



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

**DISEÑO DE ALCANTARILLADO PLUVIAL EN LA CABECERA
MUNICIPAL Y PROPUESTA DE MEJORAS AL SISTEMA DE
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LA ALDEA EL
ROSARIO, MUNICIPIO DE SAN MIGUEL DUEÑAS,
SACATEPÉQUEZ.**

Astrid Gabriela Pineda García

Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, febrero de 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE ALCANTARILLADO PLUVIAL EN LA CABECERA
MUNICIPAL Y PROPUESTA DE MEJORAS AL SISTEMA DE
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LA ALDEA EL
ROSARIO, MUNICIPIO DE SAN MIGUEL DUEÑAS,
SACATEPÉQUEZ.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

**PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA
POR**

**ASTRID GABRIELA PINEDA GARCIA
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS**

**AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERA CIVIL**

GUATEMALA, FEBRERO DE 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
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. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Angel Roberto Sic García
EXAMINADOR	Ing. Oswaldo Escobar
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

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 PLUVIAL EN LA CABECERA MUNICIPAL Y PROPUESTA DE MEJORAS AL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LA ALDEA EL ROSARIO, MUNICIPIO DE SAN MIGUEL DUEÑAS, SACATEPÉQUEZ,

tema que se me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 6 de mayo de 2005.

Astrid Gabriela Pineda García

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, 28 de noviembre de 2005
Ref. EPS. D. 689.11.05

Ing. Angel Roberto Sic Garcia
Coordinador Unidad de EPS
Facultad de Ingenieria
Presente

Estimado Ing. Sic Garcia

Por este medio atentamente le informo que como Asesor y Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Superviado, (E.P.S) de la estudiante universitaria de la Carrera de Ingenieria Civil, **ASIRID GABRIELA PINEDA GARCÍA**, procedi a revisar el informe final de la práctica de EPS, cuyo titulo es **"DISEÑO DE ALCANTARILLADO PLUVIAL EN LA CABECERA MUNICIPAL Y PROPUESTA DE MEJORAS AL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LA ALDEA EL ROSARIO, MUNICIPIO DE SAN MIGUEL DUEÑAS, SACATEPEQUEZ"**.

Cabe mencionar que las soluciones planteadas en este trabajo, constituyen un valioso aporte de nuestra Universidad a uno de los muchos problemas que padece el área rural del país, beneficiando así a los pobladores del Municipio de San Miguel Dueñas.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Del y Enseñad a Todos"


Ing. Juan Merck Cos
Asesor - Supervisor de EPS de Ing. Civil



cc. Archivo
JMC/jm

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, 28 de noviembre de 2005
Ref. EPS. C. 690.11.05

Ing. Oswaldo Romeo Escobar Alvarez
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Escobar Alvarez,

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado "DISEÑO DE ALCANTARILLADO PLUVIAL EN LA CABECERA MUNICIPAL Y PROPUESTA DE MEJORAS AL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LA ALDEA EL ROSARIO, MUNICIPIO DE SAN MIGUEL DUEÑAS, SACATEPEQUEZ".

Este trabajo lo desarrolló la estudiante universitaria **ASTRID GABRIELA PINEDA GARCÍA**, quien fue debidamente asesorada y supervisada por el Ing. Juan Merck Cos.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la **APROBACION DEL MISMO** por parte de asesor y supervisor, **ESTA COORDINACION TAMBIEN APRUEBA SU CONTENIDO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Ad y Emocionad a Todos"

x 
Ing. Angel Roberto Sic Garcia
Coordinador Unidad de EPS



cc. Archivo
ARSO/jtu

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, 10 de febrero de 2006

Ingeniero
Oswaldo Romco Escobar Álvarez
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

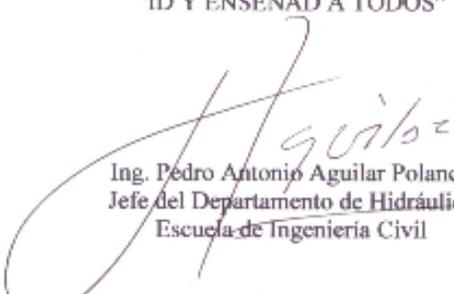
Estimado Ing. Escobar Álvarez

Atentamente y por este medio, envío a usted, el trabajo de graduación titulado **“DISEÑO DE ALCANTARILLADO PLUVIAL EN LA CABECERA MUNICIPAL Y PROPUESTA DE MEJORAS AL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LA ALDEA EL ROSARIO, MUNICIPIO DE SAN MIGUEL DUEÑAS, SACATEPÉQUEZ”**. Este trabajo lo desarrolló la estudiante **ASTRID GABRIELA PINEDA GARCÍA**.

Por lo que, habiendo cumplido con los objetivos y los requisitos de ley del referido trabajo; y existiendo la **APROBACIÓN DEL MISMO**, por parte del Asesor Ing. Juan Merck Cos y del coordinador de la Unidad del Ejercicio Profesional Supervisado, Ing. Ángel Roberto Sic García; y habiéndose efectuado todas las observaciones técnicas el suscrito lo da **POR APROBADO**; solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme, atentamente.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”


Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Jefe del Departamento de Hidráulica
Escuela de Ingeniería Civil



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

AGRADECIMIENTOS

A:

Dios

Por haberme hecho la persona que soy, y haberme permitido terminar esta etapa de mi vida. Por poner en mi camino a todas las personas que han hecho de mi vida un viaje inolvidable.

Ingeniero Juan Merck Cos

Por la asesoría prestada en la realización del presente trabajo de graduación, y estar dispuesto a enseñar y compartir sus conocimientos.

Ingeniero Murphy Paiz

Por su amistad y apoyo durante este tiempo de estudio.

Ingeniero Angel Sic

Por su apoyo y ayuda durante este tiempo, por ser un gran amigo.

Ingeniero Luis Alfaro

Por su ayuda incondicional, tiempo y apoyo para finalizar esta etapa de mi vida.

Universidad de San Carlos de Guatemala, a la Facultad de Ingeniería, y a cada uno de los catedráticos que hicieron de mí, una profesional.

ACTO QUE DEDICO

A:

Mi papá, Edgar Pineda

Por haberme dado siempre lo que necesito y más, por ser un ejemplo de excelencia, honestidad y profesionalismo, por ser el mejor padre que pude haber tenido, y haber hecho todo esto por amor.

Mi mamá, Lisett de Pineda

Por su incansable ayuda en todo momento, compañía en las noches de desvelo, por tratar siempre de ayudar sin importar las circunstancias, una muestra y ejemplo total de amor incondicional.

Mi hermano, Daniel Pineda

Que me dio el ejemplo de terminar mi carrera en el tiempo que es y con excelencia, porque sé que ha estado, está y estará ahí cuando lo necesite, por su amor demostrado a su manera y por depositar en mi su confianza en todo momento.

El Ingeniero Rosales

Por compartir sus conocimientos y guiarme a lo largo de la carrera universitaria, pero sobre todo por brindarme su amistad.

Mis amigos

Cintya, Relle, Jessica, Familia Diez, Familia Hanko, Oswald, Rita, Jael, Gil, Wilder, Vivian Sánchez, Celia, Amilcar, Rodrigo G., Familia Rivera, Familia Aldana, Familia Álvarez, Ana Beatriz, Guayo, Farouk, Gigi y todos los que de una manera u otra, han marcado en una manera positiva mi vida.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XI
RESUMEN	XIII
OBJETIVOS	XV
INTRODUCCIÓN	XVII

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía de la cabecera municipal de San Miguel Dueñas.....	1
1.1.1. Localización geográfica	1
1.1.2. Accesos y comunicaciones	2
1.1.3. Topografía del lugar	3
1.1.4. Aspectos climáticos	3
1.1.5. Actividades económicas	4
1.1.6. Autoridades y servicios públicos	6
1.1.7. Generalidades	8
1.1.8. Censo	10
1.1.9. Determinación de la población actual	11
1.2 Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura	12
1.2.1 Descripción de las necesidades	12
1.2.2 Priorización de las necesidades	13

2. FASE DEL SERVICIO TÉCNICO-PROFESIONAL

2.1 Diseño de alcantarillado pluvial en la cabecera municipal de San Miguel Dueñas	15
2.1.1. Descripción del proyecto	15
2.2 Levantamiento topográfico	16
2.2.1 Planimetría	16
2.2.2 Altimetría	16
2.3 Diseño del sistema	16
2.3.1 Descripción del sistema a utilizar	16
2.3.2 Probabilidad de ocurrencia	17
2.3.3 Características del subsuelo	17
2.3.4 Determinación del coeficiente de escorrentía	18
2.3.5 Determinación de lugares de descarga	20
2.3.6 Determinación de áreas tributarias	20
2.3.7 Intensidad de lluvia	21
2.3.8 Pendiente de tubería	23
2.3.9 Diámetro de tubería	23
2.3.10 Velocidades y caudales a sección llena	24
2.3.11 Revisión de relaciones	25
2.3.12 Cotas invert	25
2.3.13 Ejemplo de diseño de un tramo	26
2.3.14 Profundidad de pozos de visita	36
2.4 Ubicación de los desfogues	37
2.5 Planos	38
2.6 Presupuesto	38
2.7 Estudio de impacto ambiental	43
2.7.1 Definición	43
2.7.2 Fines y aspectos cubiertos por estudios de impacto ambiental	43

2.7.3	Consideraciones técnicas	44
2.7.4	Definición de actividades relevantes en las distintas etapas del proyecto	44
2.7.4.1	Etapa de operación	45
2.7.4.2	Etapa de construcción	45
3.	PROPUESTA DE MEJORAS AL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, DE LA ALDEA EL ROSARIO	
3.1	Descripción del proyecto	46
3.2	Evaluación y análisis hidráulico del sistema actual	46
3.2.1	Captación, aforo y análisis de calidad del agua	46
3.2.2	Línea de conducción	47
3.2.3	Red de distribución	47
3.2.4	Análisis hidráulico	48
3.2.5	Tanque de distribución	48
3.2.6	Propuesta de mejoras al sistema actual	49
3.3	Diseño del nuevo sistema	49
3.3.1	Levantamiento topográfico	49
3.3.1.1	Tipo de levantamiento	49
3.3.1.2	Planimetría	49
3.3.1.3	Altimetría	50
3.3.2	Bases de diseño	50
3.3.2.1	Población actual	50
3.3.2.2	Tasa de crecimiento poblacional	50
3.3.2.3	Período de diseño	51
3.3.2.4	Población futura	51
3.3.2.5	Dotación	52
3.3.2.6	Cálculo de Caudales	52
3.3.2.6.1	Caudal medio diario	52
3.3.2.6.2	Caudal máximo diario	52

3.3.2.6.3	Caudal máximo horario	53
3.3.2.6.4	Caudal por vivienda	54
3.3.2.6.5	Caudal por tramo	54
3.3.2.6.6	Caudal instantáneo	55
3.3.3	Diseño hidráulico	55
3.3.3.1	Fórmulas	56
3.3.3.2	Diámetro teórico	56
3.3.3.3	Tipo y clase de tubería	60
3.3.3.4	Velocidad	61
3.3.3.5	Pérdida de carga	62
3.3.3.6	Cota piezométrica	62
3.3.3.7	Presión dinámica	62
3.3.3.8	Presión estática	63
3.3.3.9	Válvulas	63
3.3.3.10	Conexiones domiciliarias	64
3.4	Planos	65
3.5	Presupuesto	65
3.6	Sistema de Desinfección	68
3.6.1	Hipoclorador	68
3.6.2	Dosis de cloro necesaria	68
3.7	Operación y mantenimiento	70
3.7.1	Costos de operación y mantenimiento	70
3.7.2	Tarifa propuesta	70
3.8	Impacto Ambiental	71
	CONCLUSIONES	73
	RECOMENDACIONES	75
	BIBLIOGRAFÍA	77
	ANEXOS	79

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Planta general alcantarillado pluvial.....	95
2. Planta y perfiles fase uno alcantarillado pluvial.....	97
3. Planta y perfiles fase dos alcantarillado pluvial.....	99
4. Planta y perfiles fase tres “a” alcantarillado pluvial.....	101
5. Planta y perfiles fase tres “b” alcantarillado pluvial.....	103
6. Planta y perfiles fase cuatro alcantarillado pluvial.....	105
7. Detalles pozos alcantarillado pluvial.....	107
8. Detalles desfogues alcantarillado pluvial.....	109
9. Planta general abastecimiento de agua potable.....	111
10. Planta y perfiles tanque a 16, 16 a 17, 16 a 15, abastecimiento de agua potable	113
11. Planta y perfiles 15 a 29, 29 a 31, 29 a 34, abastecimiento de agua potable	115
12. Planta y perfiles 34 a 37, 34 a 39, abastecimiento de agua potable	117
13. Planta y perfiles 39 a 58, abastecimiento de agua potable.....	119
14. Planta y perfiles 58 a 59, 58 a 08, abastecimiento de agua potable.....	121
15. Planta y perfiles 39 a 42, 42 a 46, abastecimiento de agua potable.....	123
16. Planta y perfiles 42 a 50, 50 a 54, abastecimiento de agua potable.....	125
17. Planta y perfiles 50 a 56, 15 a 14, abastecimiento de agua potable.....	127
18. Planta y perfiles 14 a 27, abastecimiento de agua potable.....	129
19. Planta y perfiles 14 a 10, abastecimiento de agua potable.....	131
20. Planta y perfiles 10 a 11, 10 a 03, abastecimiento de agua potable.....	133
21. Planta y perfiles 03 a 06, 03 a 01, abastecimiento de agua potable.....	135

TABLAS

I	Accesos y comunicaciones.....	2
II	Población en aldea El Rosario.....	11
III	Valores para coeficiente de escorrentía.....	18
IV	Intensidad de lluvia.....	22
V	Ancho libre de zanja dependiendo de la profundidad y diámetro de la tubería.....	24
VI	Profundidades mínimas de cotas invert.....	26
VII	Relaciones hidráulicas sección circular.....	28
VIII	Datos tramos 7 a 32, 40 a 32 y 32 a 33.....	32
IX	Cálculo cotas invert.....	35
X	Profundidad de pozos de visita.....	36
XI	Planos elaborados.....	38
XII	Resumen del presupuesto del drenaje pluvial fase uno.....	39
XIII	Resumen del presupuesto del drenaje pluvial fase dos.....	40
XIV	Resumen del presupuesto del drenaje pluvial fase tres.....	41
XV	Resumen del presupuesto del drenaje pluvial fase cuatro.....	42
XVI	Períodos de diseño.....	51
XVII	Diámetros en tubería PVC.....	60
XVIII	Planos elaborados.....	65
XIX	Resumen del presupuesto de la rehabilitación de la red de distribución de agua potable.....	66
XX	Costo de operación y mantenimiento.....	70
XXI	Cálculo hidráulico de alcantarillado pluvial fase uno.....	79
XXII	Cálculo hidráulico de alcantarillado pluvial fase dos.....	82
XXIII	Cálculo hidráulico de alcantarillado pluvial fase tres.....	83
XXIV	Cálculo hidráulico de alcantarillado pluvial fase cuatro.....	84
XXV	Cálculo hidráulico de la red de distribución en la aldea El Rosario.....	85

XXVI Examen bacteriológico.....	93
XXVII Análisis físico químico sanitario.....	94

LISTA DE SÍMBOLOS

AT	Área total
CP	Cota piezométrica
C.I.I.	Cota invert inicial
C.I.F.	Cota invert final
<i>d</i>	Tirante de agua dentro de la tubería
D	Diámetro de la tubería
FHM	Factor hora máxima
FDM	Factor día máximo
Ha.	Hectáreas
L/hab/día	Litros por habitante al día
l/seg	Litros por segundo
m/seg	Metros por segundo
P	Presión
Po	Población inicial
Pf	Población futura
PV	Pozo de visita
q	Caudal real a sección parcialmente llena
Q	Caudal a sección llena
q.dis.	Caudal de distribución
Qm	Caudal medio
Qmd	Caudal medio diario
QT	Caudal total
R	Radio hidráulico
s	Pendiente
V	Velocidad de sección llena

v Velocidad de diseño a sección parcialmente llena
V max Velocidad máxima

GLOSARIO

Altimetría	Procedimiento utilizado para definir las diferencias de nivel, existentes entre puntos distintos de terreno o construcción.
Caudal	Cantidad de agua que brota de un manantial, o cantidad de aguas negras producto del uso humano, por unidad de tiempo.
Caudal de diseño	Volumen de agua escurrido en la unidad del tiempo (segundo), con el que se realizarán los cálculos respectivos.
Cota invert	Altura a la que se encuentra la tubería, medida hasta la parte inferior e interior de la misma.
Dotación	Cantidad de agua que una persona necesita por día para satisfacer sus necesidades, y que se expresa en litros por habitante por día.
Período de diseño	Tiempo durante el cual un sistema dará un servicio satisfactorio a la población.

Planimetría	Procedimiento utilizado para definir la ubicación en planta de puntos estratégicos.
Pozo de visita	Estructura que forma parte de un alcantarillado, y tiene por objeto dar inspección, limpieza y ventilación al sistema.
Relaciones hidráulicas	Relación que existe entre cada uno de los parámetros de diseño a sección llena, y los parámetros de diseño a sección parcialmente llena, las cuales deben cumplir con ciertas condiciones para que las tuberías trabajen como canales.

RESUMEN

En el municipio de San Miguel Dueñas, del departamento de Sacatepéquez se determinó, a través del diagnóstico practicado, que uno de los problemas prioritarios es la falta de un sistema de alcantarillado pluvial, ya que en época de invierno las calles sufren daños, ocasionándole problemas a la población, además de dañar el ornato de la cabecera municipal. Asimismo, se determinó la necesidad, en la aldea El Rosario, de introducir mejoras al sistema de abastecimiento de agua potable con el que cuentan actualmente, ya que éste presenta deficiencias al no proveer a toda la comunidad del vital líquido. Por lo que en este trabajo de graduación se presenta una solución factible tanto técnica como económica a esta problemática. Está conformado por los capítulos siguientes:

Capítulo uno: muestra la monografía del lugar que incluye localización geográfica, accesos y comunicaciones, topografía del lugar, aspectos climáticos, actividades económicas, autoridades y servicios públicos, entre otros. Asimismo incluye un diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de los lugares en estudio.

Capítulo dos: detalla el procedimiento necesario para el diseño del alcantarillado pluvial en la cabecera municipal, describiendo los criterios y metodología que se aplicaron en el diseño, presentando al final del mismo los planos y presupuesto del proyecto.

Capítulo tres: muestra un análisis al sistema de abastecimiento de agua potable actual, así como la propuesta de mejoras, consistente en el rediseño de la red de distribución, incluyendo también el presupuesto y los planos correspondientes.

OBJETIVOS

1. Diseñar el alcantarillado pluvial en la cabecera municipal, y propuesta de mejoras al sistema de abastecimiento de agua potable en la aldea El Rosario, municipio de San Miguel Dueñas, Sacatepéquez.
2. Realizar una investigación de tipo monográfica y un diagnóstico de las necesidades en cuanto a servicios básicos e infraestructura de la cabecera municipal de San Miguel Dueñas.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de graduación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado realizado en el Municipio de San Miguel Dueñas del departamento de Sacatepéquez. Este municipio está ubicado al sur-oeste del departamento de Sacatepéquez, a diez kilómetros de la cabecera departamental y a 55 kilómetros de la ciudad capital, y con el propósito de conocer las necesidades prioritarias de este municipio, se realizó un diagnóstico, en el que se determinaron las siguientes necesidades:

En la cabecera municipal los pobladores tenían en época de invierno, problemas debido a las intensas lluvias, provocando acumulación de agua pluvial en diferentes lugares, principalmente afectando las calles y el ornato del lugar.

La segunda problemática se encontró en la aldea El Rosario, específicamente en la red de abastecimiento de agua potable. Los pobladores cuentan actualmente con un sistema de abastecimiento, pero éste no provee a toda la población, sobretodo a las partes altas, teniendo abastecimiento únicamente las partes bajas de la aldea.

De acuerdo a esta información se determinó que este trabajo estará orientado a presentar una solución a la problemática, presentando para el efecto el diseño de alcantarillado pluvial, el que será realizado en cuatro fases por razones de financiamiento, en tanto que en la aldea El Rosario se propondrán mejoras al sistema de abastecimiento de agua potable, con el fin que todos los pobladores cuenten con el servicio básico.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía de la cabecera municipal de San Miguel Dueñas.

1.1.1. Localización geográfica

El municipio de San Miguel Dueñas está ubicado al sur-oeste del departamento de Sacatepéquez, su extensión territorial es de 35 kilómetros cuadrados, su altitud es de 1,460 metros sobre el nivel del mar, latitud norte 14° 22' 43" y longitud oeste del meridiano de Greenwich 90° 38' 53", se encuentra a 10 kilómetros de la cabecera departamental y a 55 kilómetros de la ciudad capital. La carretera principal que comunica hacia el municipio está asfaltada.

Las poblaciones con las que colinda, son las siguientes: al norte: San Antonio Aguas Calientes y Santa Catarina Barahona del departamento de Sacatepéquez; al sur: San Juan Alotenango del departamento de Sacatepéquez; al este: Ciudad Vieja, del departamento de Sacatepéquez y al oeste: Acatenango y San Andrés Itzapa del departamento de Chimaltenango.

1.1.2. Accesos y comunicaciones

Dentro de las vías de acceso que intercomunican al municipio con sus alrededores se encuentran las siguientes:

Tabla I. Accesos y Comunicaciones

Código de Ruta	Tipo de Carretera	Inicia	Lugares intermedios	Finaliza	Longitud Kms.
NAC.10	Asfalto	Km. 30 San Lucas Sac.	Sta. Lucía Milpas Altas, Antigua, Ciudad Vieja.	San Miguel Dueñas	24
NAC.10	Terracería	Km. 58	San Miguel Dueñas	Calderas, Km. 64	6 Km.
SAC. 3	Terracería	Km. O R. Sac. 1	El Panorama, San Antonio AC.	Km. 12.2 San Miguel D.	12.200 Km.
SAC. 7	Terracería	Km. 58.100 RN 10	San Miguel Dueñas, Montañés	Km. 81.300 Ruta Nac. 14	2
	Terracería	San Miguel Dueñas		Finca Capetillo, A.	--

El acceso al municipio se hace normalmente por la carretera asfaltada y cuenta con servicio constante de buses extra urbanos.

La vía de acceso a la aldea El Rosario es de terracería y no cuenta directamente con el servicio de transporte público; los habitantes se movilizan en automóviles tipo pick-up, camiones y camionetas que pasan únicamente por la finca Concepción. Dentro del casco urbano de la aldea, las vías de comunicación son de terracería a excepción de la calle principal y tres callejones que están empedrados.

1.1.3. Topografía del lugar

San Miguel Dueñas tiene una extensión de 4,478.03 hectáreas. Su territorio pertenece al llamado “Complejo Montañoso del Altiplano Central”. Posee zonas montañosas, altas mesetas, picos volcánicos, quebradas y llanuras. Entre las elevaciones más importantes está el volcán de Acatenango con una altura de 3,976 m. y el cerro El Tigre de 2,430 m. También cuenta con los cerros El Pajal y El Pozo.

El municipio de San Miguel Dueñas cuenta con tres ríos: El Blanco, El Ramuxat, El Guacalate y el riachuelo El Choy (dicho riachuelo aparece en la hoja cartográfica con el nombre de Nimayá). Se cuenta con una laguna en la finca Venecia, que está en peligro de extinción. Los principales bosques son de coníferas. La finca San Sebastián posee los bosques naturales y artificiales más grandes del municipio. En el municipio no se cuenta con bosque energético comunal, por lo que las personas tienen problemas para adquirir leña como fuente de energía.

1.1.4. Aspectos climáticos

El clima de este municipio se define como templado la mayor parte del tiempo y frío en los meses de diciembre y enero. Este municipio está situado en la zona ecológica bosque muy húmedo sub-tropical cálido bmh-s(c). Tiene temperaturas de 21 a 25° C. El municipio tiene una precipitación pluvial que oscila entre 400 a 600 mm, anuales.

1.1.5. Actividades económicas

La principal fuente de trabajo es la agricultura, los cultivos de mayor producción son: café, maíz, fríjol, camote, legumbres, hortalizas, macadamia, frutas, y flores. Las empresas que se dedican a cultivar estos productos son Paúl Ecke de Guatemala, Finca Primavera, Costa Sol, Vivero La Cruz y Entre Volcanes, las cuales se ubican dentro del municipio y son una fuente de trabajo para la población. Otro factor importante de la economía es la dedicación de personas de sexo masculino a las bandas filarmónicas.

Artesanía

Dentro de la artesanía del municipio se menciona: la fabricación de macetas de barro, mariposas de barro y canastas de alambre, de las cuales las últimas dos son un negocio familiar. La artesanía del municipio es poca, ya que por la diversa competencia en el mercado se hace difícil mantener el negocio.

Turismo

Dentro de los centros turísticos más visitados de San Miguel Dueñas se encuentran las caídas de agua localizadas en las riberas del río Ramuxat, las faldas del volcán de Acatenango y Finca Valhala (plantación de macadamia).

El empleo en el municipio puede distribuirse en campesinos que trabajan en terrenos propios; obreros que trabajan en carpintería, albañilería y mecánica, entre otros; asalariados que perciben un sueldo fijo quincenal o mensual; comerciantes que tienen sus negocios propios; profesionales y amas de casa.

El trabajo que más desempeñan es el de campesino y dentro de este rango hay personas que trabajan en su propiedad y otros que trabajan como jornaleros en diferentes lugares. Hay un alto porcentaje de la población que no está representada en la gráfica, que se dedica a trabajos informales y extras, como: ventas de frutas y verduras en la calle, trabajos a domicilio de reparaciones, de servicio doméstico y venta de comida típica o refacciones.

Ganadería

Respecto a la ganadería, en el municipio la actividad pecuaria que más se realiza es la crianza de pollos, cerdos y vacas para la producción de leche. Estos animales son los que comúnmente se comercializan, sin embargo, cabe mencionar que también hay crianza de patos, conejos, gallinas y palomas, las cuales son únicamente para consumo propio. Cabe mencionar que la mayoría de los que comercializan estos animales no tienen un alto número de ellos, ya que se tienen registradas pocas granjas de animales en el municipio.

Comercio

Un alto porcentaje de la población se ha dedicado a actividades de comercio, debido a las pocas fuentes de trabajo. Los tipos de negocios más comunes son abarroterías, panaderías, viveros, cantinas y pocas cafeterías, habiendo únicamente abarroterías en la aldea El Rosario.

1.1.6. Autoridades y servicios públicos

División política y administrativa

La división política y administrativa consta de 1 aldea llamada El Rosario, que se localiza a 10 kilómetros de la cabecera municipal, a una altura aproximada de 2,150 msnm y colinda con la finca Concepción y San José Calderas del departamento de Chimaltenango. El municipio además cuenta con varias fincas, destacándose por su importancia Concepción, San Sebastián y San Rafael Urías, las cuales están a su alrededor. Dentro de su territorio se ubican las faldas del volcán de Acatenango, los cerros El Tigre, El Pajal y El Pozo. La autoridad máxima en el municipio es el Alcalde Municipal, que es elegido democráticamente cada cuatro años. Cada año son nombrados los alcaldes auxiliares en la aldea El Rosario, y regidores en las fincas: Concepción, San Sebastián y San Rafael Urías.

Organización comunitaria, comités

Los comités legalmente constituidos son:

- Pro-Mejoramiento del lugar
- Comité de bomberos municipales
- Comité de pro-mejoramiento de agua Los Pacayales.

Existen otros grupos organizados que son temporales, los cuales funcionan para los días festivos, actividades o situaciones especiales.

Organizaciones gubernamentales

- Una sub.-estación de la Policía Nacional Civil No. 74-42, que pertenece a la Comisaría 74, cuenta con 18 agentes: 6 de turno, 6 de franco, 4 en entrenamiento y 2 sacando curso.
- Un Juzgado de Paz que cuenta con un juez, un secretario y dos oficiales.
- Consejo Municipal de Desarrollo (COMUDE)
- Consejo Comunitario de Desarrollo (COCODE)

Organizaciones no gubernamentales

- Proyecto Las Flores 23-93 afiliado a Christian Children's
- Proyecto Katori
- Biblioteca Open Windows (ventanas abiertas)

Organización comunitaria de aldea El Rosario

La aldea El Rosario dispone de los siguientes comités:

- Pro-Mejoramiento del lugar
- Pro-Introducción de agua
- Comité de salud

Servicios municipales

- Mantenimiento de caminos comunales y públicos.
- Limpieza y mantenimiento de lugares públicos y municipales.
- Mantenimiento del basurero y eliminación de basureros clandestinos.
- Limpieza de los ríos.
- Cuadrilla de recolección de basura por calles y avenidas del casco urbano.

- Instalación, reparación y mantenimiento de drenajes de aguas negras, agua potable y planta de tratamiento.
- Ayuda a bomberos municipales.

1.1.7. Generalidades

Breve reseña histórica

Este municipio se cree que fue fundado en tiempos de Don Pedro de Alvarado, para que las siembras que hicieran los indios sirvieran para sustentar a las viudas pobres de los conquistadores muertos en batallas. De ahí le vino el nombre de “Dueñas”, pues es sabido que en aquella época a tales viudas se les daba la denominación de “Dueñas” y así el pueblo recibió el nombre de “Milpas Dueñas” que es con el que figura en el *Índice Alfabético de las Ciudades, Villas y Pueblos del Reino de Guatemala* como cabeza de Curato en el partido de Chimaltenango. Sin embargo, Don Víctor Miguel Díaz afirma que San Miguel Dueñas se fundó en el año de 1,530 por el Señor Miguel Dueñas, que en ese entonces era dueño de dichas tierras, y que ya asentado en el lugar implementó nuevos cultivos y creó así diversas fuentes de trabajo.

El 11 de octubre de 1825, San Miguel Dueñas fue reconocido como categoría de Municipio del departamento de Sacatepéquez, cuando se promulgó la Constitución Política del Estado de Guatemala, la cual propuso dividir el territorio en once distritos con sus correspondientes circuitos para la administración de la justicia y actualmente sigue considerándose como tal.

Tradiciones y festejos

San Miguel Dueñas es un municipio de costumbres, tradiciones y festejos. Dentro de ellas se mencionan las siguientes celebraciones:

- Rogación a San Miguel Arcángel, el primer domingo de enero
- Celebración de la Cuaresma.
- Celebración de la Virgen de mayo
- Día de la Cruz y placitas, en mayo
- Celebración de Corpus Christy, en junio
- Celebración de El Sagrado Corazón de Jesús, en julio
- 15 De Septiembre, día de la Independencia.
- Celebración de las 20 entraditas de San Miguel
- Celebración de la Fiesta Patronal en honor a San Miguel Arcángel,
- El 01 de Noviembre, día de todos los Santos.
- El 02 de Noviembre, día de Difuntos.
- Celebración de la Virgen de Santa Cecilia (patrona de los músicos)
- Celebración de la Virgen de Concepción, la segunda semana de diciembre
- Convite y rezado en honor a la Virgen de Concepción, en diciembre
- Posaditas, en el mes diciembre
- Celebración de Navidad y Año Nuevo
- La celebración de la Virgen de Año Nuevo, el 31 de Diciembre

Recreación

En el municipio la infraestructura que se tiene como medio de recreación es la siguiente:

- Complejo deportivo que tiene una cancha para foot ball, dos canchas para básquet ball. Una de las canchas también se puede utilizar para foot de salón y cancha para volley ball.
- Una cancha de básquet ball en la plazuela central que funciona como cancha de foot ball de salón.
- La plazuela central.

1.1.8. Censo

La población en San Miguel Dueñas

Según datos del censo realizado en el año 1,994, la población del municipio a esa fecha era de 6,628 habitantes y la proyección del INE al 2,001 es de 9,307 habitantes.

Según los datos del Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social, el municipio ha tenido un crecimiento del 2.33%, sin embargo, en los últimos años se ha dado la inmigración de personas de distintos puntos del país en busca de oportunidades de trabajo y se han asentado como residentes, lo que da paso a que la población ya no sea sólo nativa sino de otros lugares. Se tiene estimado que el 80% de la población es ladina y el 20% indígena.

Población en la aldea El Rosario

El resultado del censo de población realizado por la Oficina Municipal de Planificación (OMP) en la aldea El Rosario, dio como resultado la siguiente tabla.

Tabla II. Población en aldea El Rosario

Edades	Total	Hombres	Mujeres
< 1	17	8	9
1 < 5	79	40	39
5 < 10	88	45	43
10 < 15	81	37	44
15 < 20	60	27	33
20 < 25	65	28	37
25 < 60	159	83	76
> 60	11	5	6
TOTALES	560	273	287

Este censo fue realizado en el año 1,997.

Como se aprecia en la tabla anterior, la población de la aldea está concentrada en el rango de edades de 25 a 60 años, es importante resaltar que de este rango la mayoría se encuentra entre 30 y 40 años, lo que muestra que la población es relativamente joven.

1.1.9. Determinación de la población actual

El proyectar poblaciones son pronósticos que se hacen con base en datos estadísticos de censos poblacionales, que se hayan realizado en el pasado. Para realizarlas, existen diversos métodos dentro de los que se pueden citar:

- Proyección aritmética
- Proyección geométrica
- Proyección exponencial
- Aquellas que se basan en tasas relativas de crecimiento pasado

Para el diseño del proyecto se tomó el método geométrico por ser el que se adapta al crecimiento de países en vías de desarrollo. La tasa de crecimiento poblacional de la comunidad es de 2.33%, para el área rural y urbana. La población actual del municipio es de 11,456 habitantes.

1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura

1.2.1. Descripción de las necesidades

Entre los proyectos que la cabecera municipal de San Miguel Dueñas necesita se encuentran:

- Pavimentación de la calle peatonal de entrada a los centros educativos del complejo deportivo.
- Alcantarillado de aguas pluviales
- Lineamientos para el mantenimiento de adoquín en las calles
- Arreglo de la calle que va hacia Capetillo, incluyendo el puente sobre el río Blanco
- Terminal de buses extraurbanos
- Alumbrado público en algunos callejones
- Construcción de áreas de recreación

- Asfalto o pavimento de las carreteras de ingreso al municipio que colindan con San Antonio Aguas Calientes y San Juan Alotenango
- Pavimento o empedrado de los callejones, después de terminados los trabajos de alcantarillado sanitario.
- Construcción de una planta de tratamiento de aguas negras de la cabecera municipal

Entre los proyectos que la aldea El Rosario necesita se encuentran:

- Empedrado o pavimento de calles que hacen falta
- Construcción de la Capilla
- Mejorar el sistema de abastecimiento de agua potable
- Construcción de un cementerio

En la aldea El Rosario, una problemática que impide las construcciones es el hecho de que la misma se encuentra en medio de una finca, por lo que su crecimiento depende de la adquisición de terreno de la finca, lo cual está fuera del alcance económico de la aldea.

1.2.2. Priorización de las necesidades

Para la priorización de las necesidades se tomaron en cuenta tanto las observaciones y criterios del alcalde municipal, como del Comité de la aldea El Rosario.

En la cabecera municipal, son de vital importancia

- Alcantarillado de aguas pluviales
- Adoquinamiento de la calle peatonal de entrada a los centros educativos del complejo deportivo.

En la aldea El Rosario, son de vital importancia

- Mejorar el sistema de abastecimiento de agua potable
- Empedrado o pavimento de calles que hacen falta
- Construcción de la Capilla
- Construcción de un cementerio

De todos los proyectos presentados con anterioridad, en la cabecera municipal se tomó el de mayor importancia el alcantarillado de aguas pluviales debido a los severos problemas que la cabecera municipal enfrenta en tiempo de lluvia.

Para la aldea El Rosario, el proyecto prioritario es mejorar el sistema de abastecimiento de agua potable.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO-PROFESIONAL

2.1. Diseño del alcantarillado pluvial en la cabecera municipal de San Miguel Dueñas

2.1.1. Descripción del proyecto

El municipio de San Miguel Dueñas cuenta con sus calles debidamente adoquinadas a excepción de algunos callejones que aun están en proceso de adoquinar, cuenta con un adecuado sistema de drenaje sanitario y con drenaje pluvial en una calle principal del municipio, la cual cubre una pequeña parte de la población. Debido al crecimiento poblacional y a la topografía del lugar, se ha incrementado la necesidad de contar con un sistema de drenaje pluvial en el municipio para evitar que el agua se almacene en las calles.

Una descripción general del proyecto se presenta en los siguientes incisos:

- El proyecto consiste en diseñar el sistema de alcantarillado pluvial en las calles principales de la cabecera municipal.
- La longitud del sistema es de 6,125.19 ml
- El proyecto se diseñará en cuatro tramos o fases de construcción, ya que el financiamiento no será entregado en su totalidad para todo el proyecto.
- Será de tubería de concreto de diferentes diámetros. Los desfuegos se harán sobre el río Guacalate y en otros riachuelos que atraviesan el municipio.
- Se colocarán tragantes de acera a lo largo de las calles y avenidas para captar las aguas pluviales en puntos estratégicos.

2.2. Levantamiento topográfico

2.2.1. Planimetría

El método utilizado fue el de deflexiones. Tomando como 0°00' la estación anterior y midiendo ángulos internos. El equipo utilizado fue un teodolito marca Wild T-2, dos plomadas y una cinta métrica con una longitud de 50 metros.

2.2.2. Altimetría

El método utilizado fue una nivelación compuesta. El equipo utilizado fue un nivel de precisión marca Wild y una estadia de 3 metros. Los resultados tanto de la planimetría como de la altimetría se presentan en los planos topográficos en el anexo.

2.3. Diseño del sistema

2.3.1. Descripción del sistema a utilizar

Para el diseño del sistema de alcantarillado pluvial, se tomaron en cuenta varios aspectos como la intensidad de lluvia, el área tributaria que llegaría a cada una de las tuberías y se aprovecharon las pendientes del terreno con las que cuenta el municipio actualmente, entre otros.

Debido a que el diseño era para todo la cabecera municipal, se dividió la construcción del sistema de alcantarillado pluvial en cuatro fases, dichas fases se encuentran especificadas en los planos de construcción. Se utilizó tubería de concreto, la cual deberá poseer una estructura homogénea de igual espesor en toda su longitud, impermeable, con una superficie interior lisa, libre de grietas o fracturas parciales. Para las juntas de cada tubería será utilizada sabieta,

siendo ésta de un espesor de 0.02 mts y un ancho de 0.10 mts. en la unión de los tubos.

Dentro de los planos también se especifican el diámetro de tubería a utilizar en cada tramo, la profundidad de la misma así como la profundidad de los pozos de visita.

2.3.2. Probabilidad de ocurrencia

El sistema de alcantarillado fue proyectado para que tuviera un funcionamiento adecuado durante un período de 20 años. Debido a que la construcción empezará el otro año, para los cálculos se utilizaron 21 años, es decir, para una probabilidad de ocurrencia de uno en 20 años.

2.3.3. Características del subsuelo

El subsuelo de la cabecera municipal es de un material común, constituido por arena con grava de color gris, ya que es de origen volcánico, no es roca y puede excavar a mano o por medios mecanizados. Esto hace que no sea difícil la excavación del mismo para la construcción de los pozos y la colocación de la tubería, influenciando también en el renglón de excavación por el pago de la mano de obra.

2.3.4. Determinación del coeficiente de escorrentía

Debido a que cuando llueve, un porcentaje del agua se evapora, infiltra o es absorbido por áreas jardinizadas, el coeficiente de escorrentía que se toma en consideración para los cálculos hidráulicos es un porcentaje del agua total llovida. El valor de este coeficiente depende del tipo de superficie que se esté analizando. Mientras más impermeable sea la superficie, mayor será el valor del coeficiente de escorrentía.

La siguiente tabla muestra algunos valores de escorrentía dependiendo de la superficie que sea analizada:

Tabla III. Valores para coeficiente de escorrentía

SUPERFICIE	C	ADOPTADA
Techos	0.70 a 0.95	0.70
Pavimentos de concreto y asfalto	0.85 a 0.90	
Pavimentos de piedra, ladrillo o madera en buenas condiciones	0.75 a 0.85	0.75
Pavimentos de piedra, ladrillo o madera en malas condiciones	0.60 a 0.70	
Calles macademizadas	0.25 a 0.60	
Calles y banquetas de arena	0.15 a 0.30	
Calles sin pavimento, lotes desocupados, etc.	0.10 a 0.30	
Parques, canchas jardines, prados, etc.	0.05 a 0.25	0.05
Bosques y tierra cultivada	0.01 a 0.20	

Fuente: Departamento de Acueductos y Alcantarillados, Dirección General de Obras Públicas, tabla No. 1

El cálculo del coeficiente de escorrentía promedio se realizará de la siguiente manera:

$$C = \frac{\sum(c \cdot a)}{\sum a}$$

Siendo:

c = Coeficiente de escorrentía de cada una de las áreas parciales

a = Áreas parciales (en hectáreas)

C = Coeficiente de escorrentía promedio

Cálculo de las áreas con adoquín	4.209 Hectáreas
Cálculo de las áreas techadas	11.98 Hectáreas
Cálculo de las áreas con patios, lotes y jardines	13.76 Hectáreas
Total áreas acumuladas	29.95 Hectáreas

Con estos datos se puede obtener el coeficiente de escorrentía promedio como se muestra a continuación:

$$C = \frac{\sum(c \cdot a)}{\sum a}$$

$$C = \frac{\sum((0.75 \cdot 4.209) + (0.70 \cdot 11.98) + (0.05 \cdot 13.76))}{\sum 29.95}$$

$$\underline{C = 0.408}$$

2.3.5. Determinación de lugares de descarga

Como lugares de descarga se buscaron puntos donde los desfogues fueran en ríos. El río Guacalate bordea el municipio, por lo que se utilizaron dos puntos de desfogue que llegan directamente al río. También se consideraron riachuelos que atraviesan el municipio, que desembocan al río Guacalate, éstos están en tres diferentes puntos del municipio. De los desfogues que salen a los riachuelos, uno tiene una desembocadura hacia una caja de concreto existente, los otros dos salen a puentes de pequeñas dimensiones. Para disminuir la energía con la que el agua pluvial caerá en el río y los riachuelos, se diseñaron disipadores de energía, para evitar que ésta pueda socavar las bases de los puentes y así mismo evitar que pueda causar cualquier otro tipo de daño. Estos están especificados en los planos de construcción.

2.3.6. Determinación de áreas tributarias

Cada tubería deberá transportar cierta cantidad de agua. Para determinar éste valor, del plano general se tomaron las cotas del terreno a manera de ver la dirección que toma el agua de lluvia al caer. Luego se hizo un cálculo de las áreas que cada tubería debía de recolectar, éstas son las áreas tributarias. Al inicio de un tramo, del primer pozo al segundo, no se toma en cuenta ningún área tributaria. A partir del segundo tramo, se toma en consideración su área tributaria más las áreas tributarias de los tramos anteriores.

2.3.7. Intensidad de lluvia

El espesor de la lámina de agua caída por unidad de tiempo es llamado intensidad de lluvia, suponiendo que el agua permanece en el sitio donde cayó. La intensidad de lluvia es medida en mm / hora.

Para el cálculo de la intensidad de lluvia, es necesario conocer primero algunos términos:

- Tiempo de concentración

Es el tiempo que emplea el agua superficial para descender desde el punto más remoto de la cuenca hasta la sección de estudio. En tramos iniciales, el tiempo de concentración se estimará en 12 minutos.

En tramos consecutivos, el tiempo de concentración se estimará por la fórmula siguiente:

$$t_n = t_{n-1} + \frac{L}{(60)(v_{n-1})}$$

En donde:

t_n = Tiempo de concentración hasta el tramo considerado (min.)

t_{n-1} = Tiempo de concentración hasta el tramo anterior (min.)

L = Longitud del tramo anterior (mts.)

v_{n-1} = Velocidad a sección llena en el tramo anterior (mts./seg.)

Fuente: Departamento de Acueductos y Alcantarillados, Dirección General de Obras Públicas, inciso 2.7.4.2.

Cuando en un punto sean concurrentes dos o más ramales, t_{n-1} se tomará igual al del ramal que tenga el mayor tiempo de concentración.

Una vez que ya se tuvo el tiempo de concentración de cada tramo, para calcular la intensidad de lluvia, se basó en la siguiente tabla debido a que no había ninguna estación cercana:

Tabla IV. Intensidad de Lluvia

	2 años	5 años	10 años	20 años
Ciudad de Guatemala	$\frac{2338}{t+18}$	$\frac{3706}{t+22}$	$\frac{4204}{t+23}$	$\frac{4604}{t+24}$
Bananera, Izabal	$\frac{5771.50}{t+48.98}$	$\frac{7103.95}{t+53.80}$	$\frac{7961.65}{t+56.63}$	$\frac{8667.77}{t+58.43}$
Labor Ovalle, Quetzaltenango	$\frac{977.7}{t+3.80}$	$\frac{1128.5}{t+3.24}$	$\frac{1323.5}{t+3.48}$	
El Pito Chicolá, Suchitepéquez	$\frac{11033.6}{t+101.10}$	$\frac{11618.7}{t+92.19}$	$\frac{13455.2}{t+104.14}$	
La Fragua, Zacapa	$\frac{3700.5}{t+50.69}$	$\frac{3990.5}{t+41.75}$	$\frac{4049.0}{t+37.14}$	

Fuente: Departamento de Acueductos y Alcantarillados, Dirección General de Obras Públicas, tabla No. 2

Por la cercanía a la Ciudad de Guatemala, se tomó como dato $\frac{4604}{t+24}$, que se utiliza para el cálculo de la cantidad de lluvia con una probabilidad de ocurrencia de 1 en 20 años.

2.3.8. Pendiente de tubería

Para el cálculo de la pendiente, no existen rangos de pendiente mínima o máxima. Se toma como pendiente de la tubería, la pendiente del terreno, si con esta pendiente no verifican las velocidades y el tirante, se debe incrementar o reducir la misma. En este caso, la mayoría de los casos fueron calculados con las pendientes del terreno, ya que la topografía y la ubicación de los desfuegos así lo permitían.

2.3.9. Diámetro de tubería

Para alcantarillado pluvial con tubería de concreto, el diámetro mínimo es de 10". Esto es en los tramos de inicio e inclusive en algunos tramos en donde el área tributaria acumulada no tiene gran valor. Los diámetros comerciales en tubería de concreto son de 10", 12", 16", 18", 20", 24", 30", 36" y 42", y a partir de tubería de 24", existen las tuberías reforzadas o de alta resistencia. Se utilizaron diámetros de 10", 12", 16", 18", 20", 24" y 30" en este diseño.

Para determinar el ancho de zanjas, depende de su profundidad y del diámetro de la tubería a instalar. Para esto, se utilizó la siguiente tabla:

Tabla V. Ancho libre de zanja dependiendo de la profundidad y diámetro de la tubería

Diámetro Nominal Pulgadas	Profundidad (m)										
	Hasta 1,30 m	De 1,31 a 1,85m	De 1,86 a 2,35 m	De 2,36 a 2,85 m	De 2,86 a 3,35 m	De 3,36 a 3,85 m	De 3,86 a 4,35 m	De 4,36 a 4,85 m	De 4,86 a 5,35 m	De 5,36 a 5,85 m	De 5,86 a 6,35 m
6	0,60	0,60	0,65	0,65	0,70	0,70	0,75	0,75	0,75	0,80	0,80
8	0,60	0,60	0,65	0,65	0,70	0,70	0,75	0,75	0,75	0,80	0,80
10		0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,75	0,75	0,75	0,80	0,80
12		0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,80	0,80
16		0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
18		1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10
20		1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10
24		1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
30		1,55	1,55	1,55	1,55	1,55	1,55	1,55	1,55	1,55	1,55
36			1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75
42				1,90	1,90	1,90	1,90	1,90	1,90	1,90	1,90
48				2,10	2,10	2,10	2,10	2,10	2,10	2,10	2,10
60				2,45	2,45	2,45	2,45	2,45	2,45	2,45	2,45
72					2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80
84					3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20

Fuente: Instituto de Fomento Municipal, Especificaciones Generales y Técnicas para Construcción, Tabla XVI-3.

2.3.10. Velocidades y caudales a sección llena

Para el cálculo del caudal, velocidad, diámetro y pendiente se utilizó la fórmula de Manning transformada al sistema métrico para secciones circulares:

$$V = \frac{0.03429}{n} \left(D^{\frac{2}{3}} \right) \left(S^{\frac{1}{2}} \right)$$

En donde:

V = Velocidad del flujo a sección llena (m/seg.)

D = Diámetro de la sección circular (pulgadas)

S = pendiente de la gradiente hidráulica (m/m)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

para tuberías de diámetro igual o menores a 24", n = 0.015

para tuberías de diámetro mayores a 24", n = 0.013

Cada tramo se calculará con el caudal que tenga en sus extremos más bajos, trabajándose, si es necesario, contra pendiente.

La velocidad mínima con la que puede circular el flujo es 0.60 m/seg. y la velocidad máxima es de 3.00 m/seg.

Para determinar el caudal pluvial se utilizó el Método Racional; cuya fórmula se muestra a continuación:

$$Q = \left(\frac{CIA}{360} \right) (1,000)$$

En donde:

Q = Caudal en lts/seg.

C = Coeficiente de escorrentía

I = Intensidad de lluvia en mm/hora.

A = Área tributaria en hectáreas

2.3.11. Revisión de relaciones

El caudal de diseño debe ser menor que el caudal a sección llena, la relación del tirante a sección parcial con el tirante a sección llena d/D debe ser menor o igual a 0.90 y mayor que 0.10.

2.3.12. Cotas Invert

La cota Invert es la altura a la que se encuentra la tubería, medida hasta la parte inferior e interior de la misma. Se calculó tomando la cota del terreno inicial y restándole la profundidad inicial de la tubería, de igual manera para la cota del terreno final con la profundidad final de la tubería.

Para evitar rupturas en la tubería se deben tener profundidades mínimas, dependiendo del tipo de tránsito que se tenga y del diámetro de la tubería que se está utilizando, para esto se utilizó la siguiente tabla:

Tabla VI. Profundidades mínimas de cotas invert

Diámetro	8"	10"	12"	16"	18"	20"	24"	30"	36"	42"	48"	60"
Tránsito Normal	1.22	1.28	1.33	1.41	1.50	1.58	1.66	1.84	1.99	2.14	2.25	2.55
Tránsito Pesado	1.42	1.48	1.53	1.51	1.70	1.78	1.86	2.04	2.19	2.34	2.45	2.75

Fuente: Instituto de Fomento Municipal, Especificaciones Generales y Técnicas para Construcción, Tabla XVI-3.

2.3.13. Ejemplo de diseño de un tramo

Para empezar el diseño de un tramo, es necesario identificar de qué pozo a qué pozo se empezará a calcular. De la topografía realizada se obtuvieron las cotas del terreno, cota inicial y final, así como la longitud entre pozos. Con estos datos, se obtuvo la pendiente de la siguiente manera:

$$\text{Pendiente} = \frac{\text{cota del terreno inicial} - \text{cota del terreno final}}{\text{longitud del tramo}}$$

Si el caudal pluvial se determina el área tributaria que llegará al tramo, de no ser el primer tramo, se calculará el área tributaria acumulada. Se toma un tiempo de concentración equivalente a 12 minutos si es el primer tramo, en el resto de los tramos, se calculará de la manera mostrada anteriormente.

El cálculo del coeficiente de escorrentía se realiza de la manera explicada anteriormente, y con estos datos se puede calcular la intensidad de lluvia, para finalmente calcular el caudal total acumulado en lts/seg.

Para la pendiente de la tubería, se utiliza primero la misma pendiente del terreno. Se propone un diámetro en pulgadas y con este diámetro se toma una rugosidad, que depende del diámetro de la tubería. Con la fórmula de Manning se calcula la velocidad a sección parcialmente llena y para el caudal a sección llena se utiliza la siguiente fórmula:

$$Q = VA$$

Teniendo el caudal de diseño (q) y el caudal a sección llena (Q), se verifican las relaciones hidráulicas teniendo el valor de q/Q , se busca en la tabla de relaciones que se muestra a continuación, a manera de obtener d/D que debe ser menor o igual a 0.90, y v/V para poder despejar v y obtener la velocidad a sección parcial de la tubería.

Tabla VII. Relaciones hidráulicas sección circular

d/D	A/A	v/V	q/Q	d/D	a/A	v/V	q/Q
0.0100	0.0017	0.088	0.00015	0.1025	0.05396	0.408	0.02202
0.0125	0.0237	0.103	0.00024	0.1050	0.05584	0.414	0.02312
0.0150	0.0031	0.116	0.00036	0.1075	0.05783	0.420	0.02429
0.0175	0.0039	0.129	0.00050	0.1100	0.05986	0.426	0.02550
0.0200	0.0048	0.141	0.00067	0.1125	0.06186	0.432	0.02672
0.0225	0.0057	0.152	0.00087	0.1150	0.06388	0.439	0.02804
0.0250	0.0067	0.163	0.00108	0.1175	0.06591	0.444	0.02926
0.0275	0.0077	0.174	0.00134	0.1200	0.06797	0.450	0.03059
0.0300	0.0087	0.184	0.00161	0.1225	0.07005	0.456	0.03194
0.0325	0.0099	0.194	0.00191	0.1250	0.07214	0.463	0.03340
0.0350	0.0110	0.203	0.00223	0.1275	0.07426	0.468	0.03475
0.0375	0.0122	0.212	0.00258	0.1300	0.07640	0.473	0.03614
0.0400	0.0134	0.221	0.00223	0.1325	0.07855	0.479	0.03763
0.0425	0.0147	0.230	0.00338	0.1350	0.08071	0.484	0.03906
0.0450	0.0160	0.239	0.00382	0.1375	0.08289	0.490	0.04062
0.0475	0.0173	0.248	0.00430	0.1400	0.08509	0.495	0.04212
0.0500	0.0187	0.256	0.00479	0.1425	0.08732	0.501	0.04375
0.0525	0.0201	0.264	0.00531	0.1450	0.08954	0.507	0.04570
0.0550	0.0215	0.273	0.00588	0.1475	0.09129	0.511	0.04665
0.0575	0.0230	0.271	0.00646	0.1500	0.09406	0.517	0.04863
0.0600	0.0245	0.289	0.00708	0.1525	0.09638	0.522	0.05031
0.0625	0.0260	0.297	0.00773	0.1550	0.09864	0.528	0.05208
0.0650	0.0276	0.305	0.00841	0.1575	0.10095	0.533	0.05381
0.0675	0.0292	0.312	0.00910	0.1600	0.10328	0.538	0.05556
0.0700	0.0308	0.320	0.00985	0.1650	0.10796	0.548	0.05916
0.0725	0.0323	0.327	0.01057	0.1700	0.11356	0.560	0.06359
0.0750	0.0341	0.334	0.01138	0.1750	0.11754	0.568	0.06677
0.0775	0.0358	0.341	0.01219	0.1800	0.12241	0.577	0.07063

Continuación tabla relaciones hidráulicas sección circular

d/D	A/A	v/V	q/Q	d/D	a/A	v/V	q/Q
0.0800	0.0375	0.348	0.01304	0.1850	0.12733	0.587	0.07474
0.0825	0.0392	0.355	0.01392	0.1900	0.13229	0.696	0.07885
0.0850	0.0410	0.361	0.01479	0.1950	0.13725	0.605	0.08304
0.0875	0.0428	0.368	0.01574	0.2000	0.14238	0.615	0.08756
0.0900	0.0446	0.375	0.01672	0.2050	0.14750	0.624	0.09104
0.0925	0.0464	0.381	0.01792	0.2100	0.15266	0.633	0.09663
0.2200	0.1631	0.651	0.10619	0.5900	0.6140	1.07	0.65488
0.2250	0.1684	0.659	0.11098	0.6000	0.6265	1.07	0.64157
0.2200	0.1631	0.651	0.10619	0.5900	0.6140	1.07	0.65488
0.2300	0.1436	0.669	0.11611	0.6100	0.6389	1.08	0.68876
0.2350	0.1791	0.676	0.12109	0.6200	0.6513	1.08	0.70537
0.2400	0.1846	0.684	0.12623	0.6300	0.6636	1.09	0.72269
0.2450	0.1900	0.692	0.13148	0.6400	0.6759	1.09	0.73947
0.2500	0.1955	0.702	0.13726	0.6500	0.6877	1.10	0.75510
0.2600	0.2066	0.716	0.14793	0.6600	0.7005	1.10	0.77339
0.2700	0.2178	0.730	0.15902	0.6700	0.7122	1.11	0.78913
0.3000	0.2523	0.776	0.19580	0.7000	0.7477	1.12	0.85376
0.3100	0.2640	0.790	0.20858	0.7100	0.7596	1.12	0.86791
0.3200	0.2459	0.804	0.22180	0.7200	0.7708	1.13	0.88384
0.3300	0.2879	0.817	0.23516	0.7300	0.7822	1.13	0.89734
0.3400	0.2998	0.830	0.24882	0.7400	0.7934	1.13	0.91230
0.3500	0.3123	0.843	0.26327	0.7500	0.8045	1.13	0.92634
0.3600	0.3241	0.856	0.27744	0.7600	0.8154	1.14	0.93942
0.3700	0.3364	0.868	0.29197	0.7700	0.5262	1.14	0.95321
0.3800	0.3483	0.879	0.30649	0.7800	0.8369	1.39	0.97015
0.3900	0.3611	0.891	0.32172	0.7900	0.8510	1.14	0.98906
0.4000	0.3435	0.902	0.33693	0.8000	0.8676	1.14	1.00045
0.4100	0.3860	0.913	0.35246	0.8100	0.8778	1.14	1.00045

Continuación tabla relaciones hidráulicas sección circular

d/D	A/A	v/V	q/Q	d/D	a/A	v/V	q/Q
0.4200	0.3986	0.921	0.36709	0.8200	0.8776	1.14	1.00965
0.4400	0.4238	0.943	0.39963	0.8400	0.8967	1.14	1.03100
0.4500	0.4365	0.955	0.41681	0.8500	0.9059	1.14	1.04740
0.4600	0.4491	0.964	0.43296	0.8600	0.9149	1.14	1.04740
0.4800	0.4745	0.983	0.46647	0.8800	0.9320	1.13	1.06030
0.4900	0.4874	0.991	0.48303	0.8900	0.9401	1.13	1.06550
0.5000	0.5000	1.000	0.50000	0.9000	0.9480	1.12	1.07010
0.5100	0.5126	1.009	0.51719	0.9100	0.9554	1.12	1.07420
0.5200	0.5255	1.016	0.53870	0.9200	0.9625	1.12	1.07490
0.5300	0.5382	1.023	0.55060	0.9300	0.9692	1.11	1.07410
0.5400	0.5509	1.029	0.56685	0.9400	0.9755	1.10	1.07935
0.5500	0.5636	1.033	0.58215	0.9500	0.9813	1.09	1.07140

De la tabla que indica la profundidad mínima de la tubería dependiendo del diámetro, se obtienen las profundidades de la tubería, teniendo en cuenta los siguientes criterios:

- Cuando el diámetro de la tubería que entra al pozo es el mismo que el diámetro que sale de él, la cota invert de salida del pozo estará colocada a 0.03 mts. debajo de la cota invert de entrada al pozo.
- Cuando el diámetro de la tubería que entra al pozo es diferente al diámetro de tubería que sale de él, la cota invert de salida del pozo será igual a la diferencia entre el diámetro que sale del pozo y el diámetro que

entra al pozo, o 0.03mts. Se tomará el valor mayor de estas dos condiciones.

Las cotas invert son calculadas dependiendo del valor que tomó cada profundidad de tubería. Teniendo como valor la diferencia entre la cota del terreno y la profundidad de la tubería.

El cálculo de la excavación depende de la profundidad de la tubería, de la longitud del tramo y del ancho de la zanja, así:

$$\text{Excavación} = (\text{ancho zanja})(\text{profundidad tubería})(\text{longitud tramo})$$

La profundidad y ancho de los pozos de visita se explican más adelante.

Como ejemplo se tomó el tramo del pozo de visita No. 32 al 33, ya que a este pozo llegan dos tramos diferentes.

De la topografía realizada y calculando la pendiente se tiene:

Cota del Terreno Inicial	Cota del Terreno Final	Longitud	Pendiente %
103.424	102.57	65.00	1.31

El área tributaria es el área que se encuentra entre el pozo 7 y el pozo 32, así como la que se encuentra entre el pozo 40 y el pozo 32. El área tributaria acumulada es igual al área tributaria acumulada que se tiene del pozo 7 a 32, más el área tributaria acumulada que se tiene entre el pozo 40 a 32, más el área tributaria que llega al pozo 32, teniendo los siguientes valores:

Tabla VIII. Datos tramos 7 a 32, 40 a 32 y 32 a 33

De P.V. No.	A P.V. No.	Área tributaria	Área tributaria Acumulada (Has).
7	32	0.30	2.45
40	32	0.57	0.57
32	33	1.02	4.04

El tiempo de concentración, ya que no es tramo inicial, es el siguiente:

$$t_n = t_{n-1} + \frac{L}{(60)(v_{n-1})}$$

El tiempo de concentración de 7 a 32 es el siguiente:

$$t_{7-32} = 14.15 + \frac{57.03}{(60)(1.86)}$$

$$t_{7-32} = 14.61$$

El tiempo de concentración de 40 a 32 debido a que es tramo inicial es el siguiente:

$$t_{40-32} = 12.00$$

Para el cálculo de t_{32-33} , en los valores de t_{n-1} y v_{n-1} , se toman los del tramo 7 a 32 ya que éste es el que tiene el mayor tiempo de concentración.

$$t_{32-33} = 14.61 + \frac{63.54}{(60)(2.42)} \quad t_{32-33} = 15.04$$

El coeficiente de escorrentía es igual a 0.408 según inciso 2.3.5, quedando por calcular la intensidad de lluvia:

$$I = \frac{4604}{t + 24} \qquad I = \frac{4604}{15.04 + 24}$$

$$I = 117.92 \text{ mm/h}$$

Calculando el caudal acumulativo con todos los valores anteriores, tenemos:

$$Q = \left(\frac{CIA}{360} \right) (1,000)$$

$$Q = \left(\frac{(0.408)(117.92)(4.04)}{360} \right) (1,000)$$

$$Q = 539.90 \text{ lts/seg}$$

La pendiente de la tubería con la que se empezará a calcular, será la misma que la pendiente del terreno, equivalente a 1.31 %.

Por la cantidad de caudal que se lleva y la pendiente que se tiene, se prueba con una tubería de diámetro de 24", utilizando una rugosidad de 0.015. Se tiene una velocidad a sección parcialmente llena de 2.18 mts/seg. y un caudal a sección llena de 636.16 lts/seg., se calculó de la siguiente manera:

Velocidad a sección parcialmente llena:

$$V = \frac{0.03429}{n} \left(D^{2/3} \right) \left(S^{1/2} \right)$$

$$V = \frac{0.03429}{0.015} \left(24^{2/3} \right) \left(0.0131^{1/2} \right)$$

$$V = 2.18 \text{ mts/seg}$$

Caudal a sección llena:

$$Q = VA$$

$$Q = \left(2.18 \text{ mts/seg} \right) \left(\pi \left(\frac{(24)(0.0254)}{2} \right)^2 \right)$$

$$Q = .63626 \text{ mts}^3/\text{seg}$$

$$Q = 636.26 \text{ lts/seg}$$

Para la verificación de las relaciones hidráulicas, se calcula q/Q:

$$\frac{539.90}{636.16} = 0.848692$$

Se busca este valor en las tablas, obteniendo los siguientes resultados:

$$d/D = 0.707$$

$$v/V = 1.12385$$

Para obtener la velocidad del caudal pluvial, se despeja de $v/V = 1.12385$ la velocidad como se muestra a continuación:

$$v/V = 1.12385 \qquad v = (1.12385)(2.18) \qquad v = 2.45$$

La velocidad a sección parcial está en el rango entre 0.60 mts/seg. y 3.00 mts/seg., y el d/D es menor que 0.90, por lo tanto verifica con esa pendiente y ese diámetro.

Para obtener la profundidad de las cotas invert, se revisa la tabla de profundidades, obteniendo para una tubería de 24", una profundidad mínima de 1.66 mts. Ahora bien, las tuberías que llegan al pozo son de 18" con una profundidad de 1.61 mts., y 20" con una profundidad de 1.56 mts. Por lo tanto si se calcula la diferencia de los diámetros entre 18" y 24" se tiene un valor de 0.15 mts. La cota de 18" está a 1.61 mts., más 0.15 mts de la diferencia se tiene una profundidad de 1.76 mts., la cual es mayor que 1.66 mts. por lo que se utiliza 1.76 mts.

Si a la cota del terreno se le resta la profundidad de la tubería se tienen las cotas invert, así:

Tabla IX. Cálculo de cotas invert

Cota del terreno inicial	Cota del terreno final	Profundidad tubería inicial	Profundidad tubería final	Cota invert inicial	Cota invert final
103.424	102.57	1.76	1.76	101.66	100.81

2.3.14. Profundidad de pozos de visita

La cota del fondo del pozo se obtiene restándole a la cota invert de salida del pozo 0.15 mts., que se utilizan como colchón. Y el ancho del pozo depende del diámetro de la tubería, tomándolo de la siguiente tabla:

Tabla X. Profundidad de pozos de visita

Diámetro de Tubería	Diámetro Mínimo del Pozo (mts.)
10"	1,50
12"	1,50
16"	1,50
18"	1,50
20"	1,50
24"	1,75
30"	1,75
36"	2,00
42"	2,25
60"	2,80

Fuente: Municipalidad de Guatemala, Dirección de Obras Municipales Normas, Reglamento y Manual de Drenajes, Norma 205-b

Los pozos de visita se deben colocar en los extremos superiores de ramales iniciales, en intersecciones de ramales, en el cambio de diámetros de tubería, en cambios de pendiente y en cambios de dirección horizontal. No se puede permitir una distancia mayor entre pozos de 100 mts. para diámetros hasta de 24" y una distancia mayor de 300 mts. en diámetros superiores a 24".

Los pozos de visita estarán contruidos de ladrillo de barro cocido, deberán unirse con un mortero de cemento y arena y revestidos en su interior con un enlucido del mismo mortero, de un espesor mínimo de 0.02 mts. El fondo de los pozos de visita será de concreto.

Los tragantes son dispositivos de captación y recolección de las aguas pluviales. El tipo de tragante a utilizar en este proyecto es de acera lateral. Deberán ubicarse en los puntos más bajos de la sección típica de la calle. Si se coloca un tragante en la esquina, la distancia mínima del tragante al borde de la calle será de 3 mts. Los tragantes de acera se conectarán a un pozo de visita, cuentan con una tapadera de acceso.

Los tragantes son construidos de ladrillo de barro cocido en las paredes y siendo las tapaderas de concreto reforzado.

2.4. Ubicación de los desfogues

Como se explicó anteriormente, existen cuatro fases para el desarrollo del proyecto. La fase 1 Tiene un desfogue en el primer callejón que se encuentra sobre la 5ta. Avenida entre 2da. y 3era. Calle, viniendo desde la 2da. Calle. La fase 2 tiene su desfogue sobre la diagonal norte, frente a la entrada al mercado actual. La fase 3 cuenta con dos desfogues, uno sobre la 4ta. Avenida, después de la 4ta. Calle, en un puente. El segundo desfogue se encuentra al final de la 3era. Calle y 5ta. Avenida, sobre la calle. La fase 4 tiene el desfogue sobre la 5ta. Avenida, después de la 4ta. Calle, en un puente.

2.5. Planos

El juego de planos que se elaboró es el siguiente:

Tabla XI. Planos elaborados

Descripción	No. Hoja
Planta general	1/8
Planta y perfiles fase 1	2/8
Planta y perfiles fase 2	3/8
Planta y perfiles fase 3A	4/8
Planta y perfiles fase 3B	5/8
Planta y perfiles fase 4	6/8
Detalles pozos y tragantes	7/8
Detalles desfogues	8/8

2.6. Presupuesto

El presupuesto se elaboró tomando como base los precios que se cotizan en el área de Sacatepéquez, los salarios de la mano de obra calificada y no calificada fueron obtenidos de los datos que maneja la municipalidad para trabajos de este tipo. Se consideró un factor de indirectos del 30%, donde se consideran imprevistos, utilidad y gastos administrativos.

Tabla XII. Resumen del presupuesto del drenaje pluvial fase uno

LÍNEA CENTRAL	
FASE 1	
LONGITUD (mts)	1,512.00

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
Excavación	m3	2,793.73	Q34.09	Q95,224.29
Relleno	m3	1,492.77	Q17.14	Q25,580.11
Tubería de concreto de 10"	TUBO	442	Q63.24	Q27,952.08
Tubería de concreto de 16"	TUBO	207	Q113.22	Q23,436.54
Tubería de concreto de 18"	TUBO	128	Q132.94	Q17,016.32
Tubería de concreto de 20"	TUBO	138	Q161.63	Q22,304.94
Tubería de concreto de 24"	TUBO	295	Q204.25	Q60,253.75
Tubería de concreto de 30"	TUBO	231	Q344.64	Q79,611.84
Tubería de concreto de 30" R	TUBO	120	Q592.09	Q71,050.80
Ladrillo tayuyo (23*11*6,6cms)	millar	55	Q1,500.00	Q82,500.00
Pozos de visita de profundidad de 1,43 a 2,00 mts. y diámetro de 1,50 mts.	UNIDAD	13	Q6,692.57	Q87,003.36
Pozos de visita de profundidad de 1,43 a 2,00 mts. y diámetro de 1,75 mts.	UNIDAD	3	Q7,104.67	Q21,314.02
Pozos de visita de profundidad de 2,01 a 3,05 mts. y diámetro de 1,50 mts.	UNIDAD	7	Q11,619.43	Q81,336.02
Limpieza	Global	1	Q33,544.13	Q33,544.13
Remover y colocar adoquín	m2	1,708.56	Q20.40	Q34,854.62
Tragantes	UNIDAD	36	Q2,335.16	Q84,065.85
Desfogues	UNIDAD	1	Q1,980.20	Q1,980.20
SUB TOTAL				Q849,028.87
Transporte	Global	1	Q54,600.00	Q54,600.00
Imprevistos	%	5		Q45,181.44
Gastos administrativos	%	10		Q90,362.89
Utilidad	%	15		Q135,544.33
TOTAL				Q1,174,717.54

Tabla XIII. Resumen del presupuesto del drenaje pluvial fase dos

LÍNEA CENTRAL	
FASE 2	
LONGITUD (mts)	1,401.02

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
Excavación	m3	1,788.05	Q34.09	Q60,945.68
Relleno	m3	1,130.70	Q17.32	Q19,587.12
Tubería de concreto de 10"	TUBO	764	Q63.19	Q48,277.16
Tubería de concreto de 12"	TUBO	78	Q97.67	Q7,618.26
Tubería de concreto de 16"	TUBO	180	Q113.20	Q20,376.00
Tubería de concreto de 18"	TUBO	27	Q132.83	Q3,586.41
Tubería de concreto de 20"	TUBO	273	Q161.43	Q44,070.39
Tubería de concreto de 24"	TUBO	60	Q204.34	Q12,260.40
Tubería de concreto de 30" R	TUBO	63	Q592.26	Q37,312.38
Ladrillo tayuyo (23*11*6,6cms)	millar	49	Q1,500.00	Q73,500.00
Pozos de visita de profundidad de 1,43 a 2,00 mts. y diámetro de 1,50 mts.	UNIDAD	17	Q6,692.57	Q113,773.63
Pozos de visita de profundidad de 1,43 a 2,00 mts. y diámetro de 1,75 mts.	UNIDAD	2	Q7,104.67	Q14,209.35
Pozos de visita de profundidad de 2,01 a 3,05 mts. y diámetro de 1,75 mts.	UNIDAD	1	Q12,270.60	Q12,270.60
Limpieza	Global	1	Q17,679.94	Q17,679.94
Remover y volocar adoquín	m2	1,260.92	Q20.40	Q25,722.77
Tragantes	UNIDAD	27	Q2,335.16	Q63,049.39
Desfogues	UNIDAD	1	Q1,980.20	Q1,980.20
SUB TOTAL				Q576,219.67
Transporte	Global	1	Q30,800.00	Q30,800.00
Imprevistos	%	5		Q30,350.98
Gastos administrativos	%	10		Q60,701.97
Utilidad	%	15		Q91,052.95
TOTAL				Q789,125.57

Tabla XIV. Resumen del presupuesto del drenaje pluvial fase tres

LÍNEA CENTRAL	
FASE 3	
LONGITUD (mts)	1,471.97

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
Excavación	m3	2,206.23	Q34.03	Q75,086.83
Relleno	m3	1,420.12	Q17.24	Q24,480.03
Tubería de concreto de 10"	TUBO	500	Q63.33	Q31,665.00
Tubería de concreto de 12"	TUBO	299	Q97.71	Q29,215.29
Tubería de concreto de 16"	TUBO	210	Q113.19	Q23,769.90
Tubería de concreto de 18"	TUBO	69	Q133.08	Q9,182.52
Tubería de concreto de 20"	TUBO	112	Q161.67	Q18,107.04
Tubería de concreto de 24"	TUBO	103	Q204.23	Q21,035.69
Tubería de concreto de 24" R	TUBO	46	Q504.50	Q23,207.00
Tubería de concreto de 30"	TUBO	124	Q344.82	Q42,757.68
Ladrillo tayuyo (23*11*6,6cms)	millar	50	Q1,500.00	Q75,000.00
Pozos de visita de profundidad de 1,43 a 2,00 mts. y diámetro de 1,50 mts.	UNIDAD	13	Q6,692.57	Q87,003.36
Pozos de visita de profundidad de 1,43 a 2,00 mts. y diámetro de 1,75 mts.	UNIDAD	1	Q7,104.67	Q7,104.67
Pozos de visita de profundidad de 2,01 a 3,05 mts. y diámetro de 1,75 mts.	UNIDAD	6	Q12,270.60	Q73,623.60
Limpieza	Global	1	Q21,066.00	Q21,066.00
Remover y colocar adoquín	m2	1,456.64	Q20.40	Q29,715.46
Tragantes	UNIDAD	26	Q2,335.16	Q60,714.23
Desfogues	UNIDAD	2	Q1,980.20	Q3,960.40
SUB TOTAL				Q656,694.70
Transporte	Global	1	Q37,100.00	Q37,100.00
Imprevistos	%	5		Q34,689.74
Gastos administrativos	%	10		Q69,379.47
Utilidad	%	15		Q104,069.21
TOTAL				Q901,933.11

Tabla XV. Resumen del presupuesto del drenaje pluvial fase cuatro

LÍNEA CENTRAL	
FASE 4	
LONGITUD (mts)	608.53

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
Excavación	m3	655.07	Q34.05	Q22,305.79
Relleno	m3	444.29	Q17.15	Q7,620.91
Tubería de concreto de 10"	TUBO	250	Q63.21	Q15,802.50
Tubería de concreto de 12"	TUBO	120	Q97.64	Q11,716.80
Tubería de concreto de 16"	TUBO	234	Q113.22	Q26,493.48
Tubería de concreto de 18"	TUBO	25	Q132.96	Q3,324.00
Ladrillo tayuyo (23*11*6,6cms)	millar	22	Q1,500.00	Q33,000.00
Pozos de visita de profundidad de 1,43 a 2,00 mts. y diámetro de 1,50 mts.	UNIDAD	8	Q6,692.57	Q53,540.53
Limpieza	Global	1	Q5,863.13	Q5,863.13
Remover y colocar adoquín	m2	497.89	Q20.40	Q10,156.96
Tragantes	UNIDAD	13	Q2,335.16	Q30,357.11
Desfogues	UNIDAD	2	Q1,980.20	Q3,960.40
SUB TOTAL				Q224,141.60
Transporte	Global	1	Q13,400.00	Q13,400.00
Imprevistos	%	5		Q11,877.08
Gastos administrativos	%	10		Q23,754.16
Utilidad	%	15		Q35,631.24
TOTAL				Q308,804.08

El costo total del proyecto es de Q. 3,174,580.30

2.7. Estudio de impacto ambiental

2.7.1. Definición

Un estudio de impacto ambiental es un documento que describe pormenorizadamente las características de un proyecto o actividad que se pretenda llevar a cabo o su modificación. Debe proporcionar antecedentes fundados para la predicción, identificación e interpretación de su impacto ambiental y describir la o las acciones que ejecutará para impedir o minimizar sus efectos significativamente adversos.

2.7.2. Fines y aspectos cubiertos por estudios de impacto ambiental.

- 1-** Riesgo para la salud de la población, debido a la cantidad y calidad de los efluentes, emisiones o residuos.
- 2-** Efectos adversos significativos sobre la cantidad y calidad de los recursos naturales renovables, incluidos el suelo, agua y aire.
- 3-** Localización próxima a población, recursos y áreas protegidas susceptibles de ser afectados, así como el valor ambiental del territorio en que se pretende emplazar.
- 4-** Alteración significativa, en términos de magnitud o duración, del valor paisajístico o turístico de una zona.
- 5-** Alteración de monumentos, sitios con valor antropológicos, arqueológicos, histórico y, en general, los pertenecientes al patrimonio cultural.

2.7.3. Consideraciones técnicas

Desde un punto de vista global, las componentes unitarias de cualquier sistema de construcción de alcantarillado pluvial que potencialmente pudieran provocar en mayor medida la generación de algún tipo de impacto sobre el medio ambiente, corresponden a una de las siguientes:

- Disposición del suelo extraído
- Desfogue de las aguas pluviales

El dimensionamiento de las alternativas deberá considerar las medidas de mitigación que permitan eliminar o reducir el impacto que generen dichas componentes unitarias en el medio ambiente. Adicionalmente, se deberán contemplar todas aquellas consideraciones de tipo técnico que permitan prevenir riesgos y sus consecuentes impactos negativos en el entorno.

2.7.4. Definición de actividades relevantes en las distintas etapas del proyecto.

Las actividades relevantes a considerar para la determinación de los impactos ambientales, deben ser establecidas tanto para la etapa de habilitación y construcción como de operación del sistema de alcantarillado pluvial. En forma global, se deberán considerar al menos las siguientes variables:

2.7.4.1. Etapa de operación

En la etapa de operación, el impacto ambiental producido es únicamente el aumento de caudal en los riachuelos que atraviesan el municipio, para terminar en el río Guacalate. La cantidad de agua que llega a los mismos, no representa un gran aumento, pero siempre se debe tener un control sobre el cauce de los mismos.

2.7.4.2. Etapa de construcción

El impacto ambiental generado por la construcción del sistema de tratamiento como por ejemplo generación de polvo, aumento de la congestión vehicular, ruidos, etc., es en algún sentido inevitable. Mayormente, se tendrán la generación de polvo al momento de la excavación y congestionamiento vehicular cuando se construyan las fases que atraviesan las calles principales. Algo que debe considerarse en el momento de la construcción, es el lugar donde se depositará el suelo removido, ya que esto también genera impacto ambiental en las afueras de la cabecera municipal.

3. PROPUESTA DE MEJORAS AL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, DE LA ALDEA EL ROSARIO

3.1. Descripción del proyecto

Debido a que el sistema de abastecimiento de agua potable que actualmente abastece a la población presenta deficiencias, se realizará un estudio del mismo. Luego de realizar un análisis hidráulico del sistema actual, se propondrá la mejor solución posible para que el sistema funcione adecuadamente, proveyendo así de agua a los pobladores de la aldea.

3.2. Evaluación y análisis hidráulico del sistema actual

3.2.1. Captación, aforo y análisis de calidad del agua

El sistema actual consta de una fuente de brote definido en ladera, una caja de captación y una línea de conducción. Tanto la caja como la línea de conducción no presentan ningún daño, y la tubería tienen un mantenimiento regular por parte del comité administrador, por lo que al momento de realizar la inspección no se encontró ninguna fuga.

Al momento de realizar el aforo, se obtuvo un resultado de 90.84 lts/min. Esto coincide con el caudal que llega al tanque de distribución, por lo que confirma que la línea de conducción no presenta fugas.

El análisis bacteriológico determinó que el agua tiene una Clasificación 1, una calidad bacteriológica que no exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según Normas Internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.

En lo que respecta al análisis Físico Químico Sanitario, el agua cumple con las Normas Internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua. Actualmente, en el tanque de distribución está instalado un clorador, pero las muestras no mostraron que tuviera algún grado de cloro. Los resultados de dichos exámenes se encuentran en el anexo.

3.2.2. Línea de conducción

Los resultados de los aforos muestran que dentro de la línea de conducción no existen fugas y tiene un buen funcionamiento. Esto se determinó comparando el caudal que se tiene al inicio de la línea de conducción con el que se tiene al final de la misma, teniendo como resultado que ambos caudales son iguales. El comité administrador revisa constantemente la línea de conducción en busca de fugas o desperfectos, lo cual facilitó el análisis de ésta línea.

3.2.3. Red de distribución

La red de distribución está básicamente conformada por tubería de PVC de diámetros de 2" y 1", el comité manifestó que la red había sido colocada conforme se iba necesitando, por lo que no se realizó ningún diseño hidráulico para colocar los diámetros de la tubería. La falta de una persona capacitada para la debida supervisión durante la construcción, impidió que la misma

funcionara de manera correcta, provocando que la red no cumpla con su función de abastecer a la población del vital líquido.

3.2.4. Análisis hidráulico

Dentro de la red de distribución, se construyeron dos circuitos cerrados, éstos no cuentan con puntos de consumo en los nodos, es decir, que no cuentan con red principal o primaria ni red secundaria, las conexiones domiciliarias están conectadas directamente a la red principal, además, los circuitos están interconectados, creando microcircuitos. Esta situación crea el problema de que los pobladores de la parte alta tiene agua únicamente durante la madrugada, y los pobladores de la parte baja tiene agua todo el tiempo, cuando se determinó por el aforo en el tanque que sí existe suficiente agua para toda la población. El comité decidió por razones económicas, no colocar una red secundaria, agregando a esto la ubicación del resto de las viviendas, se llegó a la conclusión que se utilizarán ramales abiertos para el diseño.

3.2.5. Tanque de distribución

El tanque de distribución tiene un volumen de 15 m³. Así también la municipalidad constató la construcción de un tanque adicional con un volumen de 60 m³, el cual se encuentra en proceso de encontrar financiamiento para comenzar la construcción del mismo, por lo que este componente del sistema no presenta ninguna dificultad.

3.2.6. Propuesta de mejoras al sistema actual

De acuerdo al análisis hidráulico realizado al sistema actual, se determinó que la solución más adecuada es diseñar el mismo a base de ramales abiertos, ya que el comité manifestó que la población no está dispuesta a colocar una red secundaria por razones económicas. Otro factor importante es la localización de las viviendas, ya que éstas se encuentran dispersas, lo que complica cerrar la red.

3.3. Diseño del nuevo sistema

3.3.1. Levantamiento topográfico

3.3.1.1. Tipo de levantamiento

Los trabajos de topografía consistieron en el levantamiento de la red de distribución. El equipo topográfico utilizado fue un teodolito marca Wild, trípode, estadal, cinta métrica y plomadas.

3.3.1.2. Planimetría

Para la medición de los ángulos horizontales, se aplicó el método de deflexiones.

3.3.1.3. Altimetría

Para la medición de los ángulos verticales y distancias, el método utilizado fue el taquimétrico. Los resultados de los planos topográficos se presentan en el anexo.

3.3.2. Bases de diseño

3.3.2.1. Población actual

Actualmente, la aldea cuenta con 113 casas. Tomando una densidad de 6 habitantes por vivienda, por lo que la población actual es de:

$$P_o = (113)(6)$$

$$P_o = 678hab.$$

Donde

P_o = Población actual

3.3.2.2. Tasa de crecimiento poblacional

La tasa de crecimiento poblacional para la aldea El Rosario, es la misma que la del municipio de San Miguel Dueñas, departamento de Sacatepéquez, la cual es de 2.33%, según el Centro de Salud del municipio.

3.3.2.3. Período de diseño

Las Normas de la Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales U.N.E.P.A.R. recomiendan los siguientes períodos de diseño:

Tabla XVI. Período de diseño

TIPO DE ESTRUCTURA	PERÍODO DE DISEÑO
Obras civiles	20 años
Equipo mecánico	De 5 a 10 años

En este caso se adoptó un período de diseño de 21 años. Dentro de este tiempo se consideró un año por gestiones y financiamiento.

3.3.2.4. Población futura

Utilizando el método geométrico, con una tasa de crecimiento de 2.33 %, una población actual de 678 habitantes y un período de diseño de 21 años, se tiene la siguiente población futura:

$$Pf = Po\left(1 + \frac{r}{100}\right)^n$$

$$Pf = 678\left(1 + \frac{2.33}{100}\right)^{21}$$

$$Pf = 1,100hab.$$

3.3.2.5. Dotación

Es la cantidad de agua que se le asigna a cada habitante de una población en un día. En este caso, como es un sistema que está en funcionamiento, se buscaron los datos de consumo en la municipalidad, pero como no se tienen registros, se determinó una dotación de 90 lts/hab./día, tomando en cuenta condiciones climatológicas, costumbres y otros.

3.3.2.6. Cálculo de caudales

3.3.2.6.1 Caudal medio diario

Es el promedio del consumo de registro de 365 días. Cada día es variable. Se calculó de la siguiente manera:

$$Q_m = \frac{(Población)(Dotación)}{86400}$$

$$Q_m = \frac{(1,100hab)(90lts / hab. / día)}{86400}$$

$$Q_m = 1.15lts / seg$$

3.3.2.6.2. Caudal máximo diario

Es el mayor consumo por día que se da en el registro de un año. El consumo diario de una población varía, dependiendo de la época y las costumbres del lugar, por lo que para el diseño de la línea de conducción es necesario establecer un valor máximo de caudal diario. El factor de día

máximo (FDM) es asumido siguiendo las recomendaciones para acueductos rurales de la UNEPAR, este factor varía de 1.2 a 1.5; por lo que para los cálculos en este proyecto se utilizó 1.5 para el factor día máximo (FDM). El Q_{md} se calculó de la siguiente manera:

$$Q_{MD} = (Q_m)(FactorDíaMáximo)$$

$$Q_{MD} = (1.15\text{ lts / seg})(1.5)$$

$$Q_{MD} = 1.73\text{ lts / seg}$$

3.3.2.6.3. Caudal máximo horario

Es el mayor consumo que se va a dar durante el día, el día que se tuvo el consumo máximo diario. El factor de hora máxima es el valor que permitirá establecer cuál es la cantidad máxima de caudal para el cual deberán estar diseñadas las tuberías de la red de distribución, debido a las fluctuaciones en el consumo horario de la población. Para este proyecto se asumirá un valor basándose en lo recomendado por la Unidad Ejecutora de Acueductos Rurales (UNEPAR), este factor varía en 2 a 3; por lo que para los cálculos en este proyecto se utilizó 2.5 para el factor de hora máxima (FHM). Se calculó el caudal máximo horario, que es con el que se diseña la red de distribución, con la siguiente fórmula:

$$Q_d = (Q_m)(FactorHoraMáximo)$$

$$Q_d = (1.15\text{ lts / seg})(2.5)$$

$$Q_d = 2.86 \text{ lts / seg}$$

3.3.2.6.4. Caudal por vivienda

El caudal por vivienda es la cantidad de agua que consume una familia en un día, se calculó de la siguiente manera:

$$Q_v = \frac{Q_d}{\text{No.Viviendas}}$$

$$Q_v = \frac{2.86 \text{ lts / seg}}{188 \text{ viviendas}}$$

$$Q_v = 0.015 \text{ lts / seg}$$

3.3.2.6.5. Caudal por tramo

El caudal de consumo por tramo es el caudal que consume todo un tramo de viviendas en un día, se calculó con la siguiente fórmula:

$$Q_c = (Q_v)(\text{No.ViviendasTramo})$$

Por ejemplo en el Ramal 3, del punto 29 al 31, se tienen 5 viviendas:

$$Q_c = (0.015 \text{ lts / seg})(5 \text{ viviendas})$$

$$Q_c = 0.08 \text{ lts / seg}$$

3.3.2.6.6. Caudal instantáneo

El caudal de uso instantáneo o caudal instantáneo, se calculó de la siguiente manera:

$$Q_i = 0.15\sqrt{n-1}$$

Donde:

n = número de conexiones

Por ejemplo, siempre en el ramal 3, con 5 conexiones

$$Q_i = 0.15\sqrt{5-1} \qquad Q_i = 0.30$$

3.3.3. Diseño hidráulico

El diseño de la red de distribución será por ramales abiertos, y toda la población se abastecerá con conexiones domiciliarias de tipo predial. La línea principal consta de 506.794 metros lineales, más 931.73 metros lineales dentro de los 15 ramales que se desprenden de la línea central. La diferencia de cotas entre el punto más alto y el punto más bajo es de 73.27 metros.

Para el diseño hidráulico, se compara el caudal de consumo por ramal con el caudal instantáneo y con el caudal de distribución y el valor más alto se utiliza para determinar el diámetro de la tubería y la pérdida de carga en cada tramo. Para éste cálculo se utiliza la fórmula de Hazen & Williams.

3.3.3.1. Fórmulas

Para el diseño de la línea de distribución, se aplicó la fórmula de Hazen & Williams, la cual se muestra a continuación:

$$hf = \frac{(1741.811)(L)(Q^{1.85})}{(D^{4.87})(C^{1.85})}$$

Donde:

Hf = Pérdida de carga (m)

L = Longitud (m)

Q = Caudal (lts/seg)

D = Diámetro (plg)

C = Rugosidad de la tubería (PVC = 150)

Así mismo, se utilizó la ecuación de continuidad, que se muestra a continuación:

$$Q = VA$$

3.3.3.2. Diámetro teórico

Para determinar el diámetro teórico de la tubería en la red de distribución, se aplicó lo siguiente:

$$D = \sqrt[4.87]{\frac{(1741.811)(L)(Q^{1.85})}{(hf)(C^{1.85})}}$$

Calculando para el tramo del ramal 3, se tiene:

$$L = 41.221 \text{ metros}$$

$$Q = 0.30 \text{ lts/seg}$$

$$C = 150$$

$$hf = 4.09 \text{ metros}$$

Se asume primero la carga disponible, se calcula la cota piezométrica menos la cota del terreno final.

$$D_T = \sqrt[4.87]{\frac{(1741.811)(41.221)(0.30^{1.85})}{(4.09)(150^{1.85})}}$$

$$D_T = 0.70 \text{ Plg}$$

Este es equivalente a un diámetro comercial de $\frac{1}{2}$ ", con este diámetro se calcula la pérdida así:

$$hf = \frac{(1741.811)(L)(Q^{1.85})}{(D^{4.87})(C^{1.85})}$$

$$hf = \frac{(1741.811)(41.221)(0.30^{1.85})}{(.716^{4.87})(150^{1.85})}$$

$$hf = 3.7119$$

Se calcula la cota piezométrica, la cual se obtiene de restar la piezométrica anterior menos la pérdida ya calculada:

$$C.P. = 176.487 - 3.7119 = 172.7751$$

Se calcula la presión dinámica, la cual se obtiene de restar la cota piezométrica del tramo menos la cota del terreno final, así:

$$P.D. = 172.7751 - 149.33 = 23.4451$$

Por último se calcula la velocidad con la fórmula de la ecuación de continuidad:

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

$$V = \frac{0.00030}{0.00026}$$

$$V = 1.15 \text{ mts/seg}$$

Analizando los resultados obtenidos, se puede observar que la presión se encuentra entre los rangos sugeridos, lo mismo que la velocidad.

Para garantizar una pérdida mínima y para obtener disponibilidad de carga, para que los siguientes tramos cumplan con los rangos, se tomará un diámetro comercial de 1", obteniendo así los siguientes resultados:

Pérdida:

$$hf = \frac{(1741.811)(41.221)(0.30^{1.85})}{(1.195^{4.87})(150^{1.85})}$$

$$hf = 0.303$$

Cota piezométrica

$$C.P. = 176.487 - 0.303 = 176.184$$

Presión dinámica

$$P.D. = 176.184 - 149.33 = 26.854$$

Velocidad

$$V = \frac{0.00030}{0.00072}$$

$$V = 0.415 \text{ mts/seg}$$

Con estos resultados, todos los datos se encuentran dentro de los rangos establecidos por la U.N.E.P.A.R.

El diámetro equivalente es el diámetro interior de la tubería, y es el que se utiliza para los cálculos de la pérdida de la tubería. El diámetro nominal es el que tiene su valor dado en pulgadas, y es de referencia para saber qué tubería se está utilizando. Para tener una idea, se muestra la siguiente tabla para tubería de PVC de 160 psi:

Tabla XVII. Diámetros en tubería PVC

Diámetro Nominal		Diámetro Exterior		Espesor de Pared (min)		Diámetro Interior		Peso Aproximado	
mm	Pulg.	mm	Pulg.	mm	Pulg.	mm	Pulg.	kgs.	lbs.
25	1	33,40	1,315	1,52	0,060	30,35	1,195	1,35	2,97
31	1 1/4	42,16	1,660	1,63	0,064	38,91	1,532	1,83	4,03
38	1 1/2	48,26	1,900	1,85	0,073	44,55	1,754	2,39	5,27
50	2	60,33	2,375	2,31	0,091	55,70	2,193	3,72	8,21
62	2 1/2	73,03	2,875	2,79	0,110	67,45	2,655	5,45	12,01
75	3	88,90	3,500	3,43	0,135	82,04	3,230	8,14	17,94
100	4	114,30	4,500	4,39	0,173	105,51	4,154	13,41	29,57
125	5	141,30	5,563	5,43	0,214	130,43	5,135	20,51	45,21
150	6	168,28	6,625	6,48	0,255	155,32	6,115	29,10	64,15
200	8	219,08	8,625	8,43	0,332	202,21	7,961	49,32	108,74
250	10	273,05	10,750	10,49	0,413	252,07	9,924	76,48	168,61
300	12	323,85	12,750	12,45	0,490	298,95	11,770	107,62	237,26
375	15	388,62	15,300	14,94	0,588	358,74	14,124	162,44	357,38

Fuente: Amanco

3.3.3.3. Tipo y clase de tubería

La clase de tubería que se utilizó fue definida por las máximas presiones que ocurren en la línea, lo cual está representado por la línea de cargas estáticas. Se utilizó tubería de cloruro de polivinilo rígido (PVC), de diámetros entre ½" y 2", de 125 psi, 160 psi, 250 psi y 315 psi. Esta tubería debido a su poco peso, puede ser transportada en grandes cantidades fácilmente. Cualquiera que sea la forma de transporte, deberá tenerse cuidado que no sufra esfuerzos, roces o golpes que puedan causarle daño. Para su almacenamiento, la tubería debe, de preferencia, soportarse horizontalmente en toda su longitud, debiendo ser el piso donde se apoya liso y libre de objetos que la puedan dañar. Estas y otras consideraciones deben ser tomadas en cuenta al momento de trabajar con este tipo de tubería.

3.3.3.4. Velocidad

La velocidad del agua en la tubería es importante ya que muy poca velocidad origina acumulación de sedimentos, en caso contrario, que la velocidad sea muy alta genera erosión en la tubería.

Según la U.N.E.P.A.R. la velocidad de la línea de distribución debe estar entre 0.3 y 6.00 m/seg., para distribuciones por gravedad.

Para el cálculo de las velocidades en la línea de distribución se utiliza la siguiente fórmula:

$$Q = VA$$

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

Donde:

V = Velocidad del fluido dentro de la tubería (m/seg.)

Q = Caudal (m³/seg.)

A = Área de la tubería (m²)

Un ejemplo del cálculo de velocidad se mostró en el inciso 3.3.3.2.

3.3.3.5. Pérdida de carga

La pérdida de carga se da por la fricción que el tipo de tubería produce, influencia así mismo el diámetro de la tubería. Durante el recorrido que el agua hace dentro de la tubería, va perdiendo carga por esta fricción. La fricción depende del tipo de material, en este caso es tubería de PVC, por lo que para encontrar la pérdida de carga se utiliza un valor de $C = 150$.

En el inciso 3.3.3.2. se realizó un ejemplo sobre el cálculo de la pérdida de carga.

3.3.3.6. Cota piezométrica

Es una línea trazada por los extremos superiores de las columnas piezométricas. Se obtiene al principio, de la diferencia entre la cota de inicio y la pérdida hf , Para obtener las siguiente cotas piezométricas, se calcula la diferencia entre la cota piezométrica al final del tramo anterior y la pérdida hf .

Se realizó un ejemplo de este cálculo en el inciso 3.3.3.2.

3.3.3.7. Presión dinámica

Es la presión que ejerce un flujo cuando existen consumos en la red. Se obtiene de la diferencia entre la cota piezométrica y la cota del terreno.

Se realizó un ejemplo de este cálculo en el inciso 3.3.3.2.

3.3.3.8. Presión estática

Es la presión que ejerce un fluido cuando no existen consumos en la red, generalmente en hora de la noche. Se obtiene de la diferencia entre el nivel estático y la cota del terreno.

Los resultados de cada uno de los cálculos se muestran en el cuadro resumen que se encuentra en los anexos de este documento.

3.3.3.9. Válvulas

Válvulas de control, aire y limpieza

Las válvulas de control son utilizadas para permitir o evitar el flujo de agua por ciertos sectores. Son utilizadas en diseños donde el agua no es suficiente y se debe sectorizar en diferentes horarios. También son útiles al momento de la detección de una fuga, donde es necesario cerrar el paso de caudal en un ramal, evitando así, dejar sin agua a toda la población. Actualmente, la red de distribución cuenta con una válvula de control al inicio de la misma.

Las válvulas de aire son utilizadas en las líneas de conducción. Las líneas por gravedad tienen tendencia 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 deben

utilizarse válvulas que ubicadas en todos los puntos altos que permitirán la expulsión de aire y la circulación del caudal deseado. Por no ser necesario, no se colocaron este tipo de válvulas en la red de distribución.

En las líneas de conducción con topografía accidentada existirá la tendencia a la acumulación de sedimentos en los puntos bajos, por lo cual resulta conveniente colocar válvulas de limpieza que permitan periódicamente la limpieza de tramos de tubería. Por no ser necesario, no se colocaron este tipo de válvulas en la red de distribución.

3.3.3.10. Conexiones domiciliarias

La instalación domiciliar de tipo predial, consistente en un chorro, que se ubica en el límite de cada predio, se realiza de la red de distribución, por medio de una tee reductora del diámetro de la red de distribución a tubería de ½" para todas las viviendas, así también lleva una válvula de paso con su respectiva caja de seguridad. Esto ya existe en la actualidad dentro de aldea, por lo cual no se tomó en cuenta para el cálculo del presupuesto.

3.4. Planos

El juego de planos elaborado es el siguiente:

Tabla XVIII. Planos elaborados

Descripción	No. Hoja
Planta general	1/13
Planta y perfiles, densidad de vivienda tanque a 16, 16 a 17, 16 a 15	2/13
Planta y perfiles, densidad de vivienda 15 a 29, 29 a 31, 29 a 34	3/13
Planta y perfiles, densidad de vivienda 34 a 37, 34 a 39	4/13
Planta y perfiles, densidad de vivienda 39 a 58	5/13
Planta y perfiles, densidad de vivienda 58 a 59, 58 a 08	6/13
Planta y perfiles, densidad de vivienda 39 a 42, 42 a 46	7/13
Planta y perfiles, densidad de vivienda 42 a 50, 50 a 54	8/13
Planta y perfiles, densidad de vivienda 50 a 56, 15 a 14	9/13
Planta y perfiles, densidad de vivienda 14 a 27	10/13
Planta y perfiles, densidad de vivienda 14 a 10	11/13
Planta y perfiles, densidad de vivienda 10 a 11, 10 a 03	12/13
Planta y perfiles, densidad de vivienda 03 a 06, 03 a 01	13/13

3.5. Presupuesto

Para el cálculo del presupuesto, se aplicaron los mismos criterios que para el presupuesto del drenaje pluvial.

Tabla XIX. Resumen del presupuesto de la rehabilitación de la red de distribución de agua potable

No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
1	Tubo PVC diámetro de 2" de 125 PSI para agua potable	Tubo	21	Q103,85	Q2.180,85
2	Tubo PVC diámetro de 1 1/2" de 125 PSI para agua potable	Tubo	5	Q68,20	Q341,00
3	Tubo PVC diámetro de 1 1/4" de 125 PSI para agua potable	Tubo	25	Q59,34	Q1.483,50
4	Tubo PVC diámetro de 1" de 160 PSI para agua potable	Tubo	85	Q46,51	Q3.953,35
5	Tubo PVC diámetro de 3/4" de 250 PSI para agua potable	Tubo	31	Q37,85	Q1.173,35
6	Tubo PVC diámetro de 1/2" de 315 PSI para agua potable	Tubo	84	Q29,82	Q2.504,88
7	Coplas PVC para agua potable de 2" de diámetro	Unidad	18	Q8,43	Q151,74
8	Codo 45° PVC para agua potable de 2" de diámetro	Unidad	3	Q16,75	Q50,25
9	Reductor PVC para agua potable de 2" a 1 1/2 "	Unidad	1	Q10,63	Q10,63
10	Coplas PVC para agua potable de 1 1/2" de diámetro	Unidad	5	Q6,12	Q30,60
11	Reductor PVC para agua potable de 1 1/2" a 3/4 "	Unidad	1	Q6,31	Q6,31
12	Tee PVC para agua potable de 1 1/2" de diámetro	Unidad	1	Q12,18	Q12,18
13	Coplas PVC para agua potable de 1 1/4" de diámetro	Unidad	25	Q5,06	Q126,50
14	Reductor PVC para agua potable de 1 1/2" a 1 1/4 "	Unidad	1	Q6,31	Q6,31
15	Tee PVC para agua potable de 1 1/4" de diámetro	Unidad	4	Q9,94	Q39,76
16	Codo 90° PVC para agua potable de 1 1/4" de diámetro	Unidad	1	Q8,31	Q8,31
17	Codo 45° PVC para agua potable de 1 1/4" de diámetro	Unidad	2	Q10,24	Q20,48
18	Reductor PVC para agua potable de 1 1/4" a 1"	Unidad	4	Q6,16	Q24,64
19	Coplas PVC para agua potable de 1" de diámetro	Unidad	84	Q3,50	Q294,00
20	Tapón Hembra PVC para agua potable de 1" de diámetro	Unidad	5	Q3,71	Q18,55

Continuación tabla resumen del presupuesto de la rehabilitación de la red de distribución de agua potable

21	Codo 90° PVC para agua potable de 1" de diámetro	Unidad	4	Q9,55	Q38,20
22	Tee PVC para agua potable de 1" de diámetro	Unidad	2	Q6,31	Q12,62
23	Codo 45° PVC para agua potable de 1" de diámetro	Unidad	2	Q7,90	Q15,80
24	Codo 45° PVC para agua potable de 1/2" de diámetro	Unidad	14	Q4,59	Q64,26
25	Coplas PVC para agua potable de 1/2" de diámetro	Unidad	87	Q1,09	Q94,83
26	Tee PVC para agua potable de 1/2" de diámetro	Unidad	3	Q2,04	Q6,12
27	Tapón Hembra PVC para agua potable de 1/2" de diámetro	Unidad	5	Q2,05	Q10,25
28	Codo 90° PVC para agua potable de 1/2" de diámetro	Unidad	5	Q1,65	Q8,25
29	Reducidor PVC para agua potable de 1" a 3/4 "	Unidad	1	Q3,65	Q3,65
30	Coplas PVC para agua potable de 3/4" de diámetro	Unidad	30	Q2,05	Q61,50
31	Tee PVC para agua potable de 3/4" de diámetro	Unidad	1	Q3,22	Q3,22
32	Tapón Hembra PVC para agua potable de 3/4" de diámetro	Unidad	2	Q2,23	Q4,46
33	Reducidor PVC para agua potable de 3/4" a 1/2"	Unidad	1	Q2,23	Q2,23
ACCESORIOS DOMICILIARES					
34	Tee PVC para agua potable de 2" de diámetro	Unidad	6	Q16,37	Q98,22
35	Tee PVC para agua potable de 1 1/2" de diámetro	Unidad	4	Q12,18	Q48,72
36	Tee PVC para agua potable de 1 1/4" de diámetro	Unidad	11	Q9,94	Q109,34
37	Tee PVC para agua potable de 1" de diámetro	Unidad	39	Q6,31	Q246,09
38	Tee PVC para agua potable de 1/2" de diámetro	Unidad	24	Q2,04	Q48,96
39	Tee PVC para agua potable de 3/4" de diámetro	Unidad	22	Q3,22	Q70,84
40	Reducidor PVC para agua potable de 2" a 1/2"	Unidad	6	Q10,63	Q63,78
41	Reducidor PVC para agua potable de 1 1/2" a 1/2"	Unidad	4	Q6,31	Q25,24
42	Reducidor PVC para agua potable de 1 1/4" a 1/2"	Unidad	11	Q6,16	Q67,76
43	Reducidor PVC para agua potable de 1" a 1/2"	Unidad	39	Q3,65	Q142,35
44	Reducidor PVC para agua potable de 3/4" a 1/2"	Unidad	22	Q2,23	Q49,06
45	Pegamento para tubería de agua potable	Galón	1	Q443,81	Q443,81
46	Mano de Obra	Global	1	Q26.744,40	Q26.744,40
TOTAL MATERIALES					Q40.921,15
Transporte		%	6		Q2.455,27
Imprevistos		%	10		Q4.092,12
Gastos Administrativos		%	5		Q2.046,06
Utilidad		%	15		Q6.138,17
TOTAL					Q55.652,76

3.6. Sistema de desinfección

Con el propósito de proveer agua libre de bacterias, virus y amebas a los usuarios, se debe incorporar un sistema de desinfección. En nuestro medio se aplica tanto en el área rural como en el área urbana, el cloro, ya sea como gas o como compuestos clorados.

3.6.1. Hipoclorador

Se usará un solo hipoclorador que dosifique una solución de hipoclorito de calcio al 65%, diluido en agua en pequeñas dosis, directamente al caudal de entrada en la caja distribuidora de caudales.

3.6.2. Dosis de cloro necesaria

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

$$F_c = (Q_e)(D_c)(0.06)$$

Donde:

Q_e = caudal de agua en la entrada del tanque en lts. / min.

D_c = Demanda de cloro en mg / litro. (Se estima una demanda de cloro de 0.2 mg / litro. Por ser un nacimiento que provee agua clara).

Al sustituir los datos en la fórmula anterior se obtiene:

$$F_c = (90.84)(0.2)(0.06)$$

$$F_c = 1.09 \text{ gramos/hora}$$

El flujo de cloro del hipoclorito es de 1.09 gramos/hora, entonces la cantidad de tabletas (Ct) que consumirá en un mes será de:

$$C_t = (1.09 \text{ gramos/hora})(24 \text{ horas/día})(30 \text{ días/mes})$$

$$C_t = 784.80 \text{ gramos/mes}$$

Considerando que una tableta contiene 300 gramos, el consumo de tabletas al mes es de:

$$C_t = 784.80 / 300$$

$$C_t = 2.62 \approx 3 \text{ tabletas/mes}$$

3.7. Operación y mantenimiento

3.7.1. Costos de operación y mantenimiento

Inspeccionar áreas aledañas para buscar posibles fuentes de contaminación, tales como fugas, basura, insectos, animales en general y eliminarlas. Inspeccionar el interior a fin de descubrir obstáculos en la entrada del agua. Revisar el total de conexiones domiciliarias para verificar su estado.

En el sistema de desinfección verificar el funcionamiento del hipoclorador y revisar la dosificación de cloro.

Tabla XX. Costo de operación y mantenimiento

Descripción	Costo
Fontanero	Q. 2,500.00
Cloro	Q. 255.88
Materiales	Q. 850.00
Total	Q. 3,605.88

3.7.2. Tarifa propuesta

La tarifa propuesta se consideró tomando en cuenta a un fontanero, quien se encargará de darle mantenimiento al sistema, y hacer las reparaciones necesarias.

$$\text{Tarifa} = \frac{Q.3,605.88}{113 \text{ viviendas}}$$

$$\text{Tarifa} = Q.31.91/\text{viv.}$$

La tarifa propuesta es de Q. 31.91 por vivienda.

3.8. Impacto ambiental

La definición de impacto ambiental y su importancia fueron explicadas en el inciso 2.7 y sub incisos, quedando únicamente por expresar que en éste proyecto de mejoras al sistema de abastecimiento de agua potable, debido a que ya se tiene una línea existente, no existe realmente ningún tipo de impacto ambiental a tomarse en consideración.

CONCLUSIONES

1. En el municipio de San Miguel Dueñas se pudo detectar que en época de invierno, la población presenta grandes problemas por el agua pluvial que corre sobre las calles y avenidas del mismo. Por esta razón, se diseñó un sistema de alcantarillado pluvial, el cual está dividido en cuatro fases basadas en la topografía del lugar, que permitirá evacuar el agua en puntos de desfogue estratégicos.
2. La aldea El Rosario presenta deficiencias en su sistema de abastecimiento de agua potable, ya que la instalación de la tubería se realizó en forma empírica, y a medida que fue creciendo la población, sin control ni supervisión técnica que garantizara un buen funcionamiento de la red. Esto impidió que el agua llegara hasta la parte más alta de la aldea, provocando que los pobladores cuyas viviendas se encuentran en esta área, tengan escasez del líquido, cuando en realidad el aforo muestra que el caudal es suficiente para abastecer a toda la población.
3. Con la propuesta de mejoras al sistema de abastecimiento de agua potable, se beneficiará a 113 familias de la aldea El Rosario, lo cual permitirá que tengan mejores condiciones de salud y calidad de vida.
4. El proyecto de alcantarillado pluvial se diseñó de tal manera que fuera factible su construcción. Para el efecto se dividió en cuatro fases, las que dependieron de la topografía del lugar. El costo total del proyecto es de Q. 3,174,580.30, donde la primera fase tiene un valor de Q. 1,174,717.54, la segunda fase de Q. 789,125.57, la tercera fase de Q. 901,933.11 y la cuarta fase de Q. 308,804.08.

5. La realización del Ejercicio Profesional Supervisado, brinda la oportunidad de poner en práctica la mayor parte de los conocimientos adquiridos durante la formación académica, permitiendo al mismo tiempo adquirir criterios, que únicamente son posibles obtener a través de resolver problemas reales.

RECOMENDACIONES

a) A la municipalidad

1. El proyecto del alcantarillado pluvial debe realizarse en cuatro fases por razones de financiamiento. El orden de cada fase fue determinado por la topografía del lugar y debe respetarse el mismo.
2. Antes de la época de invierno, se deben limpiar los tragantes, con el fin de evitar que los mismos se llenen de basura y tierra.

b) Al comité de la aldea El Rosario

1. Concientizar a la población de la aldea El Rosario a través de un programa de educación sobre el uso del agua, con el fin de hacerles ver el correcto uso del mismo y las consecuencias de un desperdicio.
2. Proveer el mantenimiento y supervisión regular a la tubería, con el fin de detectar fugas y cualquier otro problema que pudiera presentar el sistema.

BIBLIOGRAFÍA

1. Hernández Véliz, Amilcar Rafael. Diseño y Planificación del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable para el municipio de San José y Puente Vehicular en la Comunidad de Corozal, San José, Petén. Trabajo de graduación, Ing. Civ. Guatemala. Universidad de San Carlos, Facultad de Ingeniería. 2004.
2. Guerra Villeda, Wilder Ronaldo. Sistema de Alcantarillado Sanitario para el Municipio de San José y Puente Vehicular del Caserío El Corozal, Municipio de San José, Petén. Trabajo de graduación, Ing. Civ. Guatemala. Universidad de San Carlos, Facultad de Ingeniería. 2005.
3. Quevedo Monterroso, Emilio Alberto, Diseño del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable Para el Caserío Llano de la Puerta, San Pedro Pinula, Jalapa. Trabajo de graduación, Ing. Civ. Guatemala. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 2002.
4. Chay Medrano, Héctor Henry. Planificación y Diseño del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable de la Aldea Santa Avelina y de la Escuela de la Aldea San Felipe Chenlá, del Municipio de San Juan Cotzal, Departamento del Quiché. Trabajo de Graduación, Ing. Civ. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 2001.

ANEXOS

Tabla XXII. Cálculo hidráulico de alcantarillado pluvial fase dos

CÁLCULO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLADO PLUVIAL FASE DOS

Inicio de Tramo	DE P.V. No.	A P.V. No.	COTA DE TERRENO (Mts.)		LONGITUD (Mts)	% PENDIENTE TERRENO	CAUDAL PLUVIAL (LTS./SEG)						% PENDIENTE DE TUBERÍA	COTA INVERT		DIÁMETRO (PULGADAS) MATERIAL DE TUBERÍA	RUGOSIDAD	VELOCIDAD A TUBO LLENO (Mts/Seg)	d/D	VELOCIDAD CAUDAL PLUVIAL (Mts/Seg)	CAPACIDAD (Lts./Seg)	PROFUNDIDAD DE COTA INVERT INICIAL	PROFUNDIDAD DE COTA INVERT FINAL	ANCHO DE ZANJA	EXCAVACIÓN M ³ LÍNEA CENTRAL	q/Q	Pozo No.	Prof de Pozo	Ancho de Pozo
			AL PRINCIPIO	AL FINAL			LOCAL	ACUMULADA	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (Min)	COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA	INTENSIDAD DE LLUVIA (Lts./Seg./Ha.)	CAUDAL TOTAL ACUMULATIVO PLUVIAL lts/seg		AL PRINCIPIO	AL FINAL														
			AREA TRIBUTARIA (Has)	AREA TRIBUTARIA (Has)										AREA TRIBUTARIA (Has)															
T	7	8	104.59	104.034	62.08	0.90	0	0	12	0.408	127.89	0.00	0.90	103.31	102.75	10					0.00	1.28	1.28	0.70	54.28		7	1.76	1.50
	8	9	104.03	103.18	54.00	1.58	0.2	0.2	12.00	0.408	127.89	28.99	1.58	102.72	101.87	10	0.015	1.34	0.457	1.29	67.64	1.31	1.31	0.70	48.14	0.4286	8	1.46	1.50
	9	10	103.18	102.34	53.11	1.58	0.19	0.39	12.70	0.408	125.46	55.45	1.58	101.84	101.00	10	0.015	1.34	0.689	1.50	67.64	1.34	1.34	0.70	48.41	0.8198	9	1.49	1.50
	10	11	102.34	100.99	75.49	1.78	0.19	0.58	13.29	0.408	123.47	81.16	1.78	100.95	99.60	12	0.015	1.60	0.614	1.73	116.63	1.39	1.39	0.75	77.13	0.6959	10	1.54	1.50
T	12	13	101.75	101.37	51.00	0.74	0	0	12.00	0.408	127.89	0.00	0.74	100.47	100.09	10					0.00	1.28	1.28	0.70	44.35		12	1.43	1.50
	13	11	101.37	100.99	50.75	0.74	0.24	0.24	12.00	0.408	127.89	34.79	0.74	100.06	99.68	10	0.015	0.91	0.647	1.00	46.27	1.31	1.31	0.70	45.16	0.7518	13	1.46	1.50
	11	14	100.99	100.40	54.57	1.09	0.49	1.31	14.02	0.408	121.11	179.81	1.09	99.53	98.94	16	0.015	1.51	0.753	1.71	196.23	1.46	1.46	0.90	69.73	0.9163	11	1.61	1.50
	14	15	100.4	99.80	71.00	0.84	0.58	1.89	14.55	0.408	119.44	255.84	0.84	98.84	98.24	20	0.015	1.55	0.687	1.73	313.49	1.56	1.56	1.10	119.26	0.8161	14	1.71	1.50
	15	16	99.802	99.21	70.09	0.84	0.36	2.25	15.23	0.408	117.36	299.26	0.84	98.21	97.62	20	0.015	1.55	0.781	1.76	313.67	1.59	1.59	1.10	119.96	0.9541	15	1.74	1.50
	16	17	99.21	98.26	62.00	1.53	0.36	2.61	15.89	0.408	115.41	341.37	1.53	97.59	96.64	20	0.015	2.08	0.682	2.32	422.26	1.62	1.62	1.10	107.81	0.8084	16	1.77	1.50
	17	18	98.261	97.32	61.33	1.53	0.28	2.89	16.34	0.408	114.13	373.82	1.53	96.61	95.67	20	0.015	2.08	0.732	2.35	422.09	1.65	1.65	1.10	108.59	0.8856	17	1.80	1.50
T	31	12	101.77	101.75	71.32	0.03	0.00	0.00	12.00	0.408	127.89	0.00	0.03	100.49	100.47	10					0.00	1.28	1.28	0.70	62.56		31	2.58	1.50
	12	34	101.75	100.65	91.54	1.20	0.35	0.35	12.00	0.408	127.89	50.73	1.20	100.44	99.34	10	0.015	1.16	0.715	1.31	58.95	1.31	1.31	0.70	82.57	0.8605	12	1.46	1.50
	34	35	100.65	100.51	24.82	0.55	0.47	0.82	13.16	0.408	123.88	115.13	0.55	99.18	99.04	16	0.015	1.07	0.693	1.20	139.34	1.47	1.47	0.90	30.85	0.8262	34	1.62	1.50
T	36	35	100.77	100.51	95.49	0.27	0.00	0.00	12.00	0.408	127.89	0.00	0.27	99.49	99.23	10					0.00	1.28	1.28	0.70	84.22		36	2.12	1.50
	35	20	100.51	100.18	26.74	1.25	0.70	1.52	13.51	0.408	122.74	212.00	1.25	98.99	98.66	18	0.015	1.75	0.638	1.91	288.01	1.52	1.52	1.10	42.20	0.7361	35	1.67	1.50
T	19	20	100.67	100.18	63.43	0.77	0.00	0.00	12.00	0.408	127.89	0.00	0.77	99.39	98.90	10					0.00	1.28	1.28	0.70	55.49		19	1.43	1.50
	20	21	100.18	97.91	95.44	2.37	0.38	1.90	13.74	0.408	121.98	263.22	2.37	98.62	96.35	16	0.015	2.24	0.747	2.54	289.93	1.56	1.56	0.90	131.89	0.9079	20	1.71	1.50
T	38	22	99.366	98.94	52.00	0.83	0.00	0.00	12.00	0.408	127.89	0.00	0.83	98.09	97.66	10					0.00	1.28	1.28	0.70	45.25		38	2.02	1.50
	22	23	98.935	98.51	51.16	0.83	0.21	0.21	12.00	0.408	127.89	30.44	0.83	97.63	97.20	10	0.015	0.97	0.571	1.02	48.99	1.31	1.31	0.70	45.54	0.6213	22	1.46	1.50
	23	21	98.51	97.91	42.94	1.39	0.18	0.39	12.84	0.408	124.99	55.24	1.39	97.17	96.57	10	0.015	1.25	0.723	1.41	63.33	1.34	1.34	0.70	38.75	0.8724	23	1.49	1.50
	21	24	97.914	97.63	38.35	0.74	1.01	3.30	13.34	0.408	123.29	461.66	0.74	96.15	95.87	24	0.015	1.63	0.793	1.86	476.76	1.76	1.76	1.35	86.96	0.9683	21	1.91	1.75
	24	18	97.631	97.32	21.63	1.42	0.10	3.40	13.69	0.408	122.16	471.29	1.42	95.84	95.53	24	0.015	2.27	0.623	2.46	662.28	1.79	1.79	1.35	48.04	0.7116	24	1.94	1.75
	18	Destoque	97.323	95.54	60.74	2.94	0.35	6.64	13.83	0.408	121.69	916.31	1.15	94.72	94.02	30	0.013	2.73	0.638	2.98	1245.13	2.60	1.51	1.55	190.89	0.7359	18	2.75	1.75

Tabla XXIII. Cálculo hidráulico de alcantarillado pluvial fase tres

CÁLCULO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLADO PLUVIAL FASE TRES

Inicio de Tramo	DE P. V. No.	A P. V. No.	COTA DE TERRENO (Mts.)		LONGITUD (Mts)	% PENDIENTE TERRENO	CAUDAL PLUVIAL(LTS./SEG)					COTA INVERT		RUGOSIDAD	VELOCIDAD A TUBO LLENO (Mts/Seg)	d/D	VELOCIDAD CAUDAL PLUVIAL (Mts/Seg)	CAPACIDAD (Lts./Seg)	PROFUNDIDAD DE COTA INVERT INICIAL	PROFUNDIDAD DE COTA INVERT FINAL	ANCHO DE ZANJA	EXCAVACIÓN M ³ LINEA CENTRAL	q/Q	Pozo No.	Prof de Pozo	Ancho de Pozo				
			AL PRINCIPIO	AL FINAL			ÁREA TRIBUTARIA (Has)		TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (Min)	COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA	INTENSIDAD DE LLUVIA (Lts./Seg./Ha.)	CAUDAL TOTAL ACUMULATIVO PLUVIAL lts/seg	% PENDIENTE DE TUBERÍA														AL PRINCIPIO	AL FINAL		
							LOCAL	ACUMULADA																						
TC																														
26	43		105.63	105.29	60.00	0.58	0	0	12	0.408	127.89	0.00	0.58	104.35	104.01	10		0.00	1.28	1.28	0.70	52.416		26	1.43	1.50				
43	44		105.29	104.99	51.62	0.58	0.39	0.385	12.00	0.408	127.89	55.80	0.58	103.96	103.66	12	0.015	0.91	0.703	1.02	66.30	1.33	1.33	0.75	49.995	0.8417	43	1.48	1.50	
44	45		104.99	102.62	107.84	2.20	0.35	0.733	12.84	0.408	124.96	103.81	2.20	103.63	101.26	12	0.015	1.78	0.677	1.98	129.74	1.36	1.36	0.75	108.467	0.8001	44	1.51	1.50	
27	46		103.64	103.13	58.00	0.88	0	0	12.00	0.408	127.89	0.00	0.88	102.36	101.85	10		0.00	1.28	1.28	0.70	50.624		27	1.43	1.50				
46	45		103.13	102.62	58.23	0.88	0.37	0.365	12.00	0.408	127.89	52.90	0.88	101.80	101.29	12	0.015	1.13	0.583	1.20	82.20	1.33	1.33	0.75	56.588	0.6436	46	1.48	1.50	
45	47		102.62	101.72	67.00	1.33	0.92	2.013	12.81	0.408	125.08	285.36	1.33	101.12	100.22	18	0.015	1.81	0.785	2.06	297.52	1.50	1.50	1.10	108.075	0.9591	45	1.65	1.50	
47	48		101.72	100.83	67.18	1.33	0.29	2.303	13.35	0.408	123.26	321.73	1.33	100.16	99.27	20	0.015	1.94	0.687	2.16	393.94	1.56	1.56	1.10	112.492	0.8167	47	1.71	1.50	
29	49		101.74	101.41	52.61	0.63	0	0	12.00	0.408	127.89	0.00	0.63	100.46	100.13	10		0.00	1.28	1.28	0.70	45.795		29	1.43	1.50				
49	48		101.41	100.83	66.34	0.88	0.29	0.29	12.00	0.408	127.89	42.18	0.88	100.10	99.52	10	0.015	0.99	0.700	1.11	50.39	1.31	1.31	0.70	59.344	0.837	49	1.46	1.50	
48	50		100.83	100.68	12.61	1.15	0.36	2.96	13.00	0.408	124.45	417.19	1.15	99.17	99.02	24	0.015	2.04	0.617	2.21	595.14	1.66	1.66	1.35	24.617	0.701	48	1.81	1.75	
61	51		100.68	100.684	85.00	0.00	0	0	12.00	0.408	127.89	0.00	0.00	99.40	99.40	10		0.00	1.28	1.28	0.70	74.816		61	1.43	1.50				
51	52		100.68	100.683	85.00	0.00	0.47	0.47	12.00	0.408	127.89	67.98	0.19	99.25	99.09	16	0.015	0.63	0.694	0.7	82.05	1.43	1.59	0.90	113.503	0.8285	51	1.58	1.50	
52	Desfoque		100.68	100.683	44.82	0.00	0.47	0.94	14.01	0.408	121.12	128.89	0.67	99.06	98.76	16	0.015	1.19	0.700	1.33	154.08	1.62	1.92	0.90	70.197	0.8365	52	1.77	1.50	
50	Desfoque		100.68	100.683	41.00	0.00	0.18	1.66	13.09	0.408	124.13	233.38	0.47	98.93	98.74	20	0.015	1.15	0.817	1.31	233.99	1.75	1.94	1.10	81.758	0.9974	50	1.90	1.50	
50	53		100.68	99.395	72.60	1.77	0.18	1.66	13.09	0.408	124.13	233.38	1.77	98.93	97.65	16	0.015	1.93	0.764	2.19	250.63	1.75	1.75	0.90	111.786	0.9312	50	1.90	1.50	
53	54		99.395	99.647	60.00	-0.42	0.78	2.443	13.64	0.408	122.30	338.63	0.11	97.30	97.23	30	0.013	0.84	0.728	0.95	385.09	2.10	2.42	1.55	203.959	0.8793	53	2.25	1.75	
54	55		99.647	99.9	60.47	-0.42	0.25	3.165	14.70	0.408	118.98	426.77	0.14	97.20	97.11	30	0.013	0.95	0.804	1.08	434.44	2.45	2.79	1.55	238.355	0.9823	54	2.60	1.75	
29	55		101.74	99.9	82.36	2.24	0	0	12.00	0.408	127.89	0.00	2.24	100.46	98.62	10		0.00	1.28	1.28	0.70	72.339		29	1.43	1.50				
41	57		98.586	98.217	52.97	0.70	0	0	12.00	0.408	127.89	0.00	0.70	97.31	96.94	10		0.00	1.28	1.28	0.70	70.336								
36	56		100.77	100.309	80	0.57	0	0	12.00	0.408	127.89	0.00	0.57	99.49	99.03	10		0.00	1.28	1.28	0.70	70.336		36	1.43	1.50				
56	55		100.31	99.9	71.37	0.57	0.36	0.361	12.00	0.408	127.89	52.32	0.57	98.98	98.57	12	0.015	0.91	0.671	1.00	66.17	1.33	1.33	0.75	69.571	0.7908	56	1.48	1.50	
55	57		99.9	98.217	88.18	1.91	0.36	3.887	15.63	0.408	116.18	511.79	0.86	97.05	96.29	24	0.015	1.76	0.815	2.00	514.69	2.85	1.93	1.35	278.595	0.9944	55	3.00	1.75	
57	58		98.217	96.553	15.59	10.67	0.08	3.967	16.36	0.408	114.06	512.81	2.00	95.52	95.21	24	0.015	2.69	0.589	2.87	784.89	2.70	1.35	1.35	37.815	0.6534	57	2.85	1.75	
58	59		96.553	94.873	15.59	10.78	0.08	4.047	16.45	0.408	113.81	521.98	2.00	93.85	93.54	24	0.015	2.69	0.596	2.88	784.89	2.70	1.33	1.35	37.665	0.665	58	2.85	1.75	
59	Desfoque		94.873	93.193	15.59	10.78	0.08	4.127	16.55	0.408	113.55	531.12	2.00	92.17	91.86	24	0.015	2.69	0.603	2.89	784.89	2.70	1.33	1.35	40.046	0.6767	59	2.85	1.75	

Tabla XXIV. Cálculo hidráulico de alcantarillado pluvial fase cuatro

CÁLCULO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLADO PLUVIAL FASE CUATRO

Inicio de Tramo	DE P.V. No.	A P.V. No.	COTA DE TERRENO (Mts.)		LONGITUD (Mts)	% PENDIENTE TERRENO	CAUDAL PLUVIAL(LTS./SEG)						% PENDIENTE DE TUBERÍA	COTA INVERT		Y	DIÁMETRO (PULGADAS) MATERIAL DE TUBERÍA	RUGOSIDAD	VELOCIDAD A TUBO LLENO (Mts/Seg)	d/D	VELOCIDAD CAUDAL PLUVIAL (Mts/Seg)	CAPACIDAD (Lts./Seg)	PROFUNDIDAD DE COTA INVERT INICIAL	PROFUNDIDAD DE COTA INVERT FINAL	ANCHO DE ZANJA	EXCAVACIÓN M³ LÍNEA CENTRAL	q/Q	Pozo No.	Prof de Pozo	Ancho de Pozo
			AL PRINCIPIO	AL FINAL			LOCAL	ACUMULADA	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (Min)	COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA	INTENSIDAD DE LLUVIA (Lts./Seg./Ha.)	CAUDAL TOTAL ACUMULATIVO PLUVIAL		AL PRINCIPIO	AL FINAL															
			ÁREA TRIBUTARIA (Has)	TC										TC																
H	61	62	100.68	99.62	60.00	1.77	0	0	12	0.408	127.89	0.00	1.77	99.40	98.34	10						0.00	1.28	1.28	0.70	52.416		61	1.43	1.50
	62	63	99.62	98.54	61.34	1.77	0.31	0.306	12.00	0.408	127.89	44.35	1.77	98.31	97.23	10	0.015	1.41	0.570	1.49		71.49	1.31	1.31	0.70	54.873	0.6204	62	1.46	1.50
	63	64	98.54	98.23	60.00	0.52	0.46	0.766	12.69	0.408	125.50	108.95	0.52	97.10	96.79	16	0.015	1.04	0.680	1.16		135.31	1.44	1.44	0.90	75.816	0.8052	63	1.59	1.50
	64	65	98.23	97.91	61.25	0.52	0.2	0.969	13.55	0.408	122.62	134.66	0.52	96.76	96.44	16	0.015	1.04	0.815	1.19		135.42	1.47	1.47	0.90	79.049	0.9943	64	1.62	1.50
	65	Desfogue	97.91	96.88	51.00	2.02	0.21	1.175	14.41	0.408	119.88	159.64	1.70	96.31	95.44	16	0.015	1.89	0.588	2.01		245.44	1.60	1.44	0.90	68.719	0.6504	65	1.75	1.50
H	57	69	98.22	98.02	65.49	0.30	0	0.00	12.00	0.408	127.89	0.00	0.30	96.94	96.74	10						0.00	1.28	1.28	0.70	57.335		57	2.85	1.50
	69	67	98.02	97.83	65.00	0.30	0.16	0.16	12.00	0.408	127.89	23.19	0.30	96.69	96.50	12	0.015	0.65	0.493	0.65		47.51	1.33	1.33	0.75	63.341	0.4882	69	1.48	1.50
H	53	68	99.4	98.59	55.00	1.47	0	0.00	12.00	0.408	127.89	0.00	1.47	98.12	97.31	10						0.00	1.28	1.28	0.70	47.936		53	2.25	1.50
	68	67	98.59	97.83	51.68	1.47	0.61	0.61	12.00	0.408	127.89	88.27	1.47	97.26	96.50	12	0.015	1.45	0.698	1.62		105.86	1.33	1.33	0.75	50.055	0.8339	68	1.48	1.50
	67	66	97.83	97.12	54.05	1.31	0.74	1.51	12.53	0.408	126.03	215.39	1.31	96.40	95.69	16	0.015	1.66	0.819	1.89		215.44	1.43	1.43	0.90	67.632	0.9997	67	1.58	1.50
	66	Desfogue	97.12	96.88	23.72	1.02	0.23	1.74	13.01	0.408	124.40	245.61	1.02	95.62	95.38	18	0.015	1.58	0.775	1.80		259.76	1.50	1.50	1.10	37.901	0.9455	66	1.65	1.50

Tabla XXV. CÁLCULO HIDRÁULICO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN EN LA ALDEA EL ROSARIO

Población Futura	1,100 hab.
Aforo	24 gal/min
Dotación	90 lts/hab/día
FHM	2.50
Número Viviendas	188.00 viviendas

Caudal Medio	1.15 lts/seg
Caudal de Diseño	2.86 lts/seg
Caudal por Vivienda	0.02 lts/seg

TRAMO Tanque a 16

COTA INICIAL	COTA FINAL	Hf asumida	Diámetro Calculado
183.16	159.33	23.83	1.440

LONGITUD	CAUDAL DE DISEÑO
123.17	2.86

Diámetro Interior de Diseño	Diámetro Nominal en Pulgadas	Hf real	PSI
2.193	2	3.073	125

Cota Piezométrica	Presión	Velocidad
180.087	20.757	1.176

RAMAL 1

CAUDAL INSTANTÁNEO	0.2121	CONEXIONES	3
CAUDAL EN RAMAL * VIVIENDA	0.05		

TRAMO 16 - 17

COTA INICIAL	COTA FINAL	Hf asumida	Diámetro Calculado	COTA PIEZOMÉTRICA
159.33	160.95	19.137	0.363	180.087

LONGITUD	CAUDAL DE DISEÑO
14.941	0.2121

Diámetro Interior de Diseño	Diámetro Nominal en Pulgadas	Hf real	PSI
0.926	3/4	0.200	250

Cota Piezométrica	Presión	Velocidad
179.887	18.937	0.488

LÍNEA CENTRAL

CAUDAL INSTANTÁNEO	0.3674	CONEXIONES	7
CAUDAL EN RAMAL * VIVIENDA	0.11		
CAUDAL DE DISEÑO	2.67		

TRAMO 16 - 15

COTA INICIAL	COTA FINAL	Hf asumida	Diámetro Calculado	COTA PIEZOMÉTRICA
159.33	153.4	5.93	1.365	180.087

LONGITUD	CAUDAL DE DISEÑO
26.936	2.6665

Diámetro Interior de Diseño	Diámetro Nominal en Pulgadas	Hf real	PSI
1.754	1 1/2	1.746	125

Cota Piezométrica	Presión	Velocidad
178.341	24.941	1.711

RAMAL 2
 CAUDAL INSTANTÁNEO 1.5223 CONEXIONES 104
 CAUDAL EN RAMAL * VIVIENDA 1.58

TRAMO 15-29

COTA INICIAL	COTA FINAL	Hf asumida	Diámetro Calculado	COTA PIEZOMÉTRICA
153.4	153.42	24.921	0.899	178.341

LONGITUD	CAUDAL DE DISEÑO
38.782	1.5847

Diámetro Interior de Diseño	Diámetro Nominal en Pulgadas	Hf real	PSI
1.532	1 1/4	1.854	125

Cota Piezométrica	Presión	Velocidad
176.487	23.067	1.332

RAMAL 3
 CAUDAL INSTANTÁNEO 0.3000 CONEXIONES 5
 CAUDAL EN RAMAL * VIVIENDA 0.08

TRAMO 29 - 31

COTA INICIAL	COTA FINAL	Hf asumida	Diámetro Calculado	COTA PIEZOMÉTRICA
153.42	149.33	4.09	0.700	176.487

LONGITUD	CAUDAL DE DISEÑO
41.221	0.3000

Diámetro Interior de Diseño	Diámetro Nominal en Pulgadas	Hf real	PSI
1.195	1	0.303	160

Cota Piezométrica	Presión	Velocidad
176.184	26.854	0.415

RAMAL 4
 CAUDAL INSTANTÁNEO 0.5196 CONEXIONES 13
 CAUDAL EN RAMAL * VIVIENDA 0.20
 CAUDAL DE DISEÑO 1.46

TRAMO 29 - 34

COTA INICIAL	COTA FINAL	Hf asumida	Diámetro Calculado	COTA PIEZOMÉTRICA
153.42	148.03	5.39	1.277	176.487

LONGITUD	CAUDAL DE DISEÑO
53.844	1.4628

Diámetro Interior de Diseño	Diámetro Nominal en Pulgadas	Hf real	PSI
1.532	1 1/4	2.219	125

Cota Piezométrica	Presión	Velocidad
174.268	26.238	1.230

RAMAL 5
 CAUDAL INSTANTÁNEO 0.6000 CONEXIONES 17
 CAUDAL EN RAMAL * VIVIENDA 0.26

TRAMO 34 - 37

COTA INICIAL	COTA FINAL	Hf asumida	Diámetro Calculado	COTA PIEZOMÉTRICA
148.03	135.64	12.39	0.808	174.268

LONGITUD	CAUDAL DE DISEÑO
69.504	0.6000

Diámetro Interior de Diseño	Diámetro Nominal en Pulgadas	Hf real	PSI
1.195	1	1.844	160

Cota Piezométrica	Presión	Velocidad
172.424	36.784	0.829

RAMAL 6
 CAUDAL INSTANTÁNEO 0.3674 CONEXIONES 7
 CAUDAL EN RAMAL * VIVIENDA 0.11
 CAUDAL DE DISEÑO 1.01

TRAMO 34 - 39

COTA INICIAL	COTA FINAL	Hf asumida	Diámetro Calculado	COTA PIEZOMÉTRICA
148.03	139.56	8.47	1.002	174.268

LONGITUD	CAUDAL DE DISEÑO
51.913	1.0057

Diámetro Interior de Diseño	Diámetro Nominal en Pulgadas	Hf real	PSI
1.532	1 1/4	1.069	125

Cota Piezométrica	Presión	Velocidad
173.199	33.639	0.846

RAMAL 7
 CAUDAL INSTANTÁNEO 0.9487 CONEXIONES 41
 CAUDAL EN RAMAL * VIVIENDA 0.62
 CAUDAL DE DISEÑO 0.8990

TRAMO 39 - 58

COTA INICIAL	COTA FINAL	Hf asumida	Diámetro Calculado	COTA PIEZOMÉTRICA
139.56	132.11	7.45	1.171	173.199

LONGITUD	CAUDAL DE DISEÑO
108.682	0.9487

Diámetro Interior de Diseño	Diámetro Nominal en Pulgadas	Hf real	PSI
1.195	1	6.736	160

Cota Piezométrica	Presión	Velocidad
166.463	34.353	1.311

RAMAL 8
 CAUDAL INSTANTÁNEO 0.4500 CONEXIONES 10
 CAUDAL EN RAMAL * VIVIENDA 0.15

TRAMO 58 - 59

COTA INICIAL	COTA FINAL	Hf asumida	Diámetro Calculado	COTA PIEZOMÉTRICA
132.11	136.58	29.883	0.470	166.463

LONGITUD	CAUDAL DE DISEÑO
20.445	0.4500

Diámetro Interior de Diseño	Diámetro Nominal en Pulgadas	Hf real	PSI
1.195	1	0.318	160

Cota Piezométrica	Presión	Velocidad
166.145	29.565	0.622

RAMAL 9
 CAUDAL INSTANTÁNEO 0.5196 CONEXIONES 13
 CAUDAL EN RAMAL * VIVIENDA 0.20
 CAUDAL DE DISEÑO 0.5220

TRAMO 58 - 8

COTA INICIAL	COTA FINAL	Hf asumida	Diámetro Calculado	COTA PIEZOMÉTRICA
132.11	127.86	4.25	1.011	166.463

LONGITUD	CAUDAL DE DISEÑO
91.614	0.5220

Diámetro Interior de Diseño	Diámetro Nominal en Pulgadas	Hf real	PSI
1.195	1	1.878	160

Cota Piezométrica	Presión	Velocidad
164.585	36.725	0.721

RAMAL 10
 CAUDAL INSTANTÁNEO 0.1500 CONEXIONES 2
 CAUDAL EN RAMAL * VIVIENDA 0.03
 CAUDAL DE DISEÑO 0.2743

TRAMO 39 - 42

COTA INICIAL	COTA FINAL	Hf asumida	Diámetro Calculado	COTA PIEZOMÉTRICA
139.56	138.83	0.73	1.044	173.199

LONGITUD	CAUDAL DE DISEÑO
60.661	0.2743

Diámetro Interior de Diseño	Diámetro Nominal en Pulgadas	Hf real	PSI
0.716	1/2	4.575	315

Cota Piezométrica	Presión	Velocidad
168.624	29.794	1.056

RAMAL 11
 CAUDAL INSTANTÁNEO 0.2121 CONEXIONES 3
 CAUDAL EN RAMAL * VIVIENDA 0.05

TRAMO 42 - 46

COTA INICIAL	COTA FINAL	Hf asumida	Diámetro Calculado	COTA PIEZOMÉTRICA
138.83	146.54	22.084	0.420	168.624

LONGITUD	CAUDAL DE DISEÑO
35.219	0.2121

Diámetro Interior de Diseño	Diámetro Nominal en Pulgadas	Hf real	PSI
0.716	1/2	1.650	315

Cota Piezométrica	Presión	Velocidad
166.974	20.434	0.817

RAMAL 12
 CAUDAL INSTANTÁNEO 0.2121 CONEXIONES 3
 CAUDAL EN RAMAL * VIVIENDA 0.05
 CAUDAL DE DISEÑO 0.1981

TRAMO 42 - 50

COTA INICIAL	COTA FINAL	Hf asumida	Diámetro Calculado	COTA PIEZOMÉTRICA
138.83	138.9	29.724	0.465	168.624

LONGITUD	CAUDAL DE DISEÑO
77.794	0.2121

Diámetro Interior de Diseño	Diámetro Nominal en Pulgadas	Hf real	PSI
0.716	1/2	3.646	315

Cota Piezométrica	Presión	Velocidad
164.979	26.079	0.817

RAMAL 13
 CAUDAL INSTANTÁNEO 0.2121 CONEXIONES 3
 CAUDAL EN RAMAL * VIVIENDA 0.05

TRAMO 50 - 54

COTA INICIAL	COTA FINAL	Hf asumida	Diámetro Calculado	COTA PIEZOMÉTRICA
138.9	124.83	14.07	0.485	164.979

LONGITUD	CAUDAL DE DISEÑO
44.887	0.2121

Diámetro Interior de Diseño	Diámetro Nominal en Pulgadas	Hf real	PSI
0.716	1/2	2.104	315

Cota Piezométrica	Presión	Velocidad
162.875	38.045	0.817

RAMAL 14

CAUDAL INSTANTÁNEO 0.3674 CONEXIONES 7
 CAUDAL EN RAMAL * VIVIENDA 0.11
 CAUDAL DE DISEÑO 0.1207

TRAMO 50 - 56

COTA INICIAL	COTA FINAL	Hf asumida	Diámetro Calculado	COTA PIEZOMÉTRICA
138.9	136.94	1.96	0.991	164.979

LONGITUD	CAUDAL DE DISEÑO
73.694	0.3674

Diámetro Interior de Diseño	Diámetro Nominal en Pulgadas	Hf real	PSI
0.716	1/2	9.552	315

Cota Piezométrica	Presión	Velocidad
155.427	18.487	1.414

RAMAL 15

Á CONEXIONES 0
 CAUDAL EN RAMAL * VIVIENDA 0.00
 CAUDAL DE DISEÑO 0.9752

TRAMO 15 - 14

COTA INICIAL	COTA FINAL	Hf asumida	Diámetro Calculado	COTA PIEZOMÉTRICA
153.4	152.67	0.73	1.012	178.341

LONGITUD	CAUDAL DE DISEÑO
4.977	0.9752

Diámetro Interior de Diseño	Diámetro Nominal en Pulgadas	Hf real	PSI
1.195	1	0.325	160

Cota Piezométrica	Presión	Velocidad
178.016	25.346	1.348

RAMAL 16

CAUDAL INSTANTÁNEO 0.5196 CONEXIONES 13
 CAUDAL EN RAMAL * VIVIENDA 0.20

TRAMO 14 - 27

COTA INICIAL	COTA FINAL	Hf asumida	Diámetro Calculado	COTA PIEZOMÉTRICA
152.67	137.09	15.58	0.858	178.016

LONGITUD	CAUDAL DE DISEÑO
152.753	0.5196

Diámetro Interior de Diseño	Diámetro Nominal en Pulgadas	Hf real	PSI
1.195	1	3.105	160

Cota Piezométrica	Presión	Velocidad
174.912	37.822	0.718

RAMAL 17

CAUDAL INSTANTÁNEO 0.7500 CONEXIONES 26
 CAUDAL EN RAMAL * VIVIENDA 0.40
 CAUDAL DE DISEÑO 0.7771

TRAMO 1 4 - 1 0

COTA INICIAL	COTA FINAL	Hf asumida	Diámetro Calculado	COTA PIEZOMÉTRICA
152.67	134.3	18.37	0.950	178.016

LONGITUD	CAUDAL DE DISEÑO
140.366	0.7771

Diámetro Interior de Diseño	Diámetro Nominal en Pulgadas	Hf real	PSI
0.926	3/4	20.816	250

Cota Piezométrica	Presión	Velocidad
157.200	22.900	1.789

RAMAL 18

CAUDAL INSTANTÁNEO 0.2121 CONEXIONES 3
 CAUDAL EN RAMAL * VIVIENDA 0.05

TRAMO 1 0 - 1 1

COTA INICIAL	COTA FINAL	Hf asumida	Diámetro Calculado	COTA PIEZOMÉTRICA
134.3	134.42	22.780	0.376	157.200

LONGITUD	CAUDAL DE DISEÑO
21.168	0.2121

Diámetro Interior de Diseño	Diámetro Nominal en Pulgadas	Hf real	PSI
0.926	3/4	0.283	250

Cota Piezométrica	Presión	Velocidad
156.917	22.497	0.488

RAMAL 19

CAUDAL INSTANTÁNEO 0.4975 CONEXIONES 12
 CAUDAL EN RAMAL * VIVIENDA 0.18
 CAUDAL DE DISEÑO 0.3352

TRAMO 1 0 - 0 3

COTA INICIAL	COTA FINAL	Hf asumida	Diámetro Calculado	COTA PIEZOMÉTRICA
134.3	119.43	14.87	0.720	157.200

LONGITUD	CAUDAL DE DISEÑO
67.163	0.4975

Diámetro Interior de Diseño	Diámetro Nominal en Pulgadas	Hf real	PSI
0.716	1/2	15.259	315

Cota Piezométrica	Presión	Velocidad
141.941	22.511	1.915

RAMAL 20
 CAUDAL INSTANTÁNEO 0.3674 CONEXIONES 7
 CAUDAL EN RAMAL * VIVIENDA 0.11

TRAMO 03 - 06

COTA INICIAL	COTA FINAL	Hf asumida	Diámetro Calculado	COTA PIEZOMÉTRICA
119.43	123.15	18.791	0.616	141.941

LONGITUD	CAUDAL DE DISEÑO
69.794	0.3674

Diámetro Interior de Diseño	Diámetro Nominal en Pulgadas	Hf real	PSI
0.716	1/2	9.046	315

Cota Piezométrica	Presión	Velocidad
132.895	9.745	1.414

RAMAL 21
 CAUDAL INSTANTÁNEO 0.2121 CONEXIONES 3
 CAUDAL EN RAMAL * VIVIENDA 0.05
 CAUDAL DE DISEÑO 0.2080

TRAMO 03 - 01

COTA INICIAL	COTA FINAL	Hf asumida	Diámetro Calculado	COTA PIEZOMÉTRICA
119.43	109.89	9.54	0.535	141.941

LONGITUD	CAUDAL DE DISEÑO
49.026	0.2121

Diámetro Interior de Diseño	Diámetro Nominal en Pulgadas	Hf real	PSI
0.716	1/2	2.297	315

Cota Piezométrica	Presión	Velocidad
139.644	29.754	0.817

Tabla XXVI. Examen bacteriológico



LABORATORIO DE QUÍMICA Y MICROBIOLOGÍA SANITARIA
 ESCUELA REGIONAL DE INGENIERÍA SANITARIA Y RECURSOS
 HIDRÁULICOS (ERES) - CENTRO DE INVESTIGACIONES (C.I.)
 DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA
 CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12

EXAMEN BACTERIOLOGICO		INF. No. A-191603	
O.T. No. 18430			
INTERESADO	<u>ESCUELA DE INGENIERIA</u>	PROYECTO	<u>CONTROL DE CALIDAD DE AGUA</u>
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>Astrid Pineda</u>	DEPENDENCIA	<u>U.S.A.C.</u>
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Aldea El Rosario</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2005-02-21; 13 h. 30 min.</u>
FUENTE:	<u>Entrada al tanque de distribución</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2005-02-21; 15 h. 20 min.</u>
MUNICIPIO:	<u>San Miguel Dashtas</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>Sin refrigeración</u>
DEPARTAMENTO:	<u>Suchatepéquez</u>		
SABOR:	<u>-----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	<u>No hay</u>
ASPECTO:	<u>clara</u>	CLORO RESIDUAL	<u>---</u>
OLOR:	<u>Inodora</u>		
INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)			
PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACION DE GAS 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm ³	++++	+++	+++
01,00 cm ³	---+-	++	++
00,10 cm ³	-----	Innecesaria	Innecesaria
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm ³		14	14
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 19 TH NORMA COGUANOR NGO 4-010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.			
CONCLUSION CLASIFICACIÓN I. Calidad Bacteriológica que no exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según Normas Internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.			
Guatemala, 2005-03-03			
V.o.Bo. Ing. Francisco Javier Quiñones de la Cruz DIRECTOR CH / USAC		 X ZENON MUCH SANTOS Ing. Químico Col. No. 480 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria	

Tabla XXVII. Análisis físico químico sanitario



LABORATORIO DE QUÍMICA Y MICROBIOLOGÍA SANITARIA
 ESCUELA REGIONAL DE INGENIERÍA SANITARIA Y RECURSOS HIDRÁULICOS (ERIS)-CENTRO
 DE INVESTIGACIONES (CI)
 DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA
 CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12

O.T. No. 1848		ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO		ENE. No. 21856	
INTERESADO	FACULTAD DE INGENIERÍA - EPS	PROYECTO	CONTROL DE CALIDAD		
RECIBIDA POR:	Ariel Pineda	DEPENDENCIA	U.S.A.C.		
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	Aldea El Rosero	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN	2009-02-21, 13:30 min.		
FUENTE:	Estación al tanque de distribución	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO	2009-02-21, 14:30 min.		
MUNICIPIO	San Miguel Duxán	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	Sin refrigeración		
DEPARTAMENTO	Sacatepéquez				
RESULTADOS					
1. ASPECTO:	Claro	4. OLORES:	Indistintos	7. TEMPERATURA:	... °C
2. COLOR:	01,00 Unidades	5. SABOR:	-----	8. CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA:	165,00 $\mu\text{mhos/cm}$
3. TURBIEDAD:	00,39 UNT	6. pH:	06,00 unidades		
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONÍACO (NH ₃)	00,16	6. CLORUROS (Cl ⁻)	07,50	11. SÓLIDOS TOTALES	100,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,00	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,10	12. SÓLIDOS VOLÁTILES	00,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	12,58	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	19,50	13. SÓLIDOS FIJOS	91,00
4. CLORO RESIDUAL	-----	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,02	14. SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN	02,00
5. MANGANESO (Mn)	-----	10. DUREZA TOTAL	75,00	15. SÓLIDOS DISUELTOS	00,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS	CARBONATOS	BICARBONATOS	ALCALINIDAD TOTAL		
mg/L	mg/L	mg/L	mg/L		
00,00	00,00	58,00	58,00		

OTRAS DETERMINACIONES: _____

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista de la calidad física y química el análisis de agua cumple con los límites internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A. - W.E.T. 19TH EDITION 1995, NORMA COLOMBIANA 9004 DE 1989 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 2900 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2009-03-05

Vo So
 Ing. Francisco Javier Quiroz de la Cruz
 DIRECTOR CIUSAC



Zenon Much Santos
 X ZENON MUCH SANTOS
 Ing. Químico Col. No. 428
 M. Q. en Ingeniería Sanitaria



Figura 1. Planta general alcantarillado pluvial

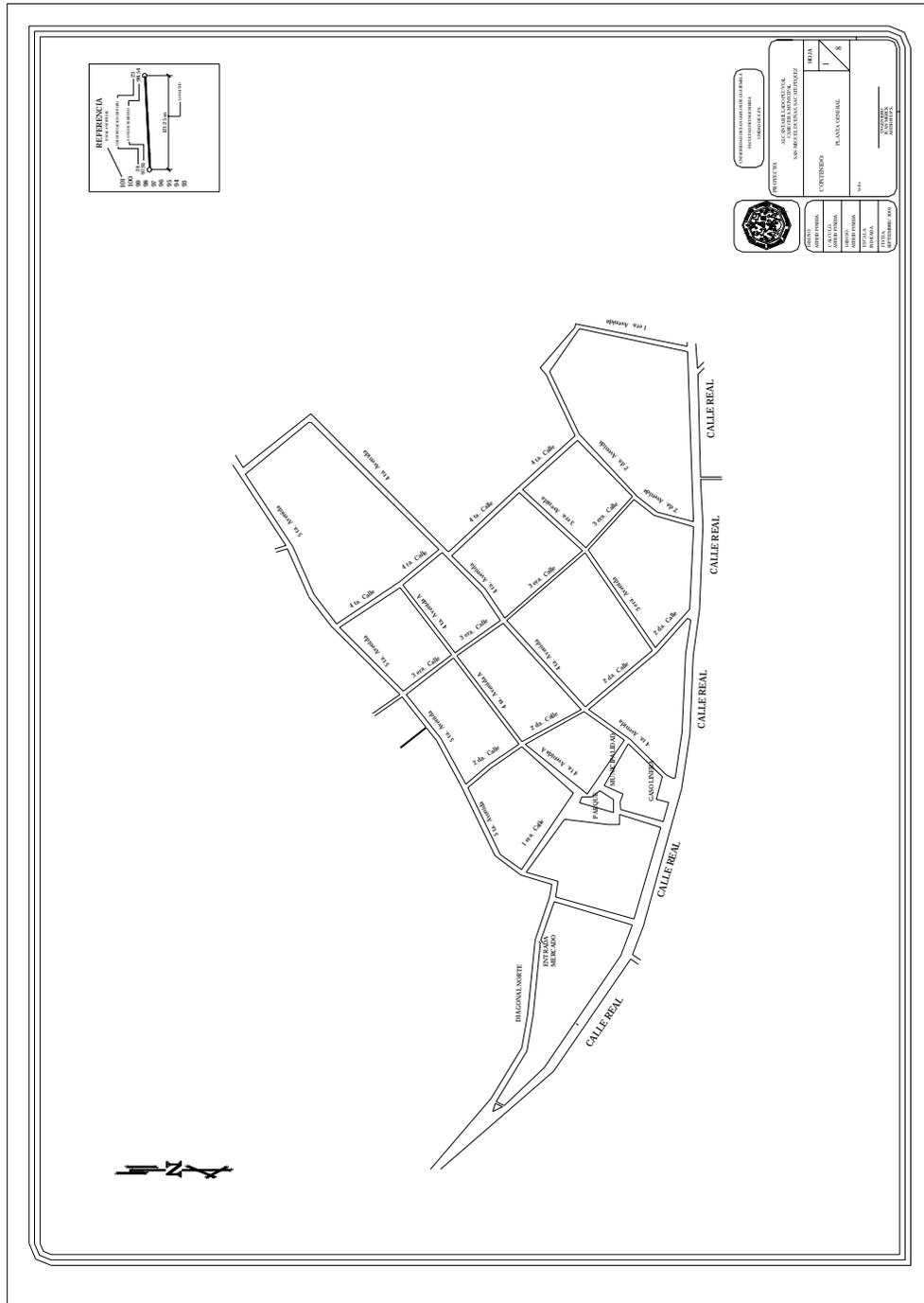


Figura 4. Planta y perfiles fase tres "a" alcantarillado pluvial

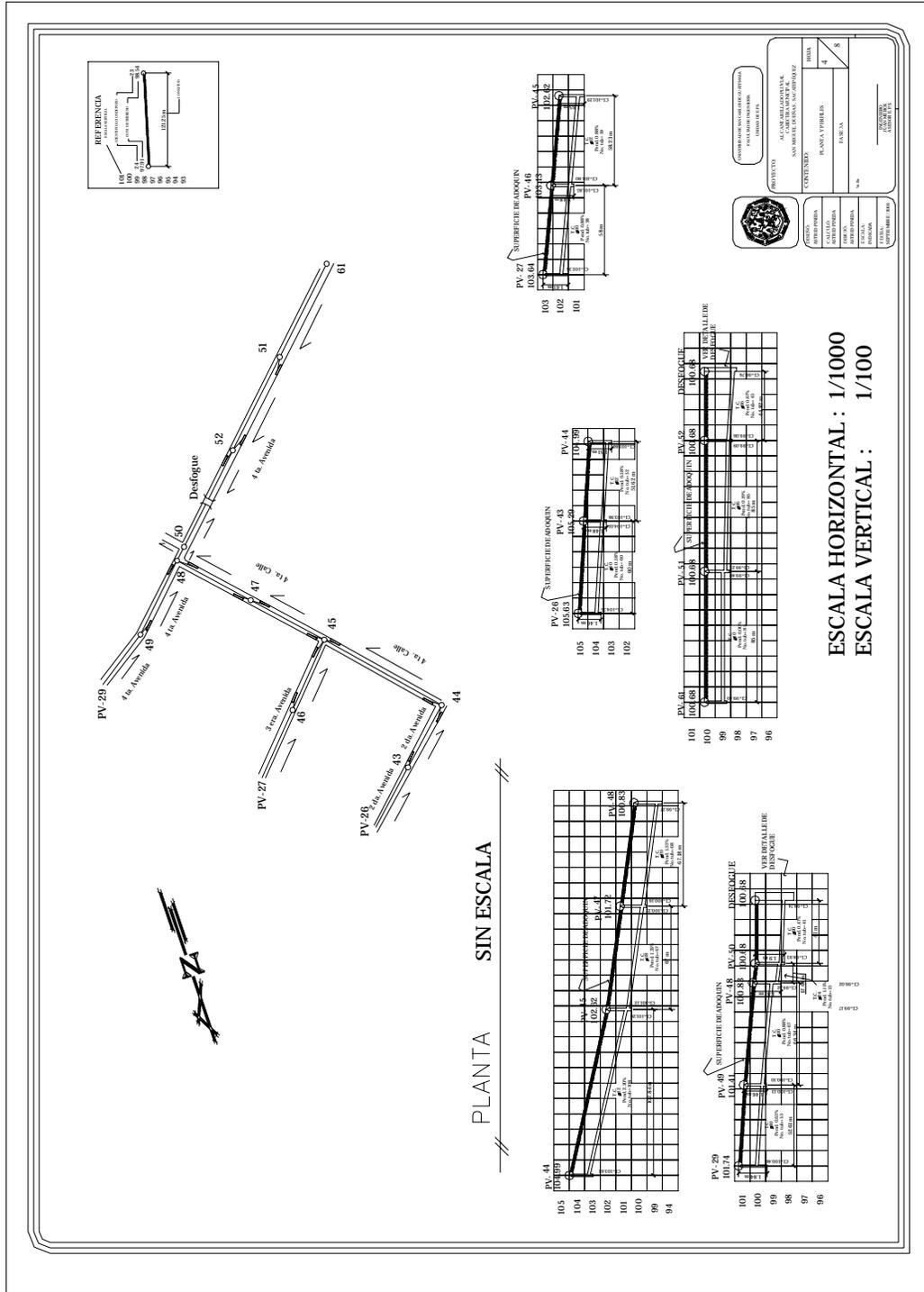


Figura 5. Planta y perfiles fase tres “b” alcantarillado pluvial

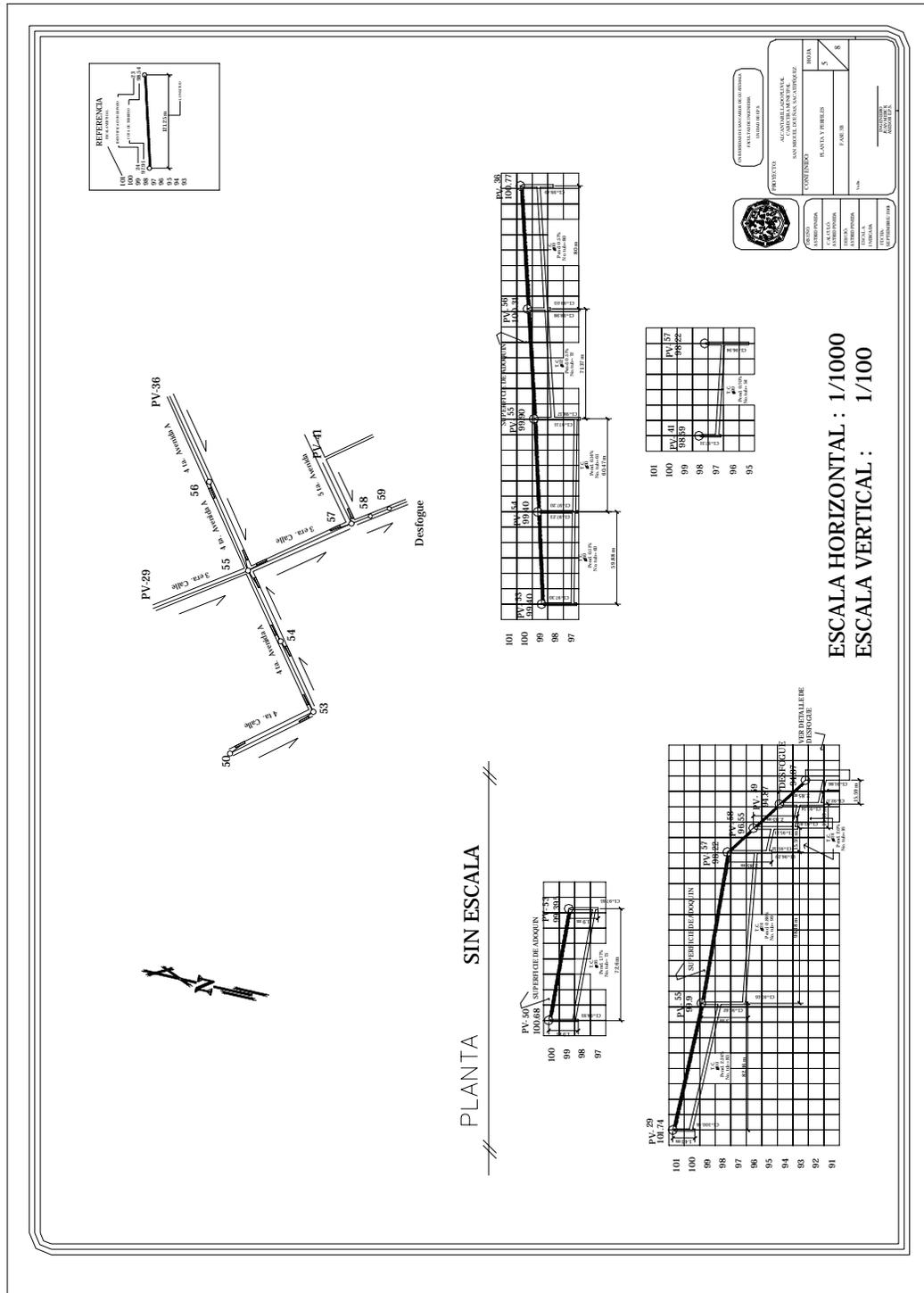


Figura 7. Detalles pozos alcantarillado pluvial

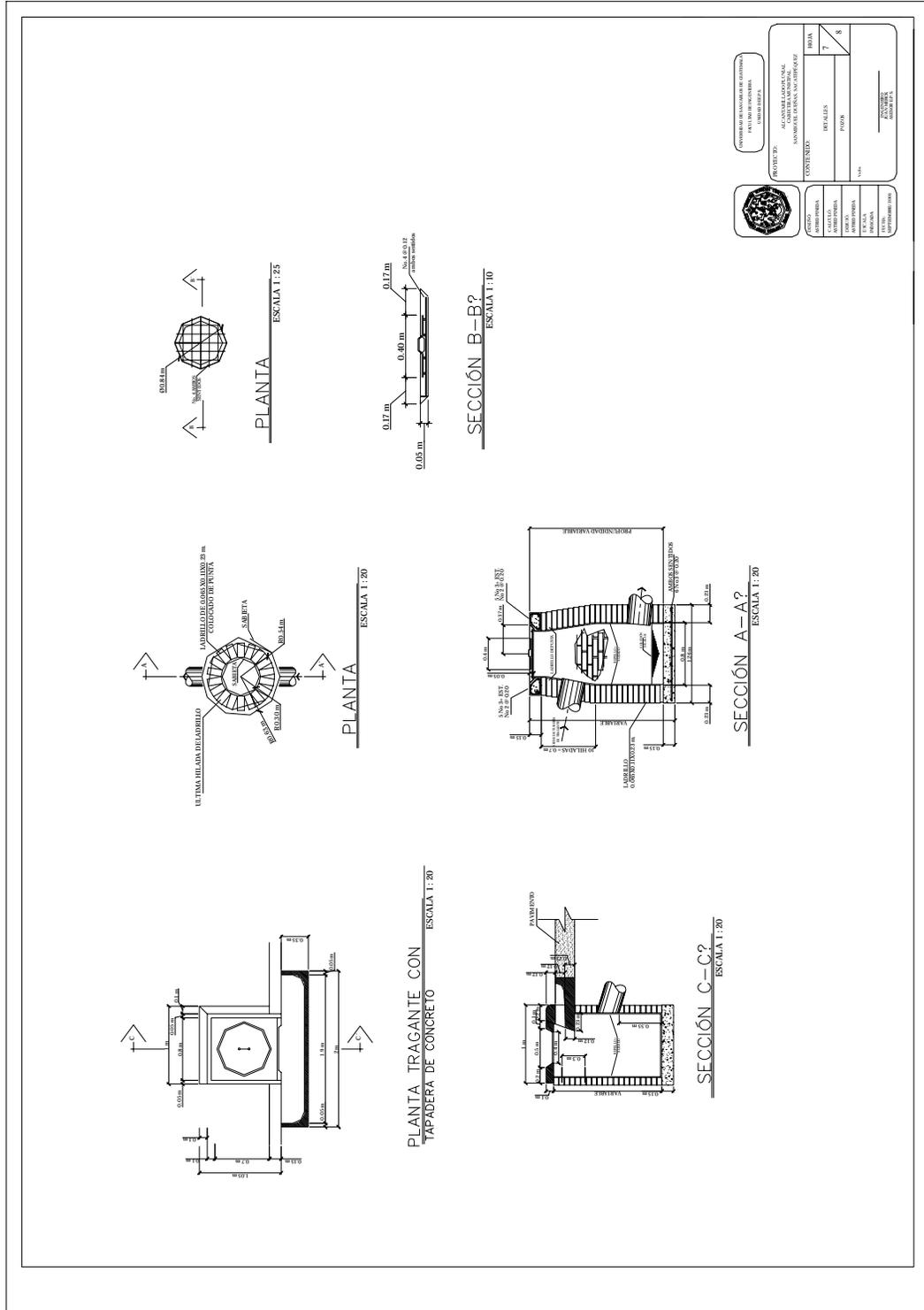


Figura 9. Planta general abastecimiento de agua potable

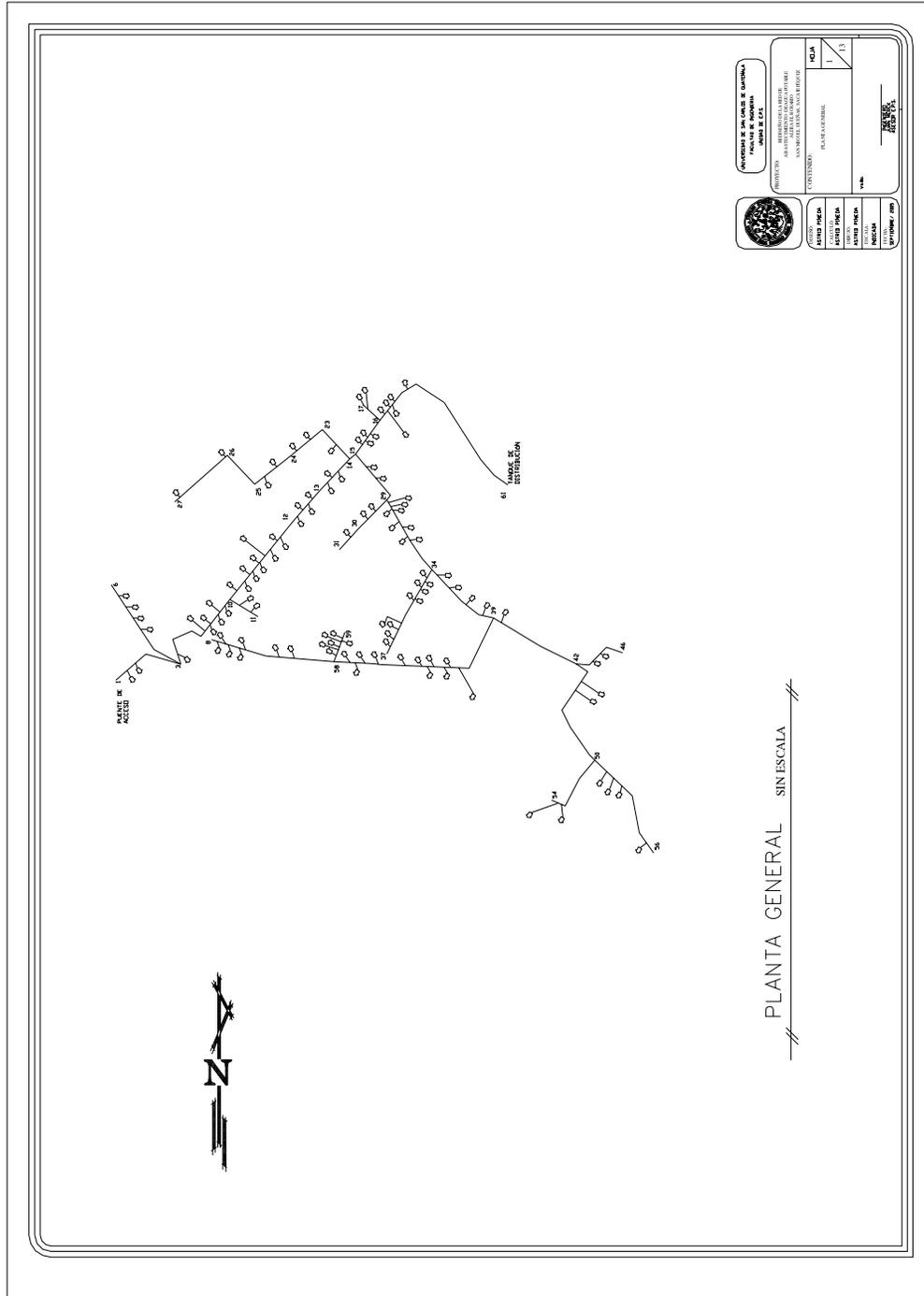


Figura 10. Planta y perfiles tanque a 16, 16 a 17, 16 a 15, abastecimiento de agua potable

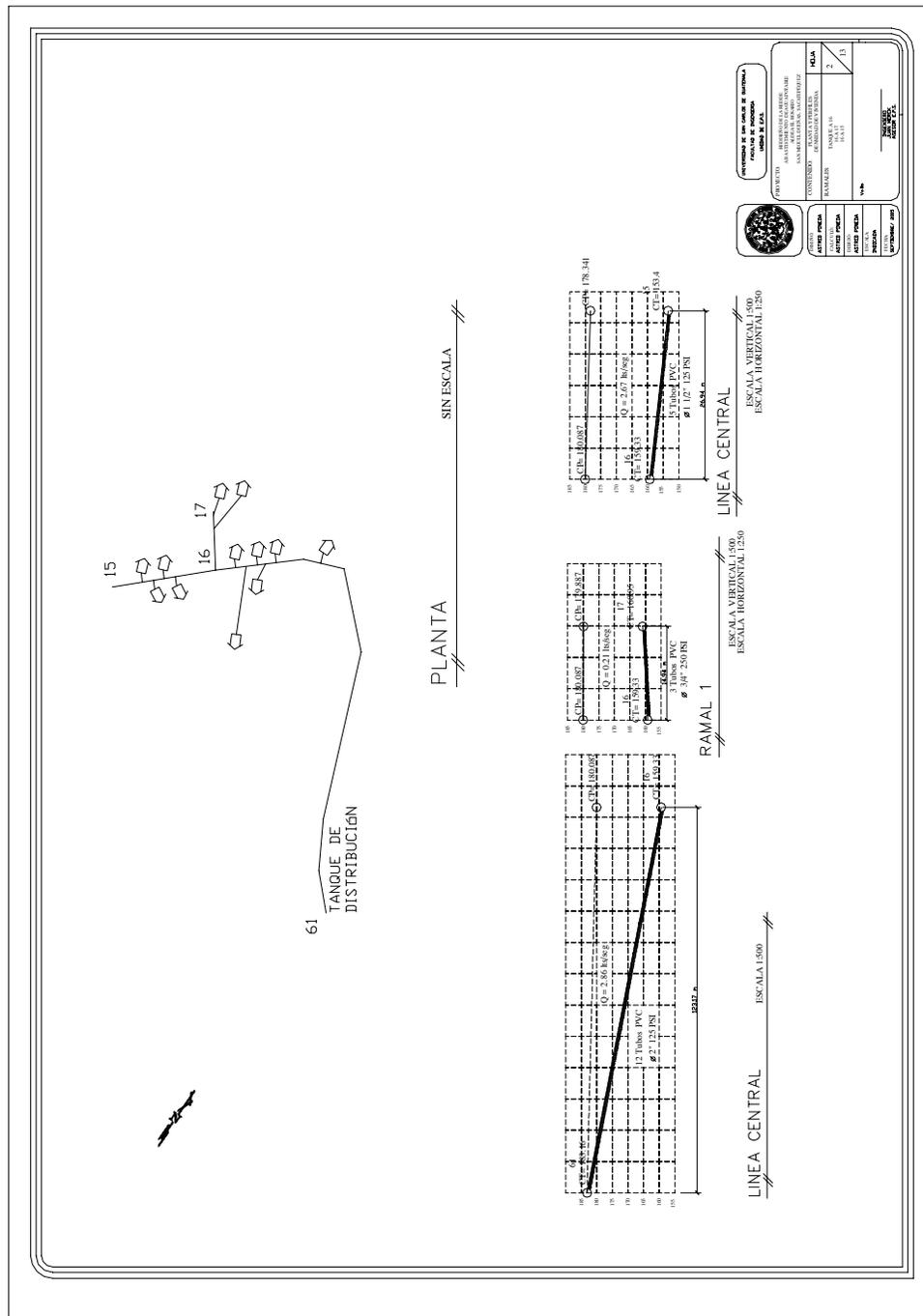


Figura 12. Planta y perfiles 34 a 37, 34 a 39, abastecimiento de agua potable

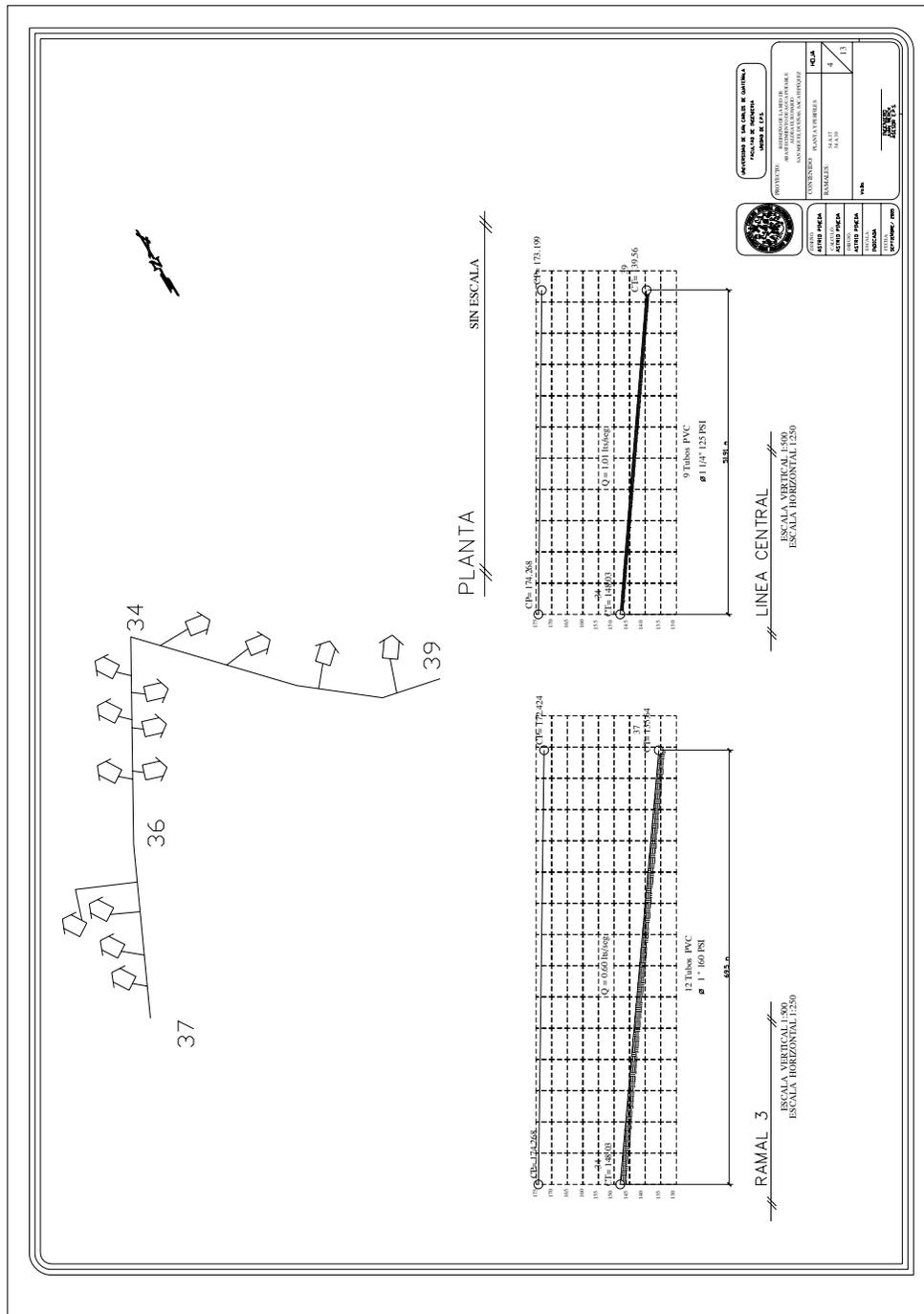


Figura 16. Planta y perfiles 42 a 50, 50 a 54, abastecimiento de agua potable

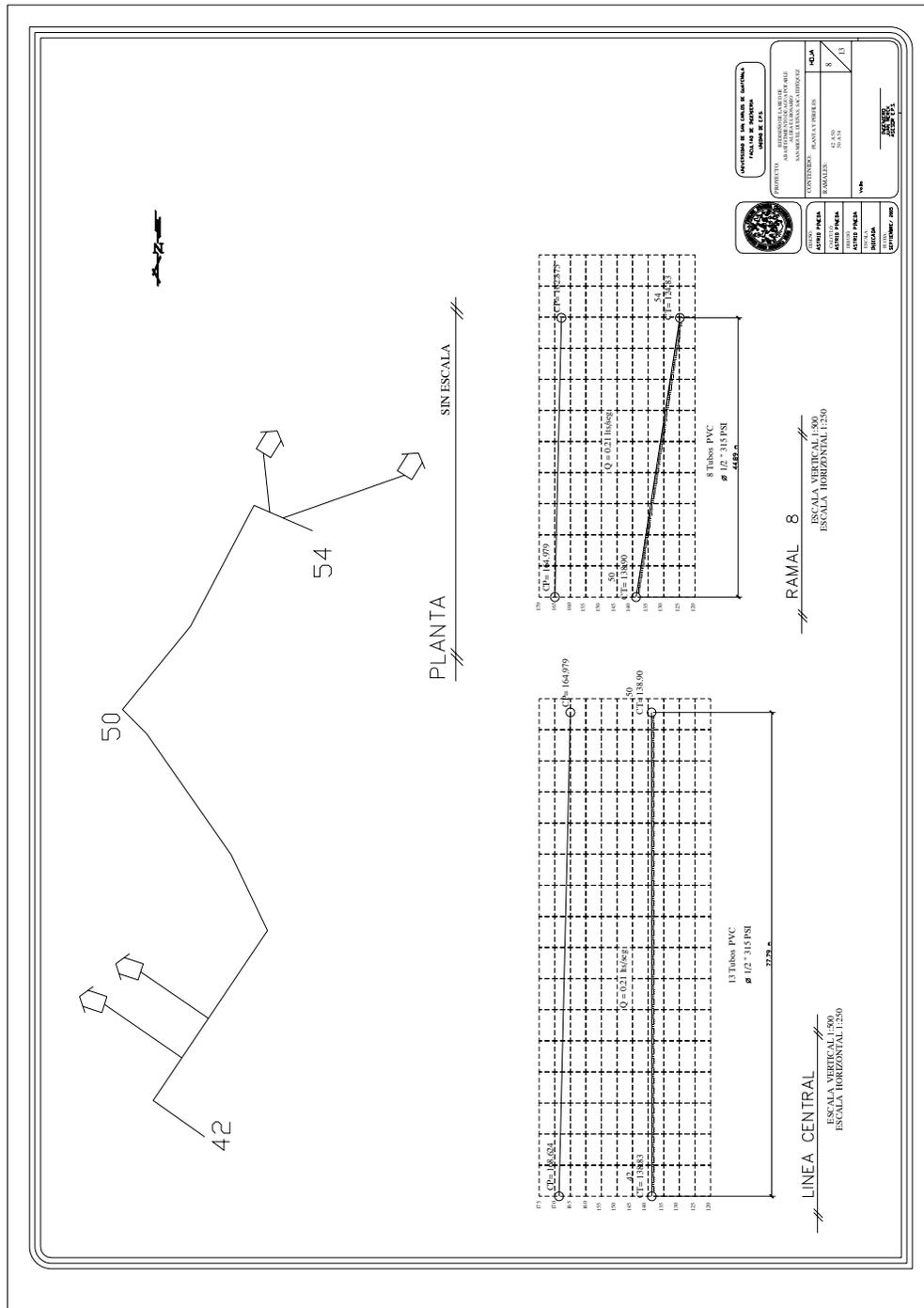


Figura 20. Planta y perfiles 10 a 11, 10 a 03, abastecimiento de agua potable

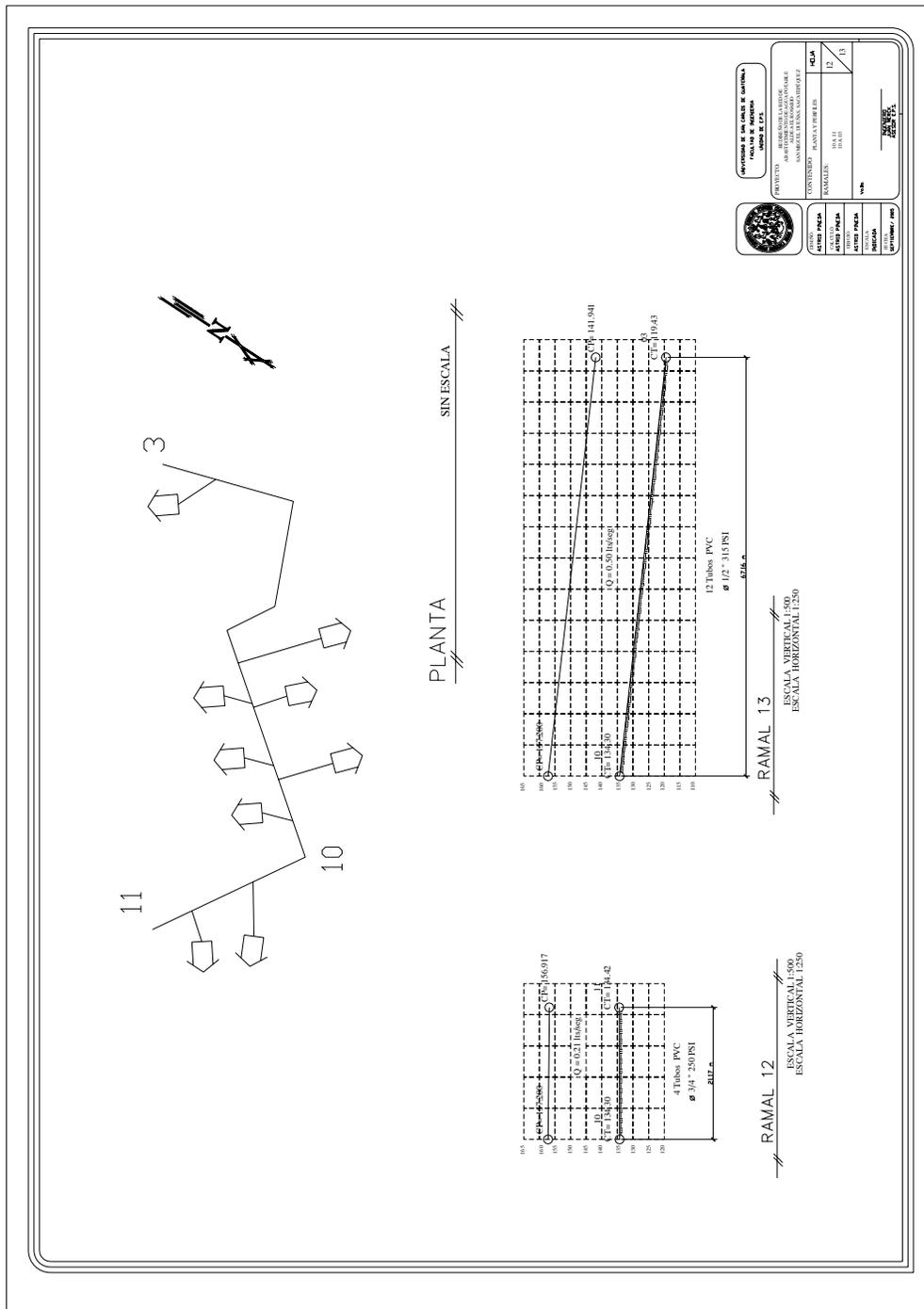


Figura 21. Planta y perfiles 03 a 06, 03 a 01, abastecimiento de agua potable

