac{v}{V} \text{ actual} = 0.6523$$

$$\frac{v}{V} \text{ futuro} = 0.7817$$

$$V \text{ actual} = 2.547 \text{ m/s} \times (0.6523)$$

V actual = 1.66 m/s **cumple**

V futuro = 2.547 m/s x (0.7817)

V futuro = 1.99 m/s **cumple**

- Cálculo de cotas

Cini = cota invert inicial

Cinf = cota invert final

Cini = 953.78 - 3.02 = 950.75

$$Cinf = 950.75 - \left(\frac{4.1}{100} \times 36.89 \right) = 949.24$$

Altura final de pozo 25 = 952.06 - 949.24

Altura final de pozo 25 = 2.82 m.

El resumen de cálculos hidráulicos se detalla en las tablas que se presentan en los apéndices.

2.1.10. Selección del punto de desfogue

El punto de desfogue, es por donde las aguas residuales, que han sido tratadas, llegan a un cuerpo receptor, ya sea un río, lago o mar.

El punto de desfogue de este proyecto estará ubicado a orillas de un riachuelo contaminado, que es un ramal alimentador del río Palatzá que está ubicado a poco menos de 100 metros del punto seleccionado de desfogue. Será construido de concreto ciclópeo. Ver plano en apéndices.

2.1.11. Presupuesto de alcantarillado sanitario

El presupuesto del proyecto se integró tomando en cuenta los materiales a ser utilizados con referencia a los precios manejados en la región, para la mano de obra calificada (albañiles) y mano de obra no calificada (comunidad) se utilizó para su cálculo lo que establece la Municipalidad de San Marcos, tanto los imprevistos como los gastos de administración representan un porcentaje de el precio total del proyecto.

UNIDAD DE EPS.

FACULTAD DE INGENIERÍA

CUADRO RESUMEN:

POBLACIÓN Cantones San Juan y Santo Domingo Aldea La Federación
DEPARTAMENTO San Marcos
PROYECTO Alcantarillado Sanitario
DISEÑO Carlos A. López Maldonado
FECHA abril-04
REVISÓ Ing. Juan Merck

No. Orden	Fases	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Renglón Total	% por renglón
1	Colectores	3559	ml	Q 183.93	Q 654,621.55	50,03%
2	Pozos de visita	71	uni	3,161.42	224,460.82	17,15%
3	Conexión Domiciliar	201	uni	1,111.09	223,329.09	17,07%
4	Descarga	1	Global	5,604.00	5,604.00	0,43%
5	Equipo	1	Global	5,813.21	5,813.21	0,44%
subtotal					1300951.90	
6	Imprevistos		10%		130,095.19	9,94%
7	Administración		5%		64,602.06	4,94%

Precio Total del Proyecto	Q 1,308,525.92
---------------------------	----------------

2.1.12. Propuesta de anteproyecto para el tratamiento de las aguas servidas

2.1.12.1. Importancia del tratamiento de las aguas servidas

Para cubrir el componente de saneamiento básico, es indispensable cumplir con las normas sanitarias vigentes, de acuerdo al artículo 94 del Código de la Salud, el cual comprende la adecuada disposición de excretas, la adecuada recolección y evacuación de aguas residuales grises; como también, la adecuada disposición de desechos sólidos o basura.

- Disposición de excretas

La disposición inadecuada de excretas provoca la diseminación de enfermedades gastrointestinales, siendo la población infantil la más afectada. Los requisitos mínimos para la adecuada disposición de excretas son:

- El suelo debe estar en contacto directo con el hombre, es un recurso valioso, productivo y útil, no debe contaminarse.
- El agua, tanto subterránea como superficial, no debe contaminarse.
- Las excretas deberán disponerse en forma aislada de manera que no sean accesibles, por su alto poder contaminante.
- Debe brindarse una garantía que permita asegurar que las excretas no serán manipuladas accidental o intencionalmente.

- Objetivos y clasificación de los métodos de tratamiento

El tratamiento de las aguas negras es el proceso por el cual los sólidos, que el líquido contiene, son separados parcialmente, haciendo que el resto de los sólidos orgánicos queden convertidos en sólidos minerales.

Dentro de los objetivos, que se consideran, al darle tratamiento a las aguas negras, se tienen:

- La prevención de enfermedades.
- La prevención de malos olores.
- El mantenimiento de aguas limpias para aseo personal y otros propósitos recreativos.
- Mantener limpias las aguas que se usan para la propagación y supervivencia de los peces.
- Conservación del agua para uso industrial y agrícola

Existen tres factores básicos determinantes para la implementación de una planta de tratamiento:

- Las características y la cantidad de los sólidos acarreados por las aguas negras.
- Los objetivos que se propongan en el tratamiento.
- La capacidad o aptitud que tenga el terreno (para la eliminación superficial o por Irrigación).

- Tipos y etapas de tratamiento

Cada etapa en el tratamiento tiene una función específica que contribuye en forma secuencial, al mejoramiento de la calidad del efluente respecto a su condición inicial, todo proceso de tratamiento contiene varias etapas, las cuales dependen una de la otra en el ciclo de tratamiento:

- Tratamiento preliminar o pretratamiento.
- Tratamiento primario
- Tratamiento secundario
- Tratamiento terciario

2.1.12.2. Proceso de tratamiento de las aguas servidas

- Tratamiento preliminar

El tratamiento preliminar se diseña para:

- Separar o disminuir el tamaño de los sólidos grandes que flotan.
- Separar los sólidos inorgánicos pesados.
- Separar cantidades excesivas de aceites y grasas.

- Tratamiento primario

Los dispositivos que se usan en el tratamiento primario están diseñados para retirar de las aguas residuales los sólidos orgánicos e inorgánicos sedimentables que se encuentran suspendidos, mediante el proceso físico de sedimentación.

El propósito fundamental de los dispositivos para el tratamiento primario, consiste en disminuir lo suficiente, la velocidad de las aguas, para que puedan sedimentarse los sólidos, tanto orgánicos como inorgánicos.

Los principales dispositivos para el tratamiento primario pueden ser: tanques o fosas sépticas y tanque Imhoff.

Tanques o fosas sépticas

Están diseñadas para mantener las aguas residuales a velocidades bajas, reducir el contenido de sólidos sedimentables, y bajo condiciones anaerobias, en períodos de retención de 12 a 72 horas, degradar la materia orgánica depositada en el fondo. La descomposición de la materia orgánica produce gases que arrastran a los sólidos y los obligan a subir a la superficie, produciendo la formación de natas acumuladas en la superficie.

Tanque Imhoff

Los tanques Imhoff son cámaras en las cuales pasan las aguas negras, por tener un comportamiento de digestión para un período de sedimentación. Los sedimentadores primarios se fundamentan en separar partículas por diferencia de densidad con ayuda de la fuerza de gravedad. La densidad de las partículas deben ser mayores a las del líquido se van hasta la superficie o zona de almacenamiento. Se los aplica para el tratamiento primario de aguas residuales. Para cumplir con esto se tiene diferentes clases de decantadores como son: Decantadores Horizontales, Decantador Vertical con manto de fango, Decantador con carga sólida artificial

- Tratamiento secundario

Este tratamiento debe hacerse cuando las aguas negras todavía contienen, después del tratamiento primario, más sólidos orgánicos en suspensión o en solución que los que puedan ser asimilados por las aguas receptoras. Se evita

así superar la capacidad autodepuradora del curso receptor (río o arroyo) minimizando la agresión al medio ambiente.

Para ello existen, entre otros, dos métodos básicos de tratamiento secundario que pueden aplicarse y que son: LECHOS PERCOLADORES CON TANQUES DE SEDIMENTACIÓN SECUNDARIA Y LODOS ACTIVADOS.

Tanto los lechos percoladores como los lodos activados dependen de los organismos AEROBIOS, por lo tanto se lo llama descomposición aerobia porque la realizan en presencia de oxígeno libre a diferencia del tratamiento primario o anaeróbico.

LECHO PERCOLADOR O LECHOS DE OXIDACIÓN BIOLÓGICA: Es la unidad de tratamiento secundario más común. Está constituido por grava gruesa de 1,50 mts, aproximadamente de profundidad y su misión es retener los sólidos disueltos, finamente divididos del líquido cloacal y oxidarlos biológicamente (intervienen bacterias, protozoarios, algas, hongos, gusanos y larvas de insectos), para formar un material más estable y sedimentable.

TANQUES DE SEDIMENTACIÓN SECUNDARIA: Generalmente las prácticas y controles de los sedimentadores primarios se aplican igualmente a los secundarios, colocados después de los lechos percoladores. Es esencial que se extraiga frecuentemente el barro sedimentado por medio de bombas, para evitar que ascienda a la superficie.

LODOS ACTIVADOS: El proceso de lodos activados tiene como objetivo la remoción de materia orgánica, de las aguas residuales. La combinación de microorganismos y agua residual se conoce como lodos activados.

- Tratamiento terciario

Esta etapa se considera como un nivel avanzado de tratamiento, en el cual se pretende mejorar sustancialmente la calidad del efluente cualitativamente, mediante la desinfección como elemento principal, y el control de nutrientes presentes en las aguas de origen domésticos, como la principal fuente de aportación, a través de procesos físico químicos.

Entre las operaciones que se utilizan en el tratamiento terciario de aguas contaminadas están: la micro filtración, la coagulación y precipitación, la absorción por carbón activado, el intercambio iónico, la ósmosis inversa, la electro diálisis, la remoción de nutrientes, la cloración y la ozonización.

2.1.12.3. Selección del tipo de tratamiento

En la selección del tipo de tratamiento para las aguas residuales de los cantones San Juan y Santo Domingo existen varios factores importantes que se deben tomar en cuenta para la determinación del mismo. Dichos factores van asociados a:

- Eficiencia
- Economía
- Operación y mantenimiento
- Factibilidad

Con base a lo anteriormente expuesto, se optó por elegir un sistema de tratamiento primario, siendo este una fosa séptica.

2.1.12.4. Propuesta de unidades de tratamiento

Se sugiere utilizar una batería de 6 fosas sépticas, reuniendo el caudal que proviene del sistema de alcantarillado sanitario en una caja distribuidora de caudal y conduciéndolo hacia las fosas sépticas de 39 m³. De capacidad pues es la cantidad de aguas negras que se piensa evacuar por cada fosa séptica. El volumen de aguas negras acumulado en 24 horas es de 24.84 m³, el volumen de lodos para un tiempo de dos años de 15 m³, el periodo de retención será de 12 horas. Aunque en los primeros años de funcionamiento el periodo de retención será de 24 horas. Las mayores ventajas de una fosa séptica son su bajo costo inicial, comparado con otros métodos y su mantenimiento es sencillo.

Para la construcción de esta batería de fosas sépticas, contempla la construcción de un muro de gravedad perimetral construido de concreto ciclópeo como principal elemento estructural, las cortinas serán de mampostería reforzada, y la cubierta será de concreto reforzado. Ver detalles constructivos en planos sección apéndices.

2.1.12.5. Programa de operación y mantenimiento para el sistema.

Consiste en la aplicación de técnicas para mantener el alcantarillado en buenas condiciones y así garantizar el funcionamiento normal del sistema. El tiempo recomendado para inspeccionar el funcionamiento del sistema debe ser en espacios no mayores a los tres meses.

Algunos de los elementos a inspección y mantenimiento del alcantarillado se mencionan a continuación.

- Conexión domiciliar

Posibles problemas:

Tapadera de la candela en mal estado.

Tubería parcialmente tapada.

Tubería totalmente tapada.

Conexiones de agua de lluvia en la tubería.

Soluciones y reparaciones

Reparar la tapadera de la candela o en su defecto cambiarla por una nueva, ya que de no hacerlo corre peligro de que se introduzca tierra y basura a la tubería y provocar taponamientos en la misma.

La tubería parcialmente tapada puede ser provocada por la introducción de basura o tierra en esta, se verifica en la candela que cuando se vierte agua, no corra libremente. Se vierte una cantidad suficiente de agua de forma brusca para que el taponamiento se despeje y corra el agua sin mayor problema.

Si la tubería está totalmente tapada, no corre nada de agua en la tubería y se estanca en la candela, se vierte una cantidad de agua de forma brusca para que el taponamiento sea despejado. Si el taponamiento persiste, introducir una guía metálica para tratar de quitar el taponamiento y luego introducir nuevamente una cantidad de agua para que el taponamiento desaparezca. Si persiste el problema se introduce nuevamente la guía, se verifica la distancia donde se encuentra el taponamiento; luego se excava en el lugar marcado, se descubre el tubo para poder destaparlo y repararlo para que las aguas corran libremente.

Las conexiones de agua de lluvia provocan que se saturen las tuberías, ya que no fueron diseñadas para llevar esta agua. Se procede a cancelar la conexión de agua de lluvia a la conexión domiciliar.

- Línea central

Posibles problemas

Tubería parcialmente tapada

Tubería totalmente tapada

Soluciones y reparaciones: Para descubrir los taponamientos se pueden hacer dos pruebas para identificarlos.

Prueba de reflejo:

Consiste en colocar una linterna en un pozo de visita y chequear el reflejo de la misma en el siguiente pozo de visita, si no es percibido claramente existe un taponamiento parcial, y si no se percibe en lo absoluto significa que existe un taponamiento total.

Solución: se vierte agua en el pozo de visita a presión, luego se hace de nuevo la prueba de reflejo y se verifica si el taponamiento se despejó y deja ver claramente el reflejo.

Prueba de corrimiento de flujo: Se vierte una cantidad determinada de agua en un pozo de visita y se verifica el corrimiento del agua en el siguiente pozo y que la corriente sea normal. Si es un corrimiento muy lento existe un taponamiento parcial y si no sale nada de agua en el pozo es que existe un taponamiento total.

Solución: cuando se logra despejar el taponamiento por la presión de agua, se introduce una guía para localizarlo y se procede a excavar y

descubrir la tubería para sacar la basura o tierra que provoca el taponamiento.

- Pozo de visita

Posibles problemas

Acumulación de residuos y lodos

Deterioro de pozo

Tapadera del pozo en mal estado

Soluciones y reparaciones:

Al inspeccionar los pozos de visita se puede constatar que no existan lodos ni desechos acumulados en el pozo que puedan obstruir el paso de las aguas negras. Se procede a quitar los lodos y residuos para dar paso libre a las aguas.

2.1.12.6. Esquema del tratamiento de las aguas negras

2.2. Diseño del sistema de distribución de agua potable para la Aldea Las Lagunas

2.2.1. Descripción del proyecto

Debido a que la aldea Las Lagunas cuenta con un sistema de distribución de agua potable, que llegó al final de su periodo de diseño, ya que tiene más de 25 años de haber sido construido, se decidió diseñar una nueva red de distribución de agua potable, la cual consiste en tuberías de diferentes diámetros, a lo largo de las calles y avenidas de la comunidad, formando circuitos cerrados para una mejor distribución y conducción de agua, esta tubería central alimenta a una tubería secundaria que es por la cual el agua será conducida hasta las viviendas de toda la comunidad.

2.2.2. Consideraciones generales

Toda comunidad que quiera resguardar la salud de sus integrantes debe poseer por lo menos un saneamiento base, que incluye: abastecimiento de agua potable, red de drenajes de aguas negras y adecuada disposición de la basura.

En el proceso de saneamiento es muy importante que se tenga disponibilidad de agua potable de una manera continua, ya que con esto se asegura la salud de la población y también la reducción del riesgo de enfermedades endémicas y gastrointestinales.

El agua potable, para que sea considerada como tal, debe ser sanitariamente segura, clara, inodora, transparente e insípida (condiciones físicas); que no contenga sustancias tóxicas o venenosas y debe estar libre de

concentraciones excesivas de minerales (condiciones químicas); además debe estar exenta de microorganismos patógenos (condiciones bacteriológicas).

El agua que se utilizará para abastecer a la comunidad en estudio será obtenida de fuentes subterráneas, ubicados, en la aldea Cansupe del municipio de Palo Gordo y el otro ubicado en el casco urbano de la aldea.

2.2.3. Descripción del sistema a utilizar

Se diseñará un sistema a base de circuitos cerrados, ya que por la disposición de las viviendas y el tipo de urbanización que posee, si lo permite.

2.2.4. Fuentes de abastecimiento

Acorde a los recursos hídricos de la zona, la aldea Las Lagunas cuenta con dos nacimientos para abastecerlos del servicio del agua potable. Por medio de un pozo mecánico del cual se bombeará agua al tanque de distribución y la otra, un sistema de abastecimiento por medio de gravedad.

2.2.5. Aforo de las fuentes

El método de aforo realizado en los tanques de distribución de la aldea las lagunas fue el volumétrico, tomando como medida una cubeta de cinco galones, cronometrando el tiempo en cada llenado de la cubeta, se realizó el promedio de estos tiempos y este fue de: 4.86 seg. Resultando de este un caudal promedio de: 10.45 lts/seg.

2.2.6. Tipos de servicio

Dependiendo de las comunidades que se desean abastecer, los tipos de servicios pueden ser:

- Conexiones intradomiciliares
- Llena cantaros o chorros públicos
- Pilas públicas
- Servicios mixtos

Los habitante de la aldea Las Lagunas, solicitaron por medio del Comité de Desarrollo, que el servicio a diseñar sea, conexión intradomiciliar.

2.2.7. Levantamiento topográfico

2.2.7.1. Planimetría

El método empleado para el levantamiento topográfico fue el de conservación de acimut, debido a la facilidad que presenta este método no solo en fase de campo sino que en la de gabinete, para la orientación de estación a estación se utilizó el sistema de vuelta de campana.

Los resultados se presentan en los planos topográficos, incluidos en la sección apéndices. El equipo utilizado fue un teodolito con trípode marca “Wild T-1”, una cinta métrica marca “Stanley”, estatal, estacas de madera y clavos.

2.2.7.2. Altimetría

El método empleado fue el de nivelación simple. Dicho método consiste en establecer la diferencia de altura entre dos puntos. Tiene la ventaja de permitir cerrar la nivelación y establecer así la magnitud del error de cierre y comparar si está dentro del error permisible.

El equipo utilizado para la nivelación fue un nivel de precisión marca "Pentax", cinta métrica marca "Stanley", estatal.

2.2.7.3. Calidad de agua

El análisis realizado por el Laboratorio del Centro de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería, muestra que el agua a utilizar para el abastecimiento de la población, se encuentra libre de bacterias y químicos que dañen la salud de los habitantes.

2.2.8. Parámetros de diseño hidráulico

2.2.8.1. Periodo de diseño

Es el tiempo durante el cual la obra prestará un servicio satisfactorio a la población. El período de diseño se cuenta a partir del inicio del funcionamiento de la obra.

Depende de la población a servir, es decir, que se estima con base al incremento de la población, tomando en cuenta la vida útil de las instalaciones y del equipo, la cantidad de mano de obra y la capacidad de administración, operación y mantenimiento del sistema.

Es reducido para poblaciones pequeñas, mientras que se incrementa en poblaciones grandes.

No tiene el mismo significado que vida útil de las instalaciones y equipo, ya que son períodos distintos. Por ejemplo: un sistema de abastecimiento de agua potable puede haber concluido el período para el cual fue diseñado, sin embargo, los materiales que constituyen dicho sistema pueden ser utilizados nuevamente, es decir, que no ha terminado su vida útil.

Con base a lo expuesto anteriormente, el período de diseño para el sistema de distribución de agua potable de la Aldea Las Lagunas será de 21 años.

2.2.8.2. Población de diseño

El número de habitantes de cualquier comunidad varía con el tiempo. Por lo general, se incrementa en la mayoría de las poblaciones con el transcurso del tiempo.

Para determinar la población de diseño, es decir, la población a servir al final del período, se deben considerar factores de crecimiento poblacional, tales como: servicios existentes, facilidad de saneamiento, actividad productiva, comunicación, tasa de natalidad y mortandad, inmigración y emigración.

Para estimar la población de diseño, se utilizó el método geométrico, que involucra de forma directa la población actual y la tasa del crecimiento del lugar. Para el diseño del sistema se tiene una población actual de 2,136 habitantes. La tasa de crecimiento para el departamento de San Marcos es de 2.16%

según el Instituto Nacional de Estadística (INE). La población futura a 21 años, es de:

$$Pf = 2,136 * \{1 + 0.0216\}^{21}$$

$$Pf = 3,345 \text{ habitantes}$$

2.2.8.3. Dotación de agua

Es el volumen de agua que se le asigna a una persona para su consumo, en la unidad de tiempo. Usualmente en el medio la dotación se determina en lt/hab/día. Para este caso la municipalidad asignó una dotación de **150 Lt/Hab/Día** debido a que es un sistema que está en funcionamiento.

2.2.8.4. Factor de día máximo

El factor de día máximo está definido como la relación entre el valor de consumo máximo diario registrado en un año y el consumo medio diario relativo a ese año.

Para el caso del presente estudio, se toma un factor de día máximo de 1.2, ya que el valor de este factor varía entre 1.2 a 2 para poblaciones futuras menos a 1,000 habitantes y de 1.2 para poblaciones futuras mayores de 1,000 habitantes, según normas de diseño para acueductos rurales de la Unidad Ejecutiva del Programa de Acueductos Rurales –UNEPAR-.

2.2.8.5. Factor de hora máximo

Este factor está relacionado con el número de habitantes y sus costumbres. La selección de este factor se toma en forma inversamente proporcional al tamaño de la población. En poblaciones grandes, el consumo es bastante uniforme, por lo que el factor de hora máximo es pequeño, mientras que, en poblaciones pequeñas el consumo es muy variable por lo que el factor de hora máxima es mayor.

Según las normas de diseño para acueductos rurales de UNEPAR, se debe utilizar un factor de 2.5 para poblaciones futuras menores de 1,000 habitantes y de 2.2 para poblaciones futuras mayores de 1,000 habitantes, por lo que para el presente estudio, el factor de hora máxima tendrá un valor de 2.2.

2.2.8.6. Caudal medio diario

El caudal medio diario se define como la cantidad de agua consumida por la población durante un día.

El caudal medio diario, como su nombre lo indica, se obtiene del promedio de los consumos diarios registrados en un año.

Debido a que la comunidad en estudio carece de esta información, el caudal medio diario se calculará a partir de la fórmula siguiente:

$$QMD = (Pf * Dot) / 86,400, \text{ donde}$$

QMD = caudal medio diario (lt/seg)
Pf = población futura (habitantes)
Dot = dotación (lt/hab/día)

El cálculo es el siguiente

$$QMD = (2,586 * 150) / 86,400$$

$$QMD = 4.49 \text{ lt/seg}$$

2.2.8.7. Caudal de día máximo

El caudal de día máximo se define como el consumo máximo durante 24 horas en un año, sin tener en cuenta gastos por incendio. Se utiliza para el diseño de la línea de conducción, está en función del factor de día máximo y el caudal medio diario, se calcula con la siguiente fórmula:

$$QDM = FDM * QMD, \text{ donde}$$

QDM = caudal de día máximo

FDM = factor de día máximo

QMD = caudal medio diario

El cálculo es el siguiente:

$$QDM = 1.2 * 4.49 \text{ lt/seg}$$

$$QDM = 5.39 \text{ lt/seg}$$

2.2.8.8. Caudal de hora máxima

El caudal de hora máxima se define como el consumo máximo en una hora durante un año. Se utiliza para diseñar la red de distribución. Está en función del factor de hora máxima y el caudal medio, se calcula con la siguiente fórmula:

$QHM = FHM * QMD$, donde

QHM = caudal de hora máxima

FHM = factor de hora máxima

QMD = caudal medio diario

El cálculo es el siguiente:

$QHM = 2.2 * 4.49$

QHM = 9.88 lt/seg

2.2.8.9. Diseño hidráulico de las red de distribución de la aldea Las Lagunas

Caudal de diseño para los puntos de consumo

Debido a las condiciones topográficas de la Aldea las Lagunas, la red de distribución se dividirá en 8 circuitos cerrados.

Para realizar el cálculo del consumo o gasto de cada punto de consumo, se determina, primero, el número de viviendas comprendidas en el área tributaria de dicho punto, así como también, el número de edificios públicos, comerciales, industriales, si los hubiere.

Método de Hardy Cross

Hardy Cross introdujo este método de pruebas y errores controlados, el cual fue trasladado por el análisis estructural al análisis hidráulico. Al aplicar este método, los cálculos se vuelven más rápidos si las relaciones de flujo se expresan como una fórmula exponencial.

En este método se suponen positivos los caudales en sentido de las agujas del reloj y las pérdidas de carga asociadas, y con signo negativo, los caudales en contra de las agujas del reloj y las pérdidas asociadas, además se

satisface la ecuación de continuidad en cada punto de consumo y el caudal de ingreso a la red ($Q_{HM} = 9.88$ lts/s); se propone una distribución tentativa del flujo de red; si como también el sentido del mismo.

Para el cálculo de las condiciones propuestas en la red, se emplea la fórmula de Hazen-Williams. Utilizando esta ecuación y con los datos o condición inicial propuesta, se procede a calcular el valor de la pérdida de carga (en mca); dicha pérdida se calcula con la fórmula siguiente:

$$H_f = (1743.811 * L * Q^{1.852}) / (D^{4.87} * C^{1.852}), \text{ donde}$$

H_f = pérdida de carga

L = longitud del tramo (m)

Q = caudal (lt/seg)

D = diámetro nominal de tubería (plg)

C = coeficiente de rugosidad (adimensional)

Para determinar el coeficiente de rugosidad, tomando en cuenta que se tiene planificado utilizar tubería PVC, el fabricante especifica utilizar un valor de 150 para tuberías nuevas.

Luego de calcular H_f , se determina la relación H_f/Q ; y se calcula la corrección con la siguiente fórmula:

$$\text{Corrección} = - (\text{Sum. } H_f) / (1.85 * \text{Sum}) (H_f / Q)$$

Todas las tuberías comunes de dos circuitos, deben ser modificadas en el valor de la Corrección respectiva (calculado según el circuito estudiado), más el valor que corresponda a dicha tubería común (en el circuito próximo), multiplicado por "-1".

El valor del caudal debe ser ingresado con el signo correspondiente al sentido del flujo asumido, que será positivo si el sentido asumido es a favor de las agujas del reloj; y negativo si es en contra de las agujas del reloj.

El caudal modificado se calcula de la siguiente manera:

$$Q \text{ modificado} = Q_0 + \text{Corrección de tubería común}$$

El valor calculado se coloca en la columna de caudal inicial o caudal de la iteración (columna de caudal), sustituyendo el caudal inicialmente asumido. Se procede nuevamente a calcular toda la tabla, segunda iteración, y así sucesivamente, hasta que los valores de las correcciones sean menores o iguales al 1% del caudal de entrada.

Para determinar los diámetros que se utilizaran en los diferentes circuitos de la red de distribución, primero se calcula el diámetro máximo que se puede utilizar en la red, de acuerdo a la velocidad máxima ($V = 2$ m/seg.) de diseño y al caudal de entrada en la red, con la siguiente fórmula:

$$D = (1.974 * Q/V)^{1/2}, \text{ donde}$$

D = diámetro (plg)

Q = caudal (lt/seg)

V = velocidad (m/seg)

El cálculo es el siguiente:

$$D = (1.974 * 10.45 / 2)^{1/2}$$

D = 3.28 pulgadas, se tiene un diámetro de 4" (diámetro interior 4.12")

Luego de calcular el diámetro máximo, se prosigue calculando las pérdidas de carga para cada tramo de la red, a partir de los caudales iniciales y las distancias que se obtuvieron del estudio topográfico. Luego se elige la combinación más adecuada para cada recorrido, es decir, la combinación que proporcione una presión mínima, en el servicio, de 6 mca.

Los datos y resultados se tabulan en la tabla siguiente:

TRAMO		CAUDAL (lts/s)	LONGITUD (m)	PÉRDIDA DE CARGA HF				
DE	A			Q	1,5"	2"	2,5"	3"
B	C	4.40	151.17	53.08	13.08	4.41	1.82	0.45
B	E	1.11	126.15	3.48	0.86	0.29	0.12	0.03
A	B	4.01	403.54	119.54	29.45	9.93	4.09	1.01
C	D	0.21	232.92	0.28	0.07	0.02	0.01	0.00
C	F	4.14	169.71	53.15	13.09	4.42	1.82	0.45
E	F	0.03	145.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	K	0.97	46.00	0.98	0.24	0.08	0.03	0.01
F	G	4.11	141.95	43.87	10.81	3.65	1.50	0.37
G	H	4.11	192.78	59.58	14.68	4.95	2.04	0.50
H	R	3.49	248.30	56.82	14.00	4.72	1.94	0.48
R	Q	3.20	107.46	20.91	5.15	1.74	0.71	0.18
A	J	3.72	112.00	28.83	7.10	2.40	0.99	0.24
J	K	0.35	421.52	1.37	0.34	0.11	0.05	0.01
I	J	3.34	14.15	2.98	0.73	0.25	0.10	0.03
I	L	3.13	226.31	42.42	10.45	3.52	1.45	0.36
K	M	0.64	203.67	2.04	0.50	0.17	0.07	0.02
L	M	0.70	454.10	5.34	1.32	0.44	0.18	0.05
M	P	0.21	118.95	0.14	0.04	0.01	0.00	0.00
P	Q	1.17	350.39	10.62	2.62	0.88	0.36	0.09
Q	T	1.32	469.05	17.80	4.39	1.48	0.61	0.15
N	Ñ	1.90	190.14	14.16	3.49	1.18	0.48	0.12
Ñ	O	0.94	131.44	2.63	0.65	0.22	0.09	0.02
O	P	0.50	206.83	1.28	0.32	0.11	0.04	0.01
O	S	0.21	207.96	0.25	0.06	0.02	0.01	0.00
P	S	0.21	161.62	0.19	0.05	0.02	0.01	0.00
S	T	0.71	554.94	6.62	1.63	0.55	0.23	0.06
D	G	0.06	264.56	0.03	0.01	0.00	0.00	0.00
L	N	2.35	96.00	10.52	2.59	0.87	0.36	0.09

Las condiciones o recorridos de la red que son los más adecuados de acuerdo a la pérdida de carga permitida, se anotan en los siguientes cuadros

Recorrido 1

RECORRIDO	BC	BE	F	EF
HF (mca)	0.45	0.29	0.45	0.00
D (pulg.)	4"	2,5"	4"	1,5"
HF Total	1.19 mca			

Recorrido 2

RECORRIDO	CD	CF	DG	FG
HF (mca)	0.28	0.45	0.03	0.37
D (pulg.)	1,5"	4"	1,5"	4"
HF Total	1.13 mca			

Recorrido 3

RECORRIDO	GH	HR	RQ	PQ
HF (mca)	0.50	0.48	0.18	0.88
D (pulg.)	4"	4"	4"	2,5"

MP	KM	EK	EF	FG
0.01	0.17	0.03	0.00	0.37
2,5"	2,5"	3"	1,5"	4"
HF Total	2.63 mca			

Recorrido 4

RECORRIDO	QT	ST	PS	PQ
HF (mca)	0.15	0.55	0.05	0.88
D (pulg.)	4"	2,5"	2"	2,5"
HF Total	1.63 mca			

Recorrido 5

RECORRIDO	PS	OS	OP
HF (mca)	0.05	0.25	0.11
D (pulg.)	2"	1,5"	2,5"
HF Total	0.40 mca		

Recorrido 6

RECORRIDO	LM	MP	LN	NÑ	ÑO	OP
HF (mca)	0.44	0.01	0.36	0.48	0.22	0.11
D (pulg.)	2,5"	2,5"	3"	3"	2,5"	2,5"
HF Total	1.63 mca					

Recorrido 7

RECORRIDO	KM	JK	IJ	IL	LM
HF (mca)	0.17	1.37	0.03	0.36	0.44
D (pulg.)	2,5"	1,5"	4"	4"	2,5"
HF Total	2.37 mca				

Recorrido 8

RECORRIDO	AB	BE	EK	JK	AJ
HF (mca)	1.01	0.29	0.03	1.37	0.24
D (pulg.)	4"	2,5"	3"	1,5"	4"
HF Total	2.95 mca				

Se concluye que de acuerdo a las condiciones descritas anteriormente, los diámetros son aceptables ya que las pérdidas de carga en cada recorrido son menores de 5 mca. Luego de esto se procede a revisar los criterios propuestos con la aplicación del método de Hardy-Cross.

En los cuadros siguientes, se tabulan los datos y resultados para la primera y cuarta iteración, de los circuitos propuestos, que es donde converge el método de Hardy-Cross.

Como ejemplo de cálculo se tomará el tramo B-C del circuito No. 1 de la primera iteración:

$$H_f = (17432.811 * L * Q^{1.852}) / (D^{4.87} * C^{1.852})$$

$$H_f = 1743.811 * 151.169 * (4.40^{1.852}) / (4^{4.87} * 150^{1.852})$$

$$H_f = 0.4472 \text{ mca}$$

$$H_f / Q_0 = 0.4472 / 4.40$$

$$H_f / Q_0 = 0.1016$$

Para el circuito No. 1 se tiene que la corrección es la siguiente:

$$\text{Corrección} = - (\text{Sum } H_f) / (1.85 * \text{Sum } (H_f / Q))$$

$$\text{Corrección} = - (0.6013) / (1.85 * 0.6315)$$

$$\text{Corrección} = - 0.51466$$

$$Q \text{ corregido} = Q_0 + \text{corrección}$$

$$Q \text{ corregido} = 4.40 - .51466$$

$$Q \text{ corregido} = 3.8853 \text{ lt/seg.}$$

Para la corrección de caudal en un tramo que es común a dos circuitos como el tramo B-E, que pertenece a los circuitos 1 y 8, se procede de la siguiente forma

Para el circuito No. 1

Corrección B-E = Corrección circuito 1 + Corrección circuito 8

Corrección B-E = - 0.51466 + 0.05338

Corrección B-E = - 0.46108

El caudal que se utilizará en la siguiente iteración, es la suma del caudal actual respectivo y la corrección:

Q B-C = Qo + corrección

Q B-C = -1.1134 – 0.46108

Q B-C = -1.5747 lt/seg.

De esta manera se corrigen los caudales en las siguientes iteraciones, hasta que se alcance la presión adecuada. En este caso, para finalizar las iteraciones, la corrección tiene que ser menor o igual a 0.1044 lt/seg., que es el 1% del caudal de entrada.

ITERACIÓN 1							
CIRCUITO No. 1							
TRAMO	D	LONG (mts.)	Qo	Hf	Hf/Qo	CORRECCIÓN	Qf
BC	4"	151.17	4.4000	0.4472	0.1016	-0.51466	3.8853
BE	2,5"	126.15	-1.1134	-0.2889	0.2595	-0.51466 0.05338	-1.5747
CF	4"	169.71	4.1363	0.4477	0.1082	-0.51466 -0.13064	3.4910
EF	1,5"	145.36	-0.0293	-0.0048	0.1622	-0.51466 0.70964	0.1657
Sum Hf		0.6013		Sum Hf/Qo		0.6315	

ITERACIÓN 1							
CIRCUITO No. 3							
TRAMO	D	LONG (mts.)	Qo	Hf	Hf/Qo	CORRECCIÓN	Qf
GH	4"	192.776	4.1070	0.5019	0.1222	-0.70964	3.3974
HR	4"	248.295	3.4917	0.4787	0.1371	-0.70964	2.7821
QR	4"	107.455	3.1987	0.1761	0.0551	-0.70964	2.4891
PQ	2,5"	350.386	1.1720	0.8823	0.7528	-0.70964 -0.08171	0.3806
MP	2,5"	118.951	-0.2051	-0.0119	0.0579	-0.70964 -0.09652	-1.0113
KM	2,5"	203.666	-0.6446	-0.1695	0.2629	-0.70964 0.07871	-1.2755
EK	3"	45.997	-0.9669	-0.0334	0.0345	-0.70964 0.05338	-1.6232
EF	1,5"	145.364	0.0293	0.0048	0.1622	-0.70964 0.51466	-0.1657
FG	4"	141.951	4.1070	0.3696	0.0900	-0.70964 -0.13064	3.2667
Sum Hf		2.1986		Sum Hf/Qo	1.6747		

ITERACIÓN 4							
CIRCUITO No. 1							
TRAMO	D	LONG (mts.)	Qo	Hf	Hf/Qo	CORRECCIÓN	Qf
BC	4	151.169	3.6979	0.3241	0.0876	-0.07271	3.6251
BE	2.5	126.153	-1.5817	-0.5535	0.3499	-0.07271	-1.5749
CF	4	169.708	3.3733	0.3069	0.0910	-0.07271	3.3064
EF	1.5	145.364	0.1229	0.0676	0.5502	-0.07271 0.03929	0.0895
Sum Hf		0.1451		Sum Hf/Qo	1.0788		

ITERACIÓN 4							
CIRCUITO No. 3							
TRAMO	D	LONG (mts.)	Qo	Hf	Hf/Qo	CORRECCIÓN	Qf
GH	4	192.776	3.2527	0.3259	0.1002	-0.03929	3.2134

HR	4	248.295	2.6374	0.2847	0.1079	-0.03929	2.5981
QR	4	107.455	2.3444	0.0991	0.0423	-0.03929	2.3051
PQ	2.5	350.386	0.4858	0.1727	0.3555	-0.03929 0.05103	0.4975
MP	2.5	118.951	-1.0338	-0.2374	0.2297	-0.03929 0.05764	-1.0154
KM	2.5	203.666	-1.2546	-0.5818	0.4637	-0.03929 0.07367	-1.2202
EK	3	45.997	-1.5874	-0.0836	0.0527	-0.03929 0.07955	-1.5472
EF	1.5	145.364	-0.1229	-0.0676	0.5502	-0.03929 0.07271	-0.0895
FG	4	141.951	3.1918	0.2317	0.0726	-0.03929 0.00588	3.1584
	Sum Hf	0.1436		Sum Hf/Qo	1.9747		

Como se muestra en los cuadros descritos anteriormente, el método finaliza en la cuarta iteración.

Las condiciones finales de la red, se determinan de la siguiente forma:

- El valor final del caudal que posee la tubería en estudio, es el caudal inicial de la última iteración
- La pérdida de presión (en mca) es la indicada en la columna Hf, y corresponde al caudal final calculado para la tubería estudiada.

Para concluir, se puede indicar que las condiciones propuestas, en cuanto a Diámetros son aceptables. En la sección de apéndices, consultar el plano de la red de distribución, para observar las condiciones finales de los cálculos efectuados anteriormente.

Para calcular la presión en el punto B (punto donde ingresa el fluido a la red), se calcula la longitud existente entre ese punto y el tanque de distribución. Según el caudal se especifica un diámetro para el cual se calcula la pérdida de carga "Hf" (mca), y esta es la presión en el punto B.

Presión en B:

Para determinar la presión en el primer punto de consumo, se calcula la presión en el punto inicial, luego se calcula la piezométrica en el punto B con la siguiente fórmula:

Cota piezométrica en B = cota de terreno en B + presión en B

Cota piezométrica en B = 974.19 + 23.33

Cota piezométrica en B = 997.523 m

Para determinar la presión de cualquier punto de consumo, se le resta a la cota piezométrica, la cota del terreno. Para encontrar la piezométrica en cualquier punto cuando se trabaja en sentido del flujo, se resta la pérdida de carga de la piezométrica del punto anterior.

Para encontrar la presión y la piezométrica en el punto C se tiene:

Cota piezométrica en B = 997.523 m

Hf en el tramo B-C = 0.3241 m

Cota del terreno en C = 978.06 m

Piezométrica en C = Piezométrica en A – Hf en el tramo B-C

Piezométrica en C = 997.523 – 0.3241

Piezométrica en C = 997.187

Presión en C = piezométrica en C – Cota del Terreno en C

Presión en C = 997.187 – 978.06

Presión en C = 19.127 m

En el cuadro siguiente se muestra la piezométrica para la red de distribución:

PUNTO	COTA TERRENO mts	PÉRDIDA DESEADA	PRESIÓN (mca)	PIEZOMÉTRICA
A	970.49	1.080	25.953	996.443
B	974.19	0.000	23.333	997.523
C	978.06	0.336	19.127	997.187
D	985.54	0.487	11.160	996.700
E	972.57	0.553	24.400	996.970
F	974.32	0.318	22.549	996.869
G	971.07	0.246	25.553	996.623
H	969.71	0.348	26.565	996.275
I	970.57	0.027	25.585	996.155
J	970.39	0.261	25.792	996.182
K	973.42	0.079	23.471	996.891
L	974.46	0.391	21.304	995.764
M	967.68	0.554	28.657	996.337
N	974.38	0.357	21.027	995.407
Ñ	968.30	0.481	26.626	994.926
O	966.93	0.221	27.775	994.705
P	965.77	0.270	29.819	995.589
Q	967.45	0.108	28.409	995.859
R	966.81	0.308	29.157	995.967
S	960.14	0.317	35.288	995.428
T	957.44	0.114	38.305	995.745

En el plano de presiones, en la sección de apéndices, se muestran los valores finales de presión (en mca) en cada uno de los diferentes puntos de consumo.

2.2.8.10. Sistema de desinfección

En este proyecto se utilizará un hipoclorador Modelo PPG 3015. Este equipo es adecuado para desinfectar el agua en pequeñas comunidades.

Funciona mediante el arrastre de agua sobre las pastillas de hipoclorito de calcio, que permite que se disuelvan paulatinamente. El hipoclorador requiere de un mantenimiento simple.

Dosificación para la demanda de cloro

La solución para aplicar en la entrada del tanque, el flujo de cloro (f_c) en gramos/hora, se calcula con la siguiente fórmula:

$$F_c = Q * D_c * 0.06$$

Donde :

Q = caudal de agua conducida en Litro/minuto

D_c = demanda de cloro en mg/litro o PPM

$$F_c = 592.8 \text{ lts/min} * 0.005 \text{ PPM} * 0.06$$

$$F_c = 0.178 \text{ gr/h}$$

Para cumplir con la demanda de cloro que se necesita cubrir en un mes de trabajo ininterrumpido se necesitaran 128 gramos de solución de cloro.

2.2.8.11. Presupuesto distribución de agua potable

El presupuesto del proyecto de distribución de agua potable se integró utilizando los mismos parámetros del presupuesto del proyecto de Alcantarillado Sanitario.

UNIDAD DE E.P.S.

FACULTAD DE INGENIERÍA

CUADRO RESUMEN:

POBLACIÓN Aldea Las Lagunas
DEPARTAMENTO San Marcos
PROYECTO Distribución de Agua Potable
DISEÑO Carlos A López Maldonado
FECHA Septiembre-2004
REVISÓ Ing. Juan Merck

No. Orden	Fases	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Precio Total	Gran Total
1	Red de distribución	9526	ml	Q 49.54	Q 471.895,10	42,26%
2	Conexión domiciliar	356	viviendas	1,235.91	439.985.21	39,41%
3	Sistema de tratamiento	1	global	22,700.00	34,700.00	2,03%
4	Equipo	1	global	3,243.18	3,243.18	0,29%
	Subtotal				950386,48	
5	Imprevistos		10%		111,008.65	9,94%
6	Administración		5%		55,124.16	4,94%

Precio total del proyecto	Q 1,116,519.29
---------------------------	----------------

CONCLUSIONES

1. El proyecto de alcantarillado sanitario mejorará las condiciones sanitarias en los cantones San Juan y Santo Domingo, de la aldea La Federación, debido a que se recolectarán de una mejor manera las aguas negras que provienen de las viviendas, ya que se evita que las aguas corran a flor de tierra y formen focos de contaminación, además, tendrá un aspecto sano el entorno en el que la población vive.
2. La distribución de agua potable en la aldea Las Lagunas, solventará el problema de escasez de agua que sufre la comunidad, de esta manera, se contrarrestará el mal servicio que actualmente brinda el obsoleto sistema de distribución, y se proveerá a los usuarios de un servicio sin interrupción, que además contará con un sistema eficaz de cloración para evitar la contaminación con algún agente patógeno.
3. La realización del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), favorece el desarrollo de las capacidades técnicas del futuro profesional de la Ingeniería Civil, ya que confronta la teoría con la práctica en la búsqueda de soluciones, tanto técnicas como económicas a problemas reales. Beneficiando con ello comunidades del interior de la República.

RECOMENDACIONES

A la Municipalidad de San Marcos:

1. Durante la ejecución de los proyectos, tanto el de Alcantarillado Sanitario como el de Agua Potable, deberá contar con la supervisión técnica de un profesional de ingeniería civil, para que no sufran modificaciones y se cumpla con las especificaciones establecidas en planos.
2. Realizar el mantenimiento preventivo y correctivo de los componentes de los proyectos.

A los estudiantes de la Universidad de San Carlos de Guatemala:

3. Se les exhorta a que realicen el Ejercicio Profesional Supervisado, ya que este brinda la oportunidad de poner en práctica la teoría, adquiriendo experiencia en el campo profesional, además de la satisfacción de poder servir a las comunidades necesitadas, y colaborar con el mejoramiento del nivel de vida de los guatemaltecos.

BIBLIOGRAFÍA

1. **Unda Opazo, Francisco. Ingeniería Sanitaria, aplicada a saneamiento y salud pública.** Editorial Hispanoamericana. México, 1969. 322 pág.
2. Apuntes del curso de Ingeniería Sanitaria II. Agosto de 2001.
3. Apuntes del curso de Ingeniería Sanitaria I. Agosto de 2001.
4. **Simmons, Charles, Sheffer. Clasificación de reconocimiento de los suelos de la República de Guatemala.** 1990.
5. **Gándara, José Luís.** El clima en el diseño. Tesis de Graduación. Facultad de arquitectura. Universidad San Carlos De Guatemala, Guatemala 64 Pág.
6. **Hernández Molina, Anakena Marta Isabel.** Introducción de Agua Potable a las aldeas Santa Catarina Bobadilla y San Gaspar Vivar del municipio de Antigua Guatemala, Sacatepéquez. Tesis de Graduación de Ingeniero Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 2000, 74 Pág.
7. **Juárez García, Edgar Haroldo.** Diseño de Alcantarillado Sanitario y Abastecimiento de Agua Potable para el Caserío Las Flores y Abastecimiento de Agua Potable para la Colonia el Campo, Cabecera Municipal de la Democracia, Escuintla. Tesis de Graduación de Ingeniero Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad San Carlos de Guatemala, Guatemala, 2002, 111 Pág.