



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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA EL BARRIO LA
PROLAC Y SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA ANGUIATÚ
FRONTERA, MUNICIPIO DE ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA**

Iris Betzabé Quiroa Pimentel

Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, septiembre de 2012

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA EL BARRIO LA
PROLAC Y SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA ANGUIATÚ
FRONTERA, MUNICIPIO DE ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

IRIS BETZABÉ QUIROA PIMENTEL

ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERA CIVIL

GUATEMALA, SEPTIEMBRE DE 2012

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

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

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA EL BARRIO LA PROLAC Y SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA ANGUIATÚ FRONTERA, MUNICIPIO DE ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA

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



Iris Betzabe Quiroa Pimentel



Guatemala, 05 de julio de 2012
Ref.EPS.DOC.849.07.12

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), de la estudiante universitaria **Iris Betzabe Quiroa Pimentel** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200313181**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA EL BARRIO LA PROLAC Y SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA ANGUIATÚ FRONTERA, MUNICIPIO DE ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA”**.

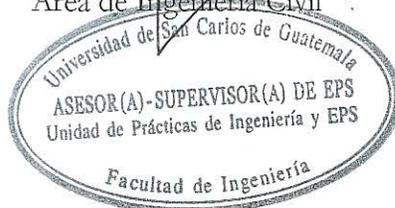
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”


Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
MAAO/ra



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
9 de julio de 2012

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA EL BARRIO LA PROLAC Y SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA ANGIATÚ FRONTERA, MUNICIPIO DE ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA**, desarrollado por la estudiante de Ingeniería Civil Iris Betzabe Quiroa Pimentel, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


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



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.



Guatemala, 12 de julio de 2012

Ref.EPS.D.558.07.12

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA EL BARRIO LA PROLAC Y SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA ANGUIATÚ FRONTERA, MUNICIPIO DE ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA"** que fue desarrollado por la estudiante universitaria **Iris Betzabe Quiroa Pimentel**, quien fue debidamente asesorada y supervisada por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"


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

NISZ/ra





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Sigrid Alitza Calderón de León De de León, al trabajo de graduación de la estudiante Iris Betzabé Quiroa Pimentel, titulado DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA EL BARRIO LA PROLAC Y SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA ANGUIATÚ FRONTERA, MUNICIPIO DE ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



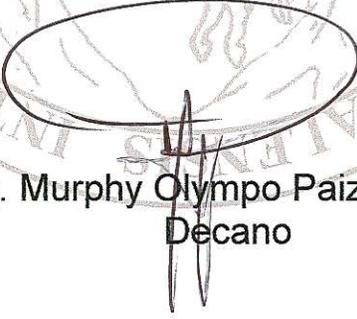
Guatemala, septiembre 2012

/bbdeb.



El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA EL BARRIO LA PROLAC Y SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA ANGUIATÚ FRONTERA, MUNICIPIO DE ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA**, presentado por la estudiante universitaria **Iris Betzabé Quiroa Pimentel**, autoriza la impresión del mismo..

IMPRÍMASE.


Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
Decano



Guatemala, septiembre de 2012

/cc

ACTO QUE DEDICO A:

Mis padres

Mario Leonel Quiroa Solórzano y Alma Iris Pimentel Duarte, por todo el apoyo y sacrificio, a lo largo de mi carrera universitaria y darme ánimos para culminarla.

Mis hermanos y sobrino

Leonel, Madelin y Daniel por estar conmigo siempre, brindarme su ayuda incondicional, comprensión y buenos consejos, Paulo por brindarme momentos de felicidad.

Mis familiares

Tíos, tías, primos y primas por todo el apoyo y cariño.

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Por su infinita misericordia, darme sabiduría, capacidad y permitirme finalizar una meta más, al realizarme como profesional.
Universidad de San Carlos de Guatemala	Por ser mi casa de estudios.
Facultad de Ingeniería	Por colaborar en mi formación académica.
Municipalidad de Asunción Mita Jutiapa	Por la oportunidad y el apoyo brindado en el tiempo que realicé el ejercicio profesional supervisado.
Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta	Por el apoyo moral y profesional brindado, por su asesoría al presente trabajo de graduación.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XI
RESUMEN	XIII
OBJETIVOS/JUSTIFICACIÓN.....	XV
INTRODUCCIÓN	XVII
1. INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía del municipio de Asunción Mita, Jutiapa.....	1
1.2. Aspectos generales y antecedentes históricos.....	1
1.2.1. Ubicación y localización geográfica	1
1.2.2. Vías de acceso	3
1.2.3. Aspectos topográficos.....	3
1.2.4. Clima.....	3
1.2.5. Demografía	4
1.2.6. Aspectos económicos	4
1.2.7. Servicios públicos	4
1.2.7.1. Educación	5
1.2.7.2. Comunicación.....	5
1.2.7.3. Salud	5
1.2.7.4. Agua potable	6
1.2.7.5. Saneamiento	6
1.2.7.6. Energía eléctrica	7
1.2.7.7. Autoridades	7
1.3. Principales necesidades del municipio	8

1.3.1.	Servicios de agua potable	8
1.3.2.	Servicios de drenaje sanitario.....	8
2.	DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA EL BARRIO LA PROLAC, MUNICIPIO DE ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA	9
2.1.	Descripción del proyecto	9
2.2.	Levantamiento topográfico	9
2.2.1.	Planimetría	10
2.2.2.	Altimetría	10
2.3.	Tipo de suelo.....	11
2.4.	Diseño hidráulico del sistema.....	11
2.5.	Descripción del sistema a utilizar	11
2.6.	Período de diseño	12
2.7.	Métodos estadísticos para estimar población futura	12
2.7.1.	Método de incremento geométrico	12
2.7.2.	Cálculo de la población futura	13
2.8.	Dotación	14
2.9.	Factor de retorno.....	14
2.10.	Fórmula para el cálculo hidráulico.....	14
2.10.1.	Fórmula de Chezy	15
2.10.2.	Fórmula de Manning.....	15
2.10.3.	Fórmula de continuidad	16
2.11.	Pendientes	17
2.12.	Cálculo de caudales	18
2.12.1.	Caudal domiciliar	18
2.12.2.	Caudal comercial.....	19
2.12.3.	Caudal industrial.....	19
2.12.4.	Caudal de infiltración	20
2.12.5.	Caudal de conexiones ilícitas	21

2.12.6.	Caudal medio.....	21
2.12.7.	Factor de caudal medio	22
2.12.8.	Factor de caudal máximo.....	22
2.12.9.	Caudal de diseño	23
2.12.10.	Factor de flujo Harmond	23
2.13.	Diseño de drenaje sanitario del tramo E-3 a E-2	24
2.14.	Diseño y cálculo hidráulico	30
2.15.	Velocidades máximas y mínimas.....	30
2.16.	Cotas invert.....	30
2.17.	Diámetro de tuberías	31
2.18.	Profundidad de tuberías	32
2.19.	Pozos de visita.....	34
2.20.	Conexiones domiciliarias.....	35
2.21.	Normas y recomendaciones	36
2.22.	Planos	37
2.23.	Presupuesto.....	37
2.24.	Cronograma de ejecución.....	38
2.25.	Evaluación socioeconómica.....	39
2.25.1.	Valor Presente Neto.....	39
2.25.2.	Tasa Interna de Retorno	39
2.26.	Evaluación de impacto ambiental inicial	40
3.	DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA ANGUIATÚ FRONTERA, MUNICIPIO DE ASUNCIÓN MITA JUTIAPA ..	41
3.1.	Descripción del proyecto a desarrollar.....	41
3.2.	Descripción del sistema a utilizar.....	41
3.3.	Fuentes de abastecimiento de agua.....	42
3.4.	Análisis de calidad de agua	42
3.4.1.	Examen bacteriológico.....	42

3.4.2.	Examen fisicoquímico.....	43
3.5.	Levantamiento topográfico	44
3.5.1.	Altimetría	45
3.5.2.	Planimetría	45
3.6.	Estudio de la población	46
3.7.	Población actual	46
3.8.	Tasa de crecimiento	46
3.9.	Factores de diseño.....	46
3.9.1.	Período de diseño	47
3.9.2.	Población de diseño	47
3.9.3.	Caudal de aforo	48
3.9.4.	Dotación para el sistema	49
3.9.4.1.	Factores de consumo	50
3.9.4.2.	Factor de día máximo	50
3.9.4.3.	Factor de hora máxima	50
3.9.4.4.	Caudal medio diario	51
3.9.4.5.	Caudal máximo diario	52
3.9.4.6.	Caudal máximo horario	52
3.9.5.	Criterios y normas de calidad del agua	53
3.10.	Diseño hidráulico.....	53
3.10.1.	Captación	53
3.10.2.	Línea de conducción por bombeo	55
3.10.2.1.	Determinación del diámetro económico.	56
3.10.2.2.	Verificación del golpe de ariete	62
3.10.2.3.	Potencia de la bomba	63
3.10.2.4.	Especificaciones del equipo de bombeo	65
3.10.3.	Tanque de almacenamiento	65
3.10.4.	Línea de distribución	91
3.11.	Obras hidráulicas y otros detalles	93

3.11.1.	Caja rompepresión.....	94
3.11.2.	Válvula de limpieza.....	94
3.11.3.	Válvula de aire.....	94
3.11.4.	Válvula de compuerta.....	95
3.11.5.	Válvula de alivio.....	95
3.12.	Desinfección del agua.....	95
3.12.1.	Dosificación de cloro.....	96
3.13.	Programa de operación y mantenimiento.....	98
3.14.	Elaboración de planos.....	99
3.15.	Presupuesto.....	99
3.16.	Propuesta de tarifa de servicio.....	100
3.17.	Cronograma de ejecución.....	104
3.18.	Evaluación socioeconómica.....	105
3.18.1.	Valor Presente Neto.....	105
3.18.2.	Tasa Interna de Retorno.....	106
3.19.	Evaluación de impacto ambiental inicial.....	106
CONCLUSIONES.....		109
RECOMENDACIONES.....		111
BIBLIOGRAFÍA.....		113
APÉNDICES.....		115

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Ubicación geográfica del municipio de Asunción Mita, departamento de Jutiapa.....	2
2.	Ubicación de Asunción Mita, en el departamento de Jutiapa.....	2
3.	Tipos de zanja según estabilidad de pared y profundidad de excavación	33

TABLAS

I.	Distribución de la población urbana y rural por área y sexo en el municipio de Asunción Mita en el 2002.....	4
II.	Centros de educación del municipio de Asunción Mita	5
III.	Hogares con drenaje y letrina en el municipio de Asunción Mita	6
IV.	Hogares con servicio de tren de aseo en el municipio de Asunción Mita.	7
V.	Profundidad mínima según el diámetro de tuberías para evitar rupturas.....	32
VI.	Ancho mínimo de zanja para tubería NOVAFORT	34
VII.	Presupuesto	37
VIII.	Comparación de resultados de examen bacteriológico del agua con la Norma NGO 29 001	43
IX.	Comparación de resultados del examen fisicoquímico del agua con la Norma NGO 29 001	44
X.	Período de diseño según tipo de estructura.....	47
XI.	Costo mensual de bombeo	61

XII.	Costo total del bombeo	61
XIII.	Presupuesto.....	100

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
l/s	Litro sobre segundo
m²	Metro cuadrado
m³	Metro cúbico
s	Pendiente
n	Período de tiempo (años)
Po	Población actual
Pf	Población futura
%	Porcentaje
PV	Pozo de visita
a/A	Relación de áreas
d/D	Relación de diámetros
v/V	Relación de velocidades

r	Tasa de crecimiento poblacional
V	Velocidad a sección llena
v	Velocidad de diseño a sección parcialmente llena

GLOSARIO

ASTM	(American Society for Testing Materials); Asociación responsable del control de calidad de los distintos materiales de construcción.
Candela	Receptor de las aguas negras provenientes del interior de la vivienda y que conduce estas mismas al colector del sistema de drenaje.
Caudal de diseño	Es la suma de los caudales que se utilizarán para establecer las propiedades cuantitativas de un tramo de alcantarillado.
CDT	Carga dinámica total.
Cota invert	Es la cota que representa la parte más baja de la tubería, en donde el agua tiene contacto con el tubo.
Factor de retorno	Factor que indica la relación que existe entre la cantidad de agua que consume al día y la dotación destinada para cada persona, puede variar este factor en función del clima de la región en estudio.
Período de diseño	Tiempo durante el cual un sistema, dará un servicio satisfactorio a la población.

Planta de tratamiento	Conjunto de reactores dispuestos al tratamiento del agua residual procedentes de casas y fábricas.
Presupuesto	Costo inicial de un proyecto.
Pozos de visita	Obras accesorias de un alcantarillado sanitario y son empleados para la inspección y limpieza.
Q	Caudal a sección llena.
Qci	Caudal de conexiones ilícitas.
Qdi	Caudal de diseño.
Qdom	Caudal domiciliar.
Qinf	Caudal de infiltración.
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 no trabajen a sección llena.
TIR	Tasa Interna de Retorno que mide la rentabilidad del proyecto.

RESUMEN

En el presente informe se detalla el diseño de un sistema de drenaje sanitario y un sistema de agua potable que abastecerá al barrio La Prolac y la aldea Aguiatú Frontera, del municipio de Asunción Mita, Jutiapa. Ambos proyectos traerán evidentes ventajas para los habitantes de la localidad, ya que carecen de ellos y son de vital importancia.

En el primer capítulo se hace una descripción del municipio de Asunción Mita, en la que se puede encontrar: localización, colindancias, vías de acceso, actividades económicas, clima, topografía, etcétera, en el segundo capítulo se detalla el diseño del sistema de drenaje sanitario para el barrio La Prolac y en el tercer capítulo el diseño del sistema de agua potable para la aldea Anguiatú, Frontera.

A cada proyecto se le analizó por separado, logrando obtener una secuencia de pasos a seguir para un diseño práctico y económico para las poblaciones a beneficiar. Dejando constancia de cada uno de los cálculos preliminares necesarios, basándose en las normas generales para el sistema de alcantarillados de INFOM para el sistema de drenaje y en la guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales de UNEPAR.

Finalmente se calculó el presupuesto para cada uno de los proyectos, abarcando los gastos de materiales, transporte y mano de obra.

OBJETIVOS

General

Mejorar las condiciones de vida y el ornato del barrio La Prolac y la aldea Anguiatú Frontera del municipio de Asunción Mita, departamento de Jutiapa.

Específicos

1. Elaborar todos los cálculos y parámetros de diseño que se necesitan en el sistema de drenaje sanitario, para las redes de distribución de agua potable.
2. Explicar de una forma sencilla, todo el procedimiento que se debe seguir para diseñar tanto una línea de conducción, línea de bombeo y red de distribución de agua potable.
3. Elaborar el presupuesto de ambos diseños con su cronograma de ejecución.
4. Elaborar un análisis de impacto ambiental inicial, para ambos proyectos.

JUSTIFICACIÓN

El barrio La Prolac del casco urbano de Asunción Mita, carece de un sistema de drenaje sanitario, por lo que los habitantes se ven obligados a desfogar el agua servida a riachuelos cercanos o directamente sobre el suelo. Así mismo, este sector está en crecimiento poblacional, ya que actualmente no está habitado en su totalidad y por la falta de drenaje la letrización es el sistema con el que cuenta el barrio, lo que provocará la contaminación de los mantos freáticos por la cantidad de habitantes que estima que habrá en un futuro.

Para brindar un ambiente saludable a esta comunidad es necesaria la introducción del sistema de drenaje sanitario, el cual brindará beneficios tanto al ambiente como a los pobladores del barrio La Prolac.

La aldea Anguiatú Frontera, actualmente no cuenta con un sistema de conducción de agua potable para la población, ocasionando que los habitantes de esta aldea se abastezcan de agua por medio de aldeas aledañas o de agua probablemente contaminada como lo son ríos, provocando enfermedades gastrointestinales y por ende aumentando los gastos a la población en doctores y medicina.

Para solucionar este problema ocasionado a los habitantes de la aldea Anguiatú, se realizó un pozo mecánico para luego proceder a realizar el diseño para la línea de conducción, logrando el primer objetivo que es suministrar agua, de una manera adecuada a la aldea.

INTRODUCCIÓN

Asunción Mita es un municipio del departamento de Jutiapa, situado en la parte Noroeste del departamento. En dicho municipio se llevó a cabo un análisis que determinó de vital importancia la construcción del sistema de drenaje sanitario, para el barrio La Prolac y el sistema de agua potable para la aldea Anguiatú, Frontera.

A partir de esta necesidad, la Municipalidad ha tomado la decisión de solicitar la colaboración de la Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) de la Facultad de Ingeniería, para elaborar un estudio y diseño de cada uno de los proyectos por separado.

En el presente informe se detallan los procesos en el diseño del sistema de drenaje sanitario y el sistema de agua potable, como el diseño de diámetro, pendiente, cálculo de caudales, selección de bomba, velocidades, cotas invert, presupuesto, etcétera; dejando explicación para cada cálculo realizado y haciendo mención de los requerimientos indispensables para el diseño, todo basado en normas aplicables para Guatemala en zonas rurales y así lograr un buen funcionamiento de ambos diseños, después de una buena supervisión durante la ejecución de los dos proyectos.

1. INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del municipio de Asunción Mita, Jutiapa

La información del municipio detallada a continuación, fue obtenida de los datos recopilados por la Municipalidad de Asunción Mita y del Instituto Nacional de Estadística (INE).

1.2. Aspectos generales y antecedentes históricos

La cabecera de Asunción Mita está catalogada, actualmente como villa; en atención a su importancia y urbanización, La Villa de Asunción Mita fue establecida por decreto Gubernativo, el 27 de agosto de 1836, la fundación del poblado fue llevándose a cabo, por el asentamiento sucesivo de varias familias que llegaron a formar el lugar. Antiguamente sólo existía el poblado central rodeado de más o menos 150 fincas, que en la actualidad se han ido convirtiendo en aldeas.

1.2.1. Ubicación y localización geográfica

El municipio de Asunción Mita, se encuentra situado al noroeste del departamento de la Región Sur-oriental. Se localiza en la latitud norte $14^{\circ}19'58''$ y en la longitud oeste $89^{\circ}42'34''$, está a una elevación de 407,05 metros sobre el nivel del mar, tiene una extensión aproximada de 476 kilómetros cuadrados. Limita al norte con Santa Catarina Mita y Agua Blanca, al este con Agua Blanca y la República del Salvador, al sur con Atescatempa, Yupiltepeque y la República del Salvador, al oeste con Jutiapa y Yupiltepeque.

Figura 1. **Ubicación geográfica del municipio de Asunción Mita, departamento de Jutiapa**



Fuente: Municipalidad de Asunción Mita, Jutiapa.

Figura 2. **Ubicación de Asunción Mita, en el departamento de Jutiapa**



Fuente: Municipalidad de Asunción Mita, Jutiapa.

1.2.2. Vías de acceso

La mayoría de los poblados cuenta con infraestructura vial ya sea de tipo terracería o caminos rurales, entre sus principales vías de comunicación se encuentra la carretera Interamericana CA-1, Asunción Mita se ubica a unos 28 kilómetros de la cabecera departamental y municipal de Jutiapa, a 20 kilómetros de San Cristóbal Frontera, la cabecera municipal se localiza a 146 kilómetros de la ciudad capital, sobre la carretera interamericana CA-1.

1.2.3. Aspectos topográficos

La topografía del municipio es bastante accidentada, por lo que las cotas varían de 478 metros sobre el nivel del mar, en el Lago de Guija a 1 100 metros sobre el nivel del mar, en las montañas del norte de Asunción Mita; al oeste y sur-oeste las cotas andan en 1 100 metros sobre el nivel del mar. La mayor parte de este municipio se encuentra entre las cotas de 400 y 600 metros sobre el nivel del mar, ubicadas en la parte central.

1.2.4. Clima

El clima de Asunción Mita es catalogado como subtropical, un poco caluroso, pero la temperatura es constante, lo que favorece la salud de sus habitantes, lo mismo que el verano y la época lluviosa, cuyas variaciones son progresivas en forma normal, según dato obtenido de Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH), la temperatura máxima y mínima registrada en la estación llamada Asunción Mita es de 32,5° Celsius y 21,6° Celsius.

1.2.5. Demografía

Con base en el último censo realizado por el Instituto Nacional de Estadística INE 2002, la población del municipio de Asunción Mita tiene un total de 40 391 habitantes.

Tabla I. **Distribución de la población urbana y rural por área y sexo en el municipio de Asunción Mita en el 2002**

MUNICIPIO	SEXO		ÁREA		POBLACIÓN TOTAL (HA)
	HOMBRES	MUJERES	URBANA	RURAL	
ASUNCIÓN MITA	19 375	21 016	14 425	25 966	40 391

Fuente: Guatemala, INE, censos 2002: XI de Población y VI de Habitación.

1.2.6. Aspectos económicos

Entre las diversas fuentes de ingreso para la comunicad se pueden mencionar el cultivo de granos básicos, como una de las mejores por su clima, la albañilería y la ganadería que es una de las razones por las que se distingue el departamento de Jutiapa.

1.2.7. Servicios públicos

El municipio de Asunción Mita cuenta con servicios de energía eléctrica, agua potable, escuela primaria y secundaria, centro de salud, iglesia evangélica y salón comunal.

1.2.7.1. Educación

Con base en el último censo de educación en el 2002 realizado en el municipio, este cuenta con varias escuelas desde nivel preprimaria hasta nivel diversificado.

Tabla II. **Centros de educación del municipio de Asunción Mita**

Clasificación de centros	No. de centros
Preprimaria	30
Primaria	6
Básico	6
Diversificado	9

Fuente: FUNCEDE. Manual de la educación en los municipios de Guatemala, 2008. p. 424.

1.2.7.2. Comunicación

Actualmente, el municipio de Asunción Mita cuenta con los servicios de comunicación en la mayoría de las aldeas, sin embargo, en aldeas que no cuentan con el servicio, la población opta por telefonía celular.

1.2.7.3. Salud

La salud es un factor importante que la población debe tener garantizado, ya que los diversos servicios de salud pública ayudan a contrarrestar las distintas enfermedades que aqueja a la región.

1.2.7.4. Agua potable

El municipio cuenta con una red de agua potable desde 1994 que cubre este servicio básico a un número aproximado de 3 300 hogares, con una tarifa de Q2,10 mensuales con derecho a 30 000 litros de agua mensual y costo de Q0,50 por litro computado como exceso. Según información proporcionada por la Municipalidad aclaran que esta región cuenta afluentes superficiales que se utilizan en los proyectos de acometida de agua, en otros casos el abastecimiento de agua potable que utilizan las comunidades en el área rural se estableció que es por medio de llaves públicas y chorros conectados por tubería domiciliar.

1.2.7.5. Saneamiento

La mayoría de hogares cuenta con el servicio ya sea de drenaje o letrización para evacuar sus necesidades fisiológicas. Y la minoría de la población cuenta con servicio de tren de aseo, la población desecha su basura, incinerándola a cielo abierto, creando contaminación al ambiente.

Tabla III. **Hogares con drenaje y letrina en el municipio de Asunción Mita**

Sin sistema	Con sistema	No especificado
20 %	80 %	0%

Fuente: INFOM-UNEPAR: Sistema Nacional de Información de Agua y Saneamiento. Junio de 2001.

Tabla IV. **Hogares con servicio de tren de aseo en el municipio de Asunción Mita**

Sin tren	Con tren	No especificado
95,65 %	4,35 %	0 %

Fuente: INFOM-UNEPAR: Sistema Nacional de Información de Agua y Saneamiento. Junio de 2001.

1.2.7.6. Energía eléctrica

La cobertura de la energía eléctrica del municipio de Asunción Mita, proviene de la subestación de transmisión, que está ubicada en el municipio de El Progreso, departamento de Jutiapa. La distribución y comercialización del fluido eléctrico está a cargo de Distribuidora de Electricidad de Oriente (DEORSA), según información de Unión FENOSA indica que todas las aldeas están cubiertas, pero existen aún unos pocos caseríos sobre los cuales está pendiente la acometida.

1.2.7.7. Autoridades

La Municipalidad de Asunción Mita está constituida de la siguiente manera:

- Honorable Consejo Municipal
- Alcalde Municipal
- Síndicos 1 y 2
- Concejales del 1 al 5

Principales dependencias administrativas y técnicas:

- Secretario
- Registro Civil
- Tesorero
- Registro de vecindad

1.3. Principales necesidades del municipio

El municipio de Asunción Mita, padece de varias necesidades de servicios básicos en diversos sectores, después de hacer una evaluación se priorizó el sistema de drenajes para el barrio La Prolac y el sistema de agua potable para la aldea Anguiatú Frontera.

1.3.1. Servicios de agua potable

En el municipio de Asunción Mita, la distribución de agua es favorable, debido a que este posee diversas fuentes de agua y se abastece de nacimientos, ríos y en menor grado de algún pozo mecánico, por lo que cubre la mayoría de la población, a una tarifa baja.

1.3.2. Servicios de drenaje sanitario

Los servicios de drenaje sanitario en el área rural son deficientes, gran parte de la población carece de este servicio, por lo que la Dirección de Planificación Municipal ha promovido la letrización, pero en muchas ocasiones no les dan mantenimiento o no son utilizadas correctamente, disminuyendo la vida útil de las mismas.

2. DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA EL BARRIO LA PROLAC, MUNICIPIO DE ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA

2.1. Descripción del proyecto

El proyecto está diseñado para proveer un sistema que evacúe las aguas negras de los habitantes del barrio La Prolac, municipio de Asunción Mita, del departamento de Jutiapa. La necesidad se identificó mediante una investigación de la problemática real que viven los pobladores del área, que no cuentan con un sistema de drenaje sanitario.

La red principal consta de 2 000 metros lineales, para los cuales se diseñaron 58 pozos de visita. La tubería a utilizar será PVC según Norma ASTM F949 y tendrá un diámetro mínimo de 6 pulgadas. Las pendientes de la tubería se tomaron con base al terreno, considerando no sobrepasar las velocidades y tirantes máximos y mínimos.

2.2. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico se realiza para determinar aspectos importantes como la trayectoria de debe llevar el drenaje con base a la pendiente del terreno, localización exacta de todas las calles anotando su clase y estado, campos de deporte y todas aquellas estructuras que puedan afectar directa o indirectamente el diseño del sistema de drenaje sanitario.

También debe ser incluida la localización de un área para el tratamiento que se le debe dar al agua servida, así como la ubicación de un cuerpo receptor del desfogue del drenaje.

Todo el trabajo de topografía se realizó con el siguiente equipo:

- Teodolito marca Sokkia
- Nivel autonivelante marca Sokkia
- Cinta metálica
- Estadal
- Plomadas
- Trompos de madera y clavos

2.2.1. Planimetría

El levantamiento de planimetría, sirve para localizar la red dentro de las calles, indicar los pozos de visita cumpliendo las distancias máximas, candelas existentes y todos aquellos puntos importantes que servirán para el diseño del drenaje.

2.2.2. Altimetría

El levantamiento altimétrico se realiza mediante una nivelación sobre el eje de la calle, que sirve para ubicar puntos en los que exista cambio de pendiente y poder ubicar el desfogue del drenaje. También debe ser ubicado todos los cruces de calles, a distancias no mayores de 20 metros, cambios de dirección y casas existentes.

2.3. Tipo de suelo

El suelo de la localidad presenta gran cantidad de roca, ubicada en diversos puntos, en ciertas localidades se puede observar gran cantidad de arcilla y limo. Y en lugares donde el nivel freático es casi superficial, se puede observar con mayor claridad la variedad de capas de roca sedimentaria.

2.4. Diseño hidráulico del sistema

El análisis y la investigación del flujo hidráulico, han establecido que las condiciones del flujo y las pendientes hidráulicas en sistemas de PVC por gravedad, pueden ser diseñadas conservadoramente utilizando la ecuación de Manning.

2.5. Descripción del sistema a utilizar

El sistema a diseñar para el barrio La Prolac es un sistema de drenaje sanitario, ya que actualmente el servicio de letrización es con que cuenta este sector, pero las aguas que son producto de higiene personal, elaboración de alimentos y limpieza del hogar son desechadas a las calles o directamente a riachuelos cercanos creando focos de contaminación y enfermedades gastrointestinales.

La necesidad se identificó mediante una investigación de la problemática real que viven los pobladores del área, que no cuentan con un sistema de drenaje sanitario.

2.6. Período de diseño

Es el tiempo de funcionamiento eficiente del sistema, el cual debe ser rehabilitado pasado el período para el que fue diseñado. Para determinar dicho período es necesario tomar en cuenta varios factores como población beneficiada, crecimiento poblacional, calidad de materiales a utilizar, futuras ampliaciones y mantenimiento del sistema.

El período de diseño del sistema de drenaje sanitario del barrio La Prolac será considerado de 30 años por la magnitud del proyecto, cumpliendo las normas de la institución INFOM, la cual recomiendan que los sistemas de drenaje sanitario se diseñen para un período de 30 a 40 años.

2.7. Métodos estadísticos para estimar población futura

Para la estimación de la población a futuro, en sistemas de drenaje se puede utilizar cualquiera de los siguientes métodos con base en la población actual:

- Método geométrico
- Método gráfico
- Método aritmético

2.7.1. Método de incremento geométrico

Para estimar la población de diseño se utiliza el método geográfico debido a la sencillez y simplicidad de la fórmula, tomando en cuenta los porcentajes de las tasas de crecimiento a nivel departamental, con datos obtenidos del Instituto Nacional de Estadística (INE), con la siguiente fórmula:

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

Donde:

P_f = población futura

P_o = población del último censo

r = tasa de crecimiento

n = período de diseño

Utilizando el método geométrico se evaluó el crecimiento de la población a servir y se encontraron los porcentajes de las tasas de crecimientos a nivel departamental y municipal, según el Instituto Nacional de Estadística (INE), es de 2,99 %.

2.7.2. Cálculo de la población futura

El valor de la población futura para el barrio La Prolac, se calculó por medio del conteo total de lotes dentro de la lotificación, incluyendo los que no están habitados, asignándole a cada uno 6 habitantes:

$$P_f = \text{No. de lotes} * 6 \text{ hab/vivienda}$$

$$P_f = 457 \text{ lotes} * 6 \text{ habitantes} = 2\,742 \text{ habitantes}$$

El cálculo de la población futura, se hizo de la forma anterior, debido a que utilizando el método de incremento geométrico, se obtiene un dato arriba de la realidad y como consecuencia se está sobre diseñando el proyecto.

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

$$P_f = 1\,482 \left(1 + \frac{2,99}{100}\right)^{22} = 2\,834 \text{ habitantes}$$

2.8. Dotación

Es la cantidad de agua asignada en un día a cada usuario, para satisfacer las demandas biológicas, razón por la cual se expresa en litros por habitante por día (l/hab/día).

En este caso 100 litros/habitante/día y 200 litros/comercio/día son las dotaciones que se adoptarán para el diseño de este sistema de drenaje.

2.9. Factor de retorno

Es un factor que se encuentra entre el 70% al 85%, ya que del agua potable que ingresa a un domicilio, un pequeño porcentaje es evaporado o desviado a otros puntos, la mayoría del agua utilizada por las personas es desfogada al sistema de drenaje.

Para el presente diseño se aplicará un factor de retorno del 75%.

2.10. Fórmula para el cálculo hidráulico

Para el cálculo hidráulico, del sistema de drenaje sanitario, se utilizan diversas fórmulas que se detallan a continuación, en los incisos 2.10.1 al 2.12.10.

2.10.1. Fórmula de Chezy

Esta fórmula es utilizada para encontrar la velocidad en canales abiertos y tubería en donde el agua circula por ayuda de la gravedad y sin ninguna presión, la expresión es de la siguiente manera:

$$V = C\sqrt{Rh \cdot S}$$

Donde:

V = velocidad en m/s

c = coeficiente de fricción

Rh = radio hidráulico en m

S = pendiente en porcentaje %

2.10.2. Fórmula de Manning

La fórmula de Manning es una expresión que se obtiene de reemplazar el coeficiente de Chezy en la fórmula, derivado de la fórmula de Chezy.

El coeficiente de Chezy es:

$$C = \frac{1}{n} Rh^{1/6}$$

Donde:

Rh = radio hidráulico en m

c = coeficiente de fricción

Obteniendo finalmente la fórmula de Manning:

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

Donde:

V = velocidad en m/s

c = coeficiente de fricción

Rh = radio hidráulico en m

S = pendiente en porcentaje %

El valor n depende del material a utilizar en la tubería, para drenajes en tubería PVC se usan los siguientes valores:

- n = 0,010 tubo PVC
- n = 0,013 tubo de cemento diámetro mayor de 24"
- n = 0,015 tubo de cemento diámetro menor de 24"

2.10.3. Fórmula de continuidad

La ecuación de continuidad se expresa de la siguiente forma:

$$Q = V * A$$

Donde:

Q = caudal en m³/s

V = velocidad en m/s

A = área en m²

2.11. Pendientes

La pendiente debe estar en función de la topografía del terreno, pero al diseñar debe ser considerado que una pendiente muy pequeña en la tubería puede ocasionar velocidades menores a la mínima 0,6 metros/segundo, ocasionando sedimentación y una pendiente más grande ocasionaría velocidades mayores a la máxima 2,5 metros/segundo, ocasionando abrasión en la tubería.

$$S = \frac{\text{cota inicial de terreno} - \text{cota final de terreno} * 100}{\text{longitud de terreno}}$$

Donde:

S = pendiente del terreno

Sin embargo, en todos los casos se deberá cumplir con las siguientes especificaciones hidráulicas de INFOM, que determinan la pendiente apropiada de la tubería, esto ayudará también a reducir costos de excavación:

- $q < Q$

Donde:

q = caudal de diseño

Q = caudal a sección llena

- $0,10 < d/D < 0,75$ para sistema sanitario
- $0,10 < d/D < 0,90$ para sistema pluvial y sanitario

Donde:

d = tirante del flujo

D = caudal a sección llena

2.12. Cálculo de caudales

El cálculo de los diferentes caudales a considerar en el diseño del sistema de drenaje sanitario que componen el flujo de aguas negras, se efectúa mediante la aplicación de diferentes factores como la dotación de agua potable por habitante día, cantidad de agua que puede ser infiltrada en el drenaje, estimación de conexiones ilícitas y un 10 por ciento del caudal doméstico por el caudal de aguas de lluvia que se conecten a patios o bajadas de agua.

2.12.1. Caudal domiciliar

Es el agua que ha sido utilizada por los humanos, para limpieza o producción de alimentos y posteriormente es evacuada por el drenaje. El valor del caudal domiciliar es afectado por un factor de retorno que se encuentra entre 70% al 85%, lo cual indica que no toda la dotación de agua potable retorna al drenaje. Este está expresado de la siguiente manera:

$$Q_{dom} = \frac{(\text{No.de hab}) * (\text{dotación}) * (\text{F.R.})}{86,400}$$

Donde:

Q_{dom} = caudal domiciliar en l/s

No. de hab = número de habitantes

Dotación = agua en l/hab/día

F.R. = factor de retorno en %

Para el diseño del sistema de drenaje del barrio La Prolac, se utilizó una dotación de 100 litros/habitante/día y un factor de retorno de 0,75.

2.12.2. Caudal comercial

Es el agua desechada por las edificaciones comerciales como por ejemplo: comedores, restaurantes, hoteles, comerciales, salones de belleza, etcétera. La dotación comercial varía según el establecimiento a considerarse y puede estimarse entre 600 y 3 000 litros/comercio/día, quedando expresado con la siguiente ecuación:

$$Q_{com} = \frac{(\text{No.de comercios}) * (\text{dot. A. R. por comercio})}{86,400}$$

Donde:

Q_{com} = caudal comercial l/s

No. de comercios = número de comercios

Dot. A.R. por comercio = dotación de agua residual por comercio l/com/d

Para el diseño del sistema de drenaje del barrio La Prolac, se utilizó una dotación de 600 litros/comercio/día.

2.12.3. Caudal industrial

Es el agua desechada por las industrias como por ejemplo: fábrica de alimentos, licoreras, textiles, etcétera. El rango de la dotación de agua suministrada para las industrias varía entre 1 000 y 18 000 litros/industria/día, dependiendo el tipo de industria.

En este caso no se tomó el caudal industrial ya que en el sector no existen industrias de ningún tipo que puedan aportar al sistema de drenaje sanitario.

$$Q_{ind} = \frac{(\text{No. de industrias}) * (\text{dot. por industria})}{86,400}$$

Donde:

Q_{ind} = caudal comercial en l/s

No. De industrias = número de industrias

Dot. = dotación de agua residual por industria en l/ind/día

2.12.4. Caudal de infiltración

Este caudal de infiltración, depende de la profundidad del nivel freático, de la profundidad y tipo de tubería y de la permeabilidad del terreno, el tipo de juntas y la calidad de mano de obra y supervisión técnica durante la construcción.

Puede calcularse de dos formas: en litros por hectárea o en litros diarios por kilómetro de tubería. Se incluye la longitud de la tubería de las conexiones domiciliarias aceptado un valor de 6,00 metros por cada casa, el factor de infiltración varía entre 12 000 y 18 000 litros/kilómetro/día.

$$Q_{inf} = \frac{(\text{F. inf.}) * (\text{m de tubo} + \text{No. casas} * 6 \text{ m}) * \frac{1}{1000}}{86400}$$

Donde:

Q_{inf} = caudal de infiltración en l/s

No. De casas = número de casas

F. inf. = factor de infiltración en l/km/día

En este caso el caudal por infiltración se considera cero, ya que en el sistema de drenaje para el barrio La Prolac, se utilizará en su totalidad tubería Novafort Norma ASTM F-949, la cual resiste pruebas de infiltración y exfiltración.

2.12.5. Caudal de conexiones ilícitas

Este tipo de caudal es producido por las viviendas que conectan las tuberías del sistema del agua pluvial al alcantarillado sanitario. Se estima un porcentaje de viviendas que pueden realizar conexiones ilícitas que varía de 5 a 10%.

En este caso el caudal de conexiones ilícitas se obtiene de la siguiente manera:

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

Donde:

Q_{ci} = caudal de conexiones ilícitas en l/s

Q_{dom} = caudal domiciliar en l/s

2.12.6. Caudal medio

Es la suma de los caudales obtenidos anteriormente.

$$Q_{med} = Q_{dom} + Q_{com} + Q_{ind} + Q_{inf} + Q_{ci}$$

En el caso del barrio La Prolac, no se tomó en cuenta el caudal industrial, ya que al sistema no se conectará ninguna industria, ni el de infiltración por el tipo de tubería a utilizar, el cual no permite la infiltración ni la exfiltración.

2.12.7. Factor de caudal medio

Es la suma de todos los caudales anteriores que contribuyen al sistema, dividido por la suma de habitantes a servir.

$$FQM = \frac{Qmed}{No.habitantes}$$

Donde:

FQM = factor de caudal medio en l/hab/s

Qmed = caudal medio en l/s

Para facilitar la obtención del factor de caudal medio, las instituciones que se dedican al diseño de sistemas de drenaje sanitario han establecido valores de este factor con base en la experiencia. Según la Dirección General de Obras Públicas, (DGOP) debe encontrarse en un rango entre 0,002 y 0,005, según la Municipalidad de Guatemala un valor de 0,003 y según el Instituto de Fomento Municipal, (INFOM) un valor 0,0046. El valor que se adoptará es de 0,0046.

2.12.8. Factor de caudal máximo

El valor del factor de caudal máximo, puede ser sustituido dentro del cálculo del caudal de diseño, reduciendo y simplificando la ecuación, obteniéndose de la siguiente manera:

$$FQmax = FQM * F.Flujos$$

Donde:

FQmax = factor de caudal máximo

FQM = factor de caudal medio

F.Flujo = factor de Hardmon

Este es utilizado para el cálculo del caudal de diseño.

2.12.9. Caudal de diseño

Este caudal, es el utilizado para realizar el diseño del sistema de drenaje sanitario.

$$Q_{\text{diseño}} = FQ_{\text{max}} * \text{No.de habitantes}$$

Donde:

Qdiseño = caudal de diseño en l/s

FQmax = factor de caudal máximo en l/s

2.12.10. Factor de flujo Harmond

Es un factor que está en función del número de habitantes, se expresa por medio de la fórmula Harmond, cuyo valor disminuye si la población aumenta y aumenta si la población disminuye.

$$F.H. = \frac{18 + \sqrt{P/1\ 000}}{4 + \sqrt{P/1\ 000}}$$

Donde:

FH = factor de Harmond

P = población futura acumulada en miles

2.13. Diseño de drenaje sanitario del tramo E-3 a E-2

Se diseña el tramo comprendido entre el pozo de visita PV 5 y PV 2, donde los datos de diseño son los siguientes:

Período de diseño:	30 años
Densidad de población:	6 habitantes/vivienda
Tasa de crecimiento:	2,99 % anual
Población futura en tramo:	42 habitantes
Población futura acumulada:	420 habitantes
Dotación de agua potable:	100 l/s
Factor de retorno:	0,75
Porcentaje de conexiones ilícitas:	10%
Cota inicial:	99,72 m
Cota final:	99,67 m
Longitud entre los pozos:	47 m
Factor de caudal medio:	0,0046
Velocidad mínima:	0,6 m/s
Velocidad máxima:	2,5 m/s
Tubería a utilizar:	Novafort norma ASTM F 949
Coefficiente de rugosidad:	0,010

- Caudal domiciliario (Qdom)

$$Q_{dom} = \frac{(\text{No. de hab}) * (\text{dotación}) * (\text{F.R.})}{86\ 400}$$

$$Q_{dom} = \frac{(42) * (100) * (0,75)}{86\ 400} = 0,036 \text{ l/s}$$

- Caudal comercial (Qcom)

$$Q_{com} = \frac{(\text{No. de comercios}) * (\text{dot. A. R. por comercio})}{86\ 400}$$

$$Q_{com} = \frac{(2) * (600)}{86\ 400} = 0,014 \text{ l/s}$$

- Caudal de conexiones ilícitas (Qci)

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

$$Q_{ci} = 10\% * 0,036 \text{ l/s} = 0,004 \text{ l/s}$$

- Caudal de diseño (Qdi)

$$Q_{di} = Q_{dom} + Q_{com} + Q_{ind} + Q_{inf} + Q_{ci}$$

$$Q_{di} = 0,036 + 0,014 + 0 + 0,004 = 0,054 \text{ l/s}$$

- Factor de caudal medio (FQM)

$$FQM = \frac{Q_{di}}{\text{No.habitantes}}$$

$$FQM = \frac{0,054}{42} = 0,0013$$

Para el respectivo diseño, se utilizará un factor de caudal medio de 0,0046, para respaldar el diseño, ya que el valor obtenido se encuentra fuera del límite mínimo.

- Factor de flujo Harmon (FH)

$$F.H. = \frac{18 + \sqrt{P/1\ 000}}{4 + \sqrt{P/1\ 000}}$$

$$F.H. = \frac{18 + \sqrt{42/1\ 000}}{4 + \sqrt{42/1\ 000}} = 4,33$$

- Caudal de diseño (Qdi)

$$Q_{\text{diseño}} = FQM * F.\text{Flujo} * \text{No.de habitantes}$$

$$Q_{\text{diseño}} = 0,0046 * 4,33 * 420 = 7,75 \text{ l/s}$$

- Diámetro de la tubería

8 pulgadas (propuesto)

- Pendiente del terreno

$$S = \frac{999,72 - 999,67}{47} = 0,11 \%$$

- Velocidad a sección llena

La pendiente es asumida con un valor de 0,23 % para cumplir la velocidad mínima.

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

$$V = \frac{0,03429 * (8)^{2/3} * \left(\frac{0,23}{100}\right)^{1/2}}{0,010} = 0,66 \text{ m/s}$$

- Área de tubo

$$A = \frac{D^2 * \pi}{4}$$

$$A = \frac{(8)^2 * \pi}{4} = 0,03243 \text{ m}^2$$

- Caudal a sección llena

$$Q = V * A$$

$$Q = 0,66 * 0,03243 * 1000 = 21,52 \text{ l/s}$$

- Relación de caudales

$$\frac{Q_{dis}}{Q_{sec\ llena}} = \frac{7,75}{21,52} = 0,36021$$

- Relación de velocidades

La relación de caudales obtenida anteriormente, se busca en la tabla de relaciones hidráulicas, con el objetivo de encontrar su respectiva relación de velocidades, de la cual se concluye que:

$$\frac{v}{V_{sec\ llena}} = 0,91748$$

$$v = 0,91748 * 0,66 = 0,61 \text{ m/s}$$

La velocidad es correcta, ya que está en el rango permisible, (0,60m/s a 2,50m/s), según las Normas Generales para Diseño de Alcantarillado del Instituto de Fomento Municipal (INFOM).

- Relación de tirantes

$$\frac{d}{D} = 0,41$$

Lo cual indica que es correcto, ya que se encuentra entre el rango permisible, (0,1 a 0,75), utilizado en sistema de diseño sanitario, según las Normas Generales para Diseño de Alcantarillado del Instituto de Fomento Municipal (INFOM).

- Profundidad de pozo de visita inicial

La profundidad del pozo y de la tubería, ya que se trata de un pozo, que no está en un tramo inicial, se debe dar continuidad a la cota invert de entrada del pozo de visita No.6, ya que es el que conduce el caudal hasta el pozo de visita No. 5.

- Cota invert salida PV-2

$$\text{CIS} = \text{cota de terreno} - \text{altura de pozo}$$

$$\text{CIS} = 997,37 - 0,03 = 997,34 \text{ m}$$

- Cota invert entrada PV-5

$$\text{CIE} = \text{CIS} - \left(\frac{\text{S de tubería} \cdot \text{distancia}}{100} \right)$$

$$\text{CIE} = 997,34 - \left(\frac{0,23 \cdot 47}{100} \right) = 997,23 \text{ m}$$

El diseño de los demás tramos se presenta en el apéndice.

2.14. Diseño y cálculo hidráulico

Para el diseño de sistemas de alcantarillado se debe considerar un aspecto importante, como la pendiente del terreno, ya que de esta depende la pendiente que adoptará la tubería; así mismo, las cotas invert de entrada y salida, lo cual es básicamente lo que determina la profundidad de la tubería y de los pozos de visita.

2.15. Velocidades máximas y mínimas

La velocidad mínima, está condicionada por las materias orgánicas e inorgánicas que se sedimentan debido al efecto de estancamiento. Si la velocidad no es lo suficiente para arrastrarlas, se irán acumulando hasta taponar las tuberías.

Las velocidades que deben cumplirse en el diseño de un sistema de drenaje sanitario son mínimo 0,60 metro/segundo para evitar sedimentación de los sólidos y máximo 2,50 metros/segundo para evitar daños de abrasión ocasionados por los sólidos en la tubería.

2.16. Cotas invert

La cota invert es la distancia que existe entre el nivel de la rasante del suelo y el nivel inferior interior de la tubería, estas son calculadas con base a la pendiente y la distancia del tramo respectivo.

Para los detalles de las cotas invert es importante tener en cuenta lo siguiente:

- La cota invert de salida de un pozo se coloca como mínimo 3 centímetros más baja que la cota invert de entrada, cuando las tuberías son del mismo diámetro.
- La cota invert de salida se ubica a un nivel más bajo que la entrada, la cual será la diferencia de diámetros de las tuberías, cuando estas son de diferente diámetro.
- Cuando a un pozo de visita llegan varias tuberías del mismo diámetro y sale una de igual diámetro, la cota invert de salida se ubica 3 centímetros debajo de la cota invert de entrada más baja.
- Cuando a un pozo de visita llegan varias tuberías de distinto diámetro, la cota invert de salida será la diferencia de diámetros entre la tubería con la cota invert de entrada más baja y la tubería de salida. Si el diámetro de la tubería de salida es igual al de la tubería de entrada con la cota invert más baja, la cota invert de salida se ubica 3 centímetros debajo de la cota invert de entrada más baja.

2.17. Diámetro de tuberías

El diámetro de la tubería, es una de las partes a calcular, tomando en cuenta ciertas normas, para evitar que la tubería se obstruya.

El diámetro mínimo de tubería que se utiliza para el diseño del drenaje sanitario es de 6 pulgadas. Esta especificación es adoptada para tuberías de PVC, ya que con tuberías de concreto, el diámetro mínimo es de 8 pulgadas.

2.18. Profundidad de tuberías

La ubicación de la tubería deberá hacerse a una profundidad considerada, en el cual no sea afectada por las inclemencias del tiempo y las cargas transmitidas por el tráfico, provocando deformaciones en la tubería, la profundidad mínima que debe tener la tubería va a variar, según sea el diámetro a utilizar.

Tabla V. **Profundidad mínima según el diámetro de tuberías para evitar rupturas**

PROFUNDIDAD MÍNIMA SEGÚN EL DIÁMETRO DE LA TUBERÍA EN METROS												
Diámetro (pulg)	8"	10"	12"	16"	18"	21"	24"	30"	36"	42"	48"	60"
Tráfico normal	122	128	138	141	150	158	166	184	199	214	225	255
Tráfico pesado	142	148	158	151	170	178	186	204	219	234	245	275

Fuente: INFOM. Normas Generales para el Diseño de Drenaje. p. 36.

La tubería Novafort, según las normas del fabricante, sugieren una profundidad mínima de:

$$0,90 \text{ metros} + \varnothing \text{ de tubería}$$

Para este diseño, se eligieron las Normas de AMANCO, para asignar la profundidad de la tubería debido a que según Normas de INFOM, la altura mínima de salida en un tramo inicial es de 1,40 metros, esta profundidad es mayor a la que sugiere el fabricante.

Se hizo el análisis para las Normas de INFOM y las del fabricante y por razones económicas, se eligió la Norma de AMANCO, ya que da como resultado un diseño más factible y económico, evitando profundidades mayores para los pozos y la tubería.

De la misma manera el ancho de zanja para la colocación de la tubería, variará según sea el diámetro a utilizar, ya que en lugares que tengan material nativo de grano fino y en condiciones donde pueda ocurrir migración del material de la pared de la excavación, debe construirse una zanja ancha o utilizar material bien graduado, para eliminar los vacíos.

Figura 3. Tipos de zanja según estabilidad de pared y profundidad de excavación



Fuente: AMANCO. Manual técnico tubosistemas. p. 106.

Tabla VI. **Ancho mínimo de zanja para tubería NOVAFORT**

ANCHOS DE ZANJA			
NOVAFORT			
Diámetro Nominal	Diámetro Exterior	Ancho de la Zanja	
		Bd	m
mm	mm	Minimo m	Medio m
110	110	0.45	0.50
160	160	0.45	0.60
200	200	0.50	0.60
250	250	0.55	0.65
315	315	0.60	0.70
400	400	0.70	0.80
450	450	0.75	0.85
500	500	0.80	0.90

Fuente: Normas AMANCO. p. 32.

2.19. Pozos de visita

Los pozos de visita forman parte de las obras accesorias de un sistema de drenaje sanitario, brindan acceso con el fin de realizar trabajos de inspección y limpieza. Son contruidos de mampostería o de concreto y se recomienda colocar pozos de visita en los siguientes casos:

- En toda intercepción de colectores
- En el inicio de todo colector
- En todo cambio de sección o diámetro
- En todo cambio de dirección o pendiente
- En tramos rectos no mayores a 100 metros
- En las curvas de colectores visitables a no más de 30 metros

Los pozos de visita de este proyecto serán de ladrillo de barro cocido, tendrán un diámetro de 1,20 metros debidamente identificado en la tapadera y se le debe colocar escalera en el interior, por dentro llevarán un revestimiento de repello y cernido. Algo muy importante es que no debe acumular desechos, sino evacuarlos rápidamente.

2.20. Conexiones domiciliarias

Una conexión domiciliar es un tubo que lleva las aguas servidas desde una vivienda o edificio a una alcantarilla común o a un punto de desagüe.

Regularmente, cuando se construye un sistema de alcantarillado se debe dejar previsto una conexión en Y o en T en cada lote edificado o en cada lugar donde haya que conectar un desagüe doméstico.

Las conexiones deben taparse e impermeabilizarse para evitar la entrada de aguas subterráneas y raíces. En colectores pequeños es más conveniente una conexión en Y, ya que proporciona una unión menos violenta de los escurrimientos que la que se conseguiría con una conexión en T, sin embargo, la conexión en T es más fácil de instalar en condiciones difíciles, además la conexión en T evita que las aguas negras retornen por la conexión doméstica cuando el colector esté funcionando a toda su capacidad.

Las conexiones domiciliarias constan de las siguientes partes:

- Caja o candela: la conexión se realiza por medio de una caja de inspección, construida de mampostería o con tubos de concreto colocados verticalmente, con un diámetro no menor de 12 pulgadas.

Estos deben estar impermeabilizados por dentro y tener una tapadera para realizar inspecciones. La altura mínima de la candela será de 1 metro.

- Tubería secundaria: sirve para unir la conexión de la candela domiciliar con el colector central, dicha tubería debe tener un diámetro mínimo de 6 pulgadas en tubería de concreto y de 4 pulgadas en tubería de PVC, con una pendiente mínima de 2% y una máxima de 6% a efecto de evacuar adecuadamente el agua.

En el barrio La Prolac, se construirán 457 conexiones domiciliarias, por medio de las cuales se conducirán las aguas servidas al colector principal. Estas serán construidas con tubería de cemento de 12 pulgadas de diámetro, colocada en forma vertical, a la cual se le conectará una tubería de PVC de 4 pulgadas con un ángulo horizontal de 45° y una pendiente de 2%, conectado finalmente al colector principal.

2.21. Normas y recomendaciones

Las normas que se trataron para el sistema de drenaje sanitario, fueron las de Diseño de Alcantarillado de INFOM para la mayoría del diseño y las del fabricante que en este caso es AMANCO para la profundidad de la tubería, debido a que la topografía del terreno no favorecía, ya que al utilizar la profundidad, que recomienda INFOM, el diseño se encarecía, haciéndolo poco factible para ejecutarlo, a esto se debía agregar que el nivel freático en Asunción Mita, se encuentra a pocos metros del terreno natural.

2.22. Planos

Los planos elaborados del sistema de drenaje son los siguientes:

- Planta general
- Densidad de vivienda
- Planta de perfil
- Conexión domiciliar
- Detalle de pozos de visita

2.23. Presupuesto

El presupuesto de este proyecto, se elaboró calculando la cantidad de materiales, mano de obra tanto la calificada como no calificada, con base a precios manejados en la región.

Tabla VII. Presupuesto

PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA EL BARRIO LA PROLAC, ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA					
No.	RENLÓN	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD	COSTO UNITARIO Q	COSTO TOTAL Q
1	RÓTULO	UNIDAD	1	2 956,15	2 956,15
2	TOPOGRAFÍA	KM	3	674,70	2 024,10
3	BODEGA	M2	40	140,69	5 627,70
4	COLECTOR TUBO NOVAFORT Ø 6"	ML	3,132	277,45	868 973,40
5	COLECTOR TUBO NOVAFORT DE Ø 8"	ML	397	271,12	107 633,75
6	COLECTOR TUBO NOVAFORT DE Ø 10"	ML	259	371,62	96 248,40
7	COLECTOR TUBO NOVAFORT DE Ø 12"	ML	57	446,36	25 442,35
8	POZOS DE VISITA 1.05 A 2.00	UNIDAD	20	6 024,88	120 497,65
9	POZOS DE VISITA 2.01 A 3.00	UNIDAD	29	8 455,14	245 199,20
10	POZOS DE VISITA 3.01 A 3.45	UNIDAD	9	1 014,03	9 126,27
11	CONEXIÓN DOMICILIAR	UNIDAD	457	1 489,85	680 860,25
12	TRANSPORTE	VIAJE	8	511,00	4 088,00
COSTO TOTAL					2 168 677,20
EL COSTO DEL PROYECTO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA DE LA ALDEA ANGUIATU FRONTERA, ASCIENDE A LA CANTIDAD DE DOS MILLONES CIENTO SESENTA Y OCHO MIL SEISCIENTOS SETENTA Y SIETE CON VEINTE CENTAVOS.					

Fuente: elaboración propia.

2.24. Cronograma de ejecución

En el cronograma de ejecución se da información, de la fecha estimada en que el proyecto de sistema de drenaje sanitario, se desarrollará bajo el supervisor encargado.

CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN DEL PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO, BARRIO LA PROLAC, ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA											
No.	REGLON	CANTIDAD	UNIDAD	MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5	MES 6		
1	Rótulo	1	U								
2	Bodega	1	U								
3	Topografía	3	KM								
4	Colector tubo Novafort Ø 6"	3 132	M								
5	Colector tubo Novafort Ø 8"	397	M								
6	Colector tubo Novafort Ø 10"	259	M								
7	Colector tubo Novafort Ø 12"	57	M								
8	Pozos de visita 1.05 a 2.00	20	U								
9	Pozos de visita 2.01 a 3.00	29	U								
10	Pozos de visita 3.01 a 3.45	9	U								
11	Conexiones domiciliare	457	U								
12	Transporte	8	V/AJE								

Fuente: elaboración propia.

2.25. Evaluación socioeconómica

Se hizo un análisis socioeconómico del proyecto de sistema de drenaje sanitario, para determinar si existe utilidades o determinar si es un proyecto autosostenible.

2.25.1. Valor Presente Neto

El criterio del cálculo del Valor Presente Neto (VPN), es solamente uno entre varios que llevan a decisiones de inversión, es importante saber que muchos de estos, no llevan a la mejor decisión de inversión, en comparación con este que también es llamado Valor Actual Neto.

En el caso de un proyecto de sistema de drenaje, este no cuenta con una cuota mensual de ingreso, como un proyecto de agua potable, por lo que el análisis se haría como el ejemplo del inciso 3.18.1, con la única cuota inicial por conexión domiciliar, esto da como resultado un Valor Presente Neto negativo, desde cualquier punto económico no es factible realizar este de proyecto, pero como es para beneficio de la comunidad no debe considerarse de forma lucrativa.

2.25.2. Tasa Interna de Retorno

La Tasa Interna de Retorno (TIR), es la tasa de descuento que hace que el Valor Presente Neto sea cero, es decir, que es la tasa que iguala la suma de los flujos descontados a la inversión inicial. El Valor Presente Neto se puede expresar en términos de Tasa Interna de Retorno, debido a la relación que tienen entre sí.

En este caso, por ser un proyecto social no se recuperará la inversión inicial, por lo que no tiene Tasa Interna de Retorno.

2.26. Evaluación de impacto ambiental inicial

El estudio de impacto ambiental inicial, puede definirse como el estudio técnico, destinado a corregir las consecuencias o efectos ambientales que determinan acciones que pueden causar sobre la calidad de la vida del hombre y su entorno.

Los factores que afectan al ambiente, durante la construcción son el aire, la salud y el aire. Por lo que se debe verificar las fugas de aguas negras rápidamente, para evitar los malos olores; para evitar el polvo, programar un horario adecuado de labores de zanjeo, realizándolo durante corto tiempo en el día.

Para evitar los factores que afectan al ambiente, durante la operación se establece un plan de contingencia, donde se recomienda capacitar al personal encargado de dar mantenimiento al sistema y limpieza de pozos de visita, velar porque los comunitarios no depositen basura en las aguas negras para evitar obstaculizar el sistema de drenaje.

Se debe supervisar si están siendo ejecutadas las medidas de mantenimiento de cada uno de los artefactos que componen el sistema de drenaje de la comunidad, teniendo un constante monitoreo en épocas de lluvia ya que con las inundaciones ocurre arrastre de materiales o cuerpos extraños que puedan dañar las obras civiles.

3. DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA ANGUIATÚ FRONTERA, MUNICIPIO DE ASUNCIÓN MITA JUTIAPA

3.1. Descripción del proyecto a desarrollar

Se ha realizado un levantamiento topográfico desde el pozo hasta recorrer toda la aldea, con el propósito de determinar el perfil o cotas de los diferentes niveles de terreno. Luego de diseñar la línea de bombeo hasta llegar al tanque metálico elevado, para la distribución, finalmente diseñar la red de distribución por gravedad.

El proyecto consiste en el diseño de la introducción de agua potable, para la aldea Anguiatú, Frontera, que actualmente no cuenta con un sistema de abastecimiento de agua potable.

3.2. Descripción del sistema a utilizar

La selección del sistema a utilizar se hace de acuerdo con la fuente disponible y la capacidad económica de la comunidad, para costear la operación y mantenimiento; ya que no hay una fuente cercana que abastezca a la comunidad, se llegó a la opción a considerar un sistema por bombeo y un tanque metálico elevado para abastecer a las 211 viviendas futuras, las cuales se diseñó.

3.3. Fuentes de abastecimiento de agua

La fuente consiste en un pozo mecánico de 400 pies de profundidad, con un diámetro de 8 pulgadas, equipado con su respectivo encamisado. El nivel estático se encuentra a 131,2 pies y el nivel dinámico a 154,16 pies.

El nivel dinámico es el alcanzado después de haber bombeado cierto volumen de agua, a la diferencia entre nivel estático y dinámico, se le conoce como abatimiento.

3.4. Análisis de calidad de agua

La calidad del agua tiene una relación estrecha con las características físicas, químicas y bacteriológicas, por medio de las cuales se puede evaluar si el agua sin importar la fuente es apta o no para el consumo humano y sea agradable a los sentidos.

Los análisis realizados en la muestra de agua en el laboratorio, son útiles para tener la certeza de la confiabilidad de la misma.

3.4.1. Examen bacteriológico

El examen bacteriológico es realizado con el fin principal de establecer la probabilidad de contaminación de coliformes, que existe en una muestra de agua. La cuenta bacteriana es el número de bacterias que se desarrollan en el agua nutritiva por 24 horas, a una temperatura de 37° Celsius por medio de incubación.

Con este examen se determinan las características del agua que pueden ser percibidas por los sentidos, causando la aceptación o el rechazo por el consumidor. De la muestra se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla VIII. **Comparación de resultados de examen bacteriológico del agua con la Norma NGO 29 001**

Característica	Resultado de la prueba	Comparación con NGO 29001	
		LMA	LMP
Color	1,00 u	5 u	50 u
Olor	Lig. mat.Orgánica	No rechazable	No rechazable
PH (potencial de Hidrógeno)	7,00	7 - 8,5	6,5 - 9,2
Sólidos totales	130 mg/l	500 mg/l	1 500 mg/l
Temperatura	--° C	18° C - 30° C	No mayor de 34° C
Sabor	-----	No rechazable	No rechazable
Turbiedad	0,42 UNT	5 UNT o UJT	25 UNT o UJT

Fuente: elaboración propia.

3.4.2. Examen fisicoquímico

El examen fisicoquímico determina las sustancias químicas que contiene el agua que pueden afectar la salud, dañar las tuberías y equipos que se utilicen en el sistema de abastecimiento como el hierro, calcio, magnesio, nitritos, cloruros, fluoruros y sulfatos. De la muestra se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla IX. **Comparación de resultados del examen fisicoquímico del agua con la Norma NGO 29 001**

Característica	Resultado de la prueba	Comparación con NGO 29001	
		LMA en mg/l	LMP en mg/l
Cloro residual	---	0,500	1,000
Amoníaco (NH ₃)	0,010	----	1,500
Nitrato (NO ₃)	4,400	----	10,000
Nitrito (NO ₂)	0,001	----	1,000
Calcio (Ca)	----	75,00	150,00
Cloruros (Cl)	11,50	10,000	25,000
Cobre (Cu)	----	0,050	1,500
Dureza total (CaCO ₃)	88,00	100,00	500,00
Fluoruros (F)	0,170	----	1,700
Hierro total (Fe)	0,030	0,100	1,000
Magnesio (Mg)	----	50,00	100,00
Manganeso (Mn)	0,001	0,050	0,500
Níquel (Ni)	----	0,010	0,020
Sólidos totales	130,00	500,00	1 000,00
Sulfatos (SO ₄)	0,00	200	400

Fuente: elaboración propia.

3.5. Levantamiento topográfico

Se realizó un recorrido previo al terreno en donde se llevará a cabo el proyecto de distribución de agua y se determinó que la región es plana, esto implica que el levantamiento debe ser con aparatos de precisión.

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

Todo el trabajo de topografía se realizó con el siguiente equipo:

- Teodolito marca Sokkia
- Nivel autonivelante marca Sokkia
- Cinta metálica
- Estadal
- Plomadas
- Trompos de madera y clavos

3.5.1. Altimetría

La altimetría no es más que la diferencia de alturas de un terreno y generalmente se proyecta en un plano vertical, en la nivelación se ubica los puntos importantes como cambios de altura en distancias no mayores a 20 metros y las cotas de las casas existentes.

3.5.2. Planimetría

El levantamiento se realizó, utilizando el método de conservación de azimut, con vuelta de campana, el equipo utilizado fue, teodolito, estadal y cinta métrica.

En los trabajos de planimetría, se localizaron los puntos importantes para planificación del proyecto de distribución de agua, como puntos de consumo, línea de conducción, red de distribución, pozo mecánico, etcétera.

3.6. Estudio de la población

Se realiza un análisis previo a la población actual, con una tasa de crecimiento asignada con base en datos del Instituto Nacional de Estadística (INE), para determinar la población a futuro, la cual servirá para diseñar el sistema de agua potable para la aldea Anguiatú, Frontera.

3.7. Población actual

La población total de la comunidad es de aproximadamente 654 habitantes, para la realización de este proyecto se tomaron en cuenta todas las viviendas construidas y los lotes en donde actualmente se encuentran viviendas en la primera etapa de la construcción, tendiendo una densidad de población de 6 habitantes por vivienda.

3.8. Tasa de crecimiento

La tasa de crecimiento es el aumento de la población de un determinado país, departamento, municipio, etcétera. Durante un período determinado, expresado generalmente como porcentaje. El dato de la tasa de crecimiento para el diseño del proyecto, fue considerado con base al Instituto Nacional de Estadística, el cual corresponde a 2,99 % anual.

3.9. Factores de diseño

Las bases que deben ser tomadas en cuenta para el diseño de un proyecto, dependen de factores como el nivel de vida, clima del lugar, actividad productiva y aspectos socioeconómicos.

3.9.1. Período de diseño

Este está comprendido desde el momento de la construcción e inicio del funcionamiento del sistema de agua potable, hasta el momento en que se sobrepasan las condiciones de diseño establecidas, en donde el sistema deja de prestar un buen servicio.

Se consideró un período de diseño de 22 años, para gestiones de financiamiento del proyecto. A los 10 años del tiempo para el cual fue diseñado, deberá hacerse un chequeo de la bomba y analizar si puede continuar prestando un servicio adecuado o deberá ser reemplazada por otra de igual potencia, la población no requerirá, incremento en la potencia de la bomba, ya que el diseño está calculado para 22 años.

Tabla X. Período de diseño según tipo de estructura

Tipo de estructura	Período de diseño
Obras civiles	20 años
Equipo mecánico	De 5 a 10 años

Fuente: UNEPAR. Unidad ejecutora de Acueductos Rurales. Guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales. p. 11.

3.9.2. Población de diseño

La estimación de la población de diseño, es un factor que determina o condiciona su crecimiento y se obtiene del período de diseño, el cual es de 22 años.

Se necesita un cálculo aproximado de la población a servir, durante el período de diseño. Para realizar la estimación de la población se utilizará el método geométrico, que es el más utilizado por su simplicidad, el cual consiste en el cálculo de la población con base en la tasa de crecimiento poblacional que se tiene registrada, de acuerdo con los censos de población obtenidos del Instituto Nacional de Estadística (INE) con la fórmula siguiente:

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

$$P_f = 654(1+2,99/100)^{22} = 1\ 250 \text{ habitantes}$$

Donde

Pf = población final

Po = población inicial

r = tasa de crecimiento

n = período en años

Determinando una población futura de 436 habitantes, para el diseño del proyecto, con un período de diseño de 22 años.

3.9.3. Caudal de aforo

La prueba de bombeo se efectúa durante 24 a 48 horas de bombeo continuo, con un caudal equivalente al requerido incrementado en un 10% a 15%. Después de transcurridas 24 horas el aforo se puede suspender cuando no exista variación en el nivel dinámico.

El caudal de aforo que se realizó después de la perforación del pozo durante 24 horas, ubicado en la aldea Anguitú Frontera del municipio de Asunción Mita, Jutiapa fue de 100 galones/minuto, esto equivale a 6,31 litros/segundo.

3.9.4. Dotación para el sistema

Es la cantidad de agua que es asignada a cada habitante de una población en un día. Esta se expresa en litros por habitante por día (litro/habitante/día), según los criterios de la Unidad Ejecutora de Proyectos para Acueductos Rurales (UNEPAR) y la Organización Mundial de la Salud (OMS) se deben tomar en cuenta algunos factores como el clima, nivel de vida, calidad del agua, presiones del agua, existencia de alcantarillado, etcétera.

Se pueden tomar como base los siguientes parámetros según UNEPAR:

- Llena cántaros 30 - 60 litros/habitante/día.
- Servicio mixto llena cántaros y conexiones prediales 60 - 90 litros/habitante/día.
- Servicio conexiones prediales 60 -120 litros/habitante/día.
- Servicio de conexión domiciliar 90 -170 litros/habitante/día.
- Pozo excavado, con bomba de mano, como mínimo 15 litros/habitante/día.

La dotación a utilizar en este proyecto es de 100 litros/habitante/día.

3.9.4.1. Factores de consumo

Son factores de seguridad que son utilizados para garantizar el buen funcionamiento del sistema en cualquier época del año y bajo cualquier condición.

Los factores pueden variar de una comunidad a otra, en función a las condiciones climáticas y económicas propias de cada población, costumbres de la población, etcétera, logrando observar mayor consumo en los meses calurosos, comparando al resto de meses del año y en horas pico del día como el inicio del día.

3.9.4.2. Factor de día máximo

El factor de día máximo (FDM) indica la variación del consumo diario, respecto del consumo medio diario, este se utiliza en el diseño de la línea de conducción.

El factor es considerado de 1,2 a 1,5 para poblaciones menores de 1 000 habitantes, un factor de 1,2 para poblaciones mayores de 1 000 habitantes. Para este proyecto se tomó un valor de 1,2 por ser una población mayor a 1 000 habitantes, según Normas de diseño de UNEPAR.

3.9.4.3. Factor de hora máxima

Es el máximo consumo de agua observado durante una hora del día en el período de un año, se utiliza para determinar el caudal de distribución.

El consumo de una población grande es bastante uniforme, por lo que el factor de hora máximo es pequeño, mientras que en poblaciones pequeñas el consumo es muy variable por lo que el factor de hora máximo es mayor.

Según las normas de diseño de UNEPAR, se debe utilizar un factor dependiendo de la población a servir, encontrándose entre 2,0 y 3,0 para poblaciones futuras menores de 1 000 y 2,0 para poblaciones futuras mayores de 1 000. Para este proyecto se tomó un valor de 2.

3.9.4.4. Caudal medio diario

Es la cantidad de agua consumida por la población durante 24 horas. Este caudal se obtiene de un promedio de los consumos diarios en el período de un año. Sin embargo, cuando no se cuenta con registros de consumo diario se puede calcular en función de la población futura y a la dotación asignada en un día, con la siguiente fórmula:

$$Q_m = \frac{\text{población futura} * \text{dotación}}{86\ 400}$$

$$Q_m = \frac{1\ 250 \text{ hab} * 100 \text{ l/hab/día}}{86\ 400} = 1,45 \text{ l/s}$$

Donde

Q_m = caudal medio diario en l/s

3.9.4.5. Caudal máximo diario

El caudal máximo diario o consumo máximo diario se define como el máximo consumo de agua durante 24 horas, observado durante un año. Es conocido como caudal de conducción, ya que es el que se utiliza para diseñar la línea de conducción. Cuando no se cuenta con información de consumo diario, este se puede calcular con la siguiente fórmula:

$$Q_{\max d} = Q_m * FDM$$

$$Q_{\max d} = 1,45 \text{ l/s} * 1,2 = 1,74 \text{ l/s}$$

Donde

$Q_{\max d}$ = caudal máximo diario en l/s

Q_m = caudal medio diario en l/s

FDM = factor día máximo

3.9.4.6. Caudal máximo horario

Este caudal es conocido también como caudal de distribución, debido a que es el que se utiliza para diseñar la línea de distribución, es el máximo caudal producido durante una hora en un período de observación de un año. El caudal máximo horario puede ser obtenido por la siguiente fórmula:

$$Q_{\max h} = Q_m * FHM$$

$$Q_{\max h} = 1,45 \text{ l/s} * 2 = 2,90 \text{ l/s}$$

Donde:

Q_{maxh} = caudal máximo horario en l/s

Q_m = caudal medio diario en l/s

FHM = factor hora máximo

3.9.5. Criterios y normas de calidad del agua

Se determinó que la muestra de agua que fue captada del pozo mecánico, es sanitariamente segura, ya que no presenta un alto grado de contaminación después de hacer un análisis comparativo de los resultados basados en la NGO 29 001, sin embargo, los análisis del agua indican que el agua tiene presencia mínima de olor a materia orgánica, lo que se resuelve con un sistema de cloración.

3.10. Diseño hidráulico

Para el diseño hidráulico, el diámetro de la tubería se calcula de acuerdo al tipo de sistema que se trate, sin embargo, para todo diseño se debe utilizar el diámetro interno de la tubería, no así el diámetro comercial.

3.10.1. Captación

El sistema de captación se realizará por medio de un pozo mecánico del cual se bombeará el agua hasta llegar al tanque de almacenamiento metálico.

Entre las recomendaciones de los pozos perforados por métodos mecánicos, en donde se efectuará la captación, por las Normas de UNEPAR se puede mencionar:

- Ubicarse en zonas no inundables y de fácil acceso para el agua superficial.
- Perforarse aguas arriba de cualquier fuente real o principal de contaminación.
- Protegerse contra riesgos de contaminación.
- No deberán localizarse a menos de 20 metros de tanques sépticos, letrinas, sumideros, campos de infiltración o cualquier otra fuente de contaminación similar.
- El diámetro de la tubería de revestimiento del pozo deberá seleccionarse de acuerdo con las características del acuífero y del consumo requerido.
- El espacio comprendido entre la perforación y el tubo de revestimiento deberá sellarse con mortero rico en cemento hasta una profundidad mínima de 3 metros (sello sanitario).
- El tubo de revestimiento deberá sobresalir un mínimo de 25 centímetros del piso terminado de la caseta de bombeo.
- El acondicionamiento del terreno en los alrededores del pozo debe hacerse de tal forma que garantice que las aguas superficiales drenen hacia fuera.
- Antes de entubar el pozo, deberá correrse un registro eléctrico para establecer el diseño que tendrá la rejilla y su ubicación respecto a los acuíferos a explorar.

- Terminada la perforación y después de entubar el pozo debe limpiarse y desarrollarse para sacar los residuos de perforación y conglomerados de arena, utilizando aire comprimido.
- La producción efectiva de los pozos deberá estimarse con base en la prueba de producción de bombeo continuo, la cual durará como mínimo 24 horas a caudal constante, midiendo caudal y abatimiento del nivel freático, por medio de bomba de capacidad adecuada. Deberá hacerse además una prueba de recuperación también de 24 horas de duración.
- Los materiales de la tubería de revestimiento, rejilla, columna de las bombas y demás elementos en contacto con el agua, deberán ser resistentes a la acción corrosiva de esta y soportar los esfuerzos máximos a que puedan estar sometidos.

3.10.2. Línea de conducción por bombeo

La línea de impulsión es conocida como la tubería que conecta de la fuente que provee el agua, al tanque de almacenamiento y distribución. Cuando un sistema es diseñado por bombeo, es necesario verificar que el caudal de bombeo sea suficiente para abastecer el consumo máximo diario de la población, en un determinado período de bombeo.

Para definir el diámetro de la línea de impulsión, es necesario conocer el caudal que será bombeado y para determinar el caudal de bombeo es importante definir el período de bombeo, el cual se recomienda que sea:

- Entre 8 a 12 horas por día para motores diésel
- Entre 12 a 18 horas por día para motores eléctricos

El período de bombeo, está también en función del caudal que proporcionará la fuente.

En este proyecto el caudal máximo diario tiene un valor de 1,74 l/s, para obtener el caudal de bombeo necesario para cumplir con la demanda diaria se utiliza la siguiente ecuación:

$$Q_b = \frac{Q_{\text{maxd}} * 24}{T_b}$$

$$Q_b = \frac{1,74 * 24}{8} = 5,22 \text{ l/s}$$

Donde:

Q_b = caudal de bombeo en l/s

Q_{maxd} = caudal máximo diario en l/s

T_b = tiempo de bombeo en h

Se le asignó 8 horas de bombeo para obtener un sistema más económico, ya que mientras más horas de bombeo existan diarias, más se encarecerá el costo del sistema de bombeo.

3.10.2.1. Determinación del diámetro económico

Con el dato del caudal de bombeo, se puede diseñar la tubería de descarga más económica, con las siguientes fórmulas:

$$D_1 = \sqrt{\frac{1,974 * Q_b}{0,4}} \quad \text{y} \quad D_2 = \sqrt{\frac{1,974 * Q_b}{3,0}}$$

Donde:

Qb = caudal de bombeo en l/s

$$D_1 = \sqrt{\frac{1,974 * 5,22}{0,4}} = 5,08 \text{ pulg}$$

$$D_1 = \sqrt{\frac{1,974 * 5,22}{3,0}} = 1,85 \text{ pulg}$$

Diámetros a analizar en tubería HG: 2, 2 ½", 3", 4" y 5".

Para calcular el costo mensual de amortización de la tubería se utiliza la fórmula:

$$Ct = A * Pt$$

Donde:

Ct = costo mensual de amortización de la tubería

A = amortización

Pt = precio de la tubería

La amortización se obtiene de la siguiente fórmula:

$$A = \frac{R(R+1)^n}{(R+1)^n - 1}$$

Donde:

A = amortización

R = tasa de interés mensual

n = número de meses en que se amortizará la tubería

La tasa de interés se asume de 15 % y el plazo de 10 años, que es la vida útil del equipo de bombeo.

$$R = \frac{15\%}{12 \text{ meses}} = 0,0125$$

$$n = 10 \text{ años} * \frac{12 \text{ meses}}{1 \text{ año}} = 120 \text{ meses}$$

$$A = \frac{0,0125 (0,0125+1)^{120}}{(0,0125+1)^{120}-1} = 0,016$$

La cantidad de tubos será de:

$$\text{Número de tubos} = \frac{12 * 1,05}{6} = 3 \text{ tubos}$$

Verificando las pérdidas de los diámetros a utilizar:

$$H_f = \frac{1\,743,811 * L * 1,05 * Q}{c^{1,85} D^{4,87}}$$

Donde:

Hf = pérdidas de carga por fricción en la tubería en m

L = longitud de la tubería en m

Q = caudal en l/s

c = coeficiente de fricción dependiendo del material de la tubería

D = diámetro en pulgadas

$$H_f = \frac{1\,743,811 \cdot 12 \cdot 1,05 \cdot 5,22}{100^{1,85} \cdot 2^{4,87}} = 3,23$$

$$H_f = \frac{1\,743,811 \cdot 12 \cdot 1,05 \cdot 5,22}{100^{1,85} \cdot 2\,1/2^{4,87}} = 1,10$$

$$H_f = \frac{1\,743,811 \cdot 12 \cdot 1,05 \cdot 5,22}{100^{1,85} \cdot 3^{4,87}} = 0,45$$

$$H_f = \frac{1\,743,811 \cdot 12 \cdot 1,05 \cdot 5,22}{100^{1,85} \cdot 4^{4,87}} = 0,11$$

$$H_f = \frac{1\,743,811 \cdot 12 \cdot 1,05 \cdot 5,22}{100^{1,85} \cdot 5^{4,87}} = 0,04$$

Se calcula la potencia de la bomba con las pérdidas de los diámetros analizados:

$$\text{Pot} = \frac{Q_b \cdot H_f}{76 \cdot e}$$

Donde:

Qb = caudal de bombeo en l/s

Hf = pérdidas de carga por fricción en la tubería en m

e = eficiencia que se asume un 60%

$$\text{Pot} = \frac{5,22 \cdot 3,23}{76 \cdot 0,60} \cdot 0,746 = 0,276 \text{ kW}$$

$$\text{Pot} = \frac{5,22 \cdot 1,10}{76 \cdot 0,60} \cdot 0,746 = 0,094 \text{ kW}$$

$$\text{Pot} = \frac{5,22 \cdot 0,45}{76 \cdot 0,60} \cdot 0,746 = 0,038 \text{ kW}$$

$$\text{Pot} = \frac{5,22 \cdot 0,11}{76 \cdot 0,60} \cdot 0,746 = 0,009 \text{ kW}$$

$$\text{Pot} = \frac{5,22 \cdot 0,04}{76 \cdot 0,60} \cdot 0,746 = 0,003 \text{ kW}$$

Las horas por mes de bombeo será de:

$$\text{No. de horas} = 8 \text{ horas} \cdot 30 = 240 \text{ horas/mes}$$

Se asume un precio de Q2,50 por kW para el costo mensual de bombeo, para hacer el análisis, de la tubería que brindará un servicio más económico:

Tabla XI. **Costo mensual de bombeo**

DIÁMETRO	POTENCIA	HRS/MES DE BOMBEO	PRECIO POR KW Q	COSTO MENSUAL DE BOMBEO Q
2"	0,276	240	2,50	183,17
2 ½"	0,094	240	2,50	56,36
3"	0,038	240	2,50	23,06
4"	0,009	240	2,50	5,64
5"	0,003	240	2,50	2,05

Fuente: elaboración propia.

Finalmente se calcula el costo total, lo que indicará el diámetro económico para el sistema de impulsión:

Tabla XII. **Costo total del bombeo**

DIÁMETRO	COSTO POR MES DE LA TUBERIA	COSTO MENSUAL DE BOMBEO Q	COSTO TOTAL Q
2"	17,67	183,17	183,17
2 ½"	25,81	56,36	82,18
3"	38,48	23,06	61,54
4"	63,49	5,64	69,12
5"	97,04	2,05	99,09

Fuente: elaboración propia.

El diámetro económico es el de menor costo total, el cual en este caso es el de 3 pulgadas.

3.10.2.2. Verificación del golpe de ariete

El golpe de ariete se da cuando la tubería está expuesta a un cambio brusco o repentino de presión ocasionado por variaciones en el caudal, producido por la apertura o el cierre de una válvula, por el arranque o suspensión del funcionamiento de las bombas.

$$\alpha = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{k}{E} * \frac{D_i}{e}}}$$

Donde:

α = celeridad en m/s

k = módulo de elasticidad volumétrico del agua en kg/cm²

E = módulo de elasticidad del material de la tubería kg/cm²

D_i = diámetro interno de la tubería en pulgada

e = espesor de la pared de la tubería pulgada

$$\alpha = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{2,07 \times 10^4}{2,05 \times 10^6} * \frac{3,37}{0,13}}} = 1262,03 \text{ m/s}$$

Calculando la sobrepresión:

$$\Delta P = \frac{\alpha * V}{g}$$

Donde:

Δ = sobre presión en m

α = celeridad en m/s

V = velocidad en m/s

g = aceleración de la gravedad en m/s^2

$$V = \frac{1,974 * Q_b}{D_i^2}$$

Donde:

V = velocidad en m/s

Qb = caudal de bombeo en l/s

D_i = diámetro interno de la tubería en pulgada

$$V = \frac{1,974 * 5,22}{3,37^2} = 0,91 \text{ m/s}$$

$$\Delta P = \frac{1\ 262,03 \text{ m/s} * 0,91 \text{ m/s}}{9,81 \text{ m/s}^2} = 117,07 \text{ m}$$

$$H = 117,07 + 16,86 = 133,93 \text{ m}$$

Esto indica que la tubería HG de 700 PSI si soporta el caso crítico.

3.10.2.3. Potencia de la bomba

Se determinó la colocación de una bomba eléctrica sumergible, para el sistema de agua potable. Para el cálculo de la potencia de la bomba se utiliza la siguiente expresión:

$$\text{Pot} = \frac{Q_b \cdot \text{CDT}}{76 \cdot E_f}$$

Donde:

Pot = potencia de la bomba (Hp)

Qb = caudal de bombeo

CDT = carga dinámica total

Ef = eficiencia de la bomba (60 a 70%)

Para el cálculo de la carga dinámica total se obtiene de la sumatoria de pérdidas y alturas detalladas a continuación:

- Altura nivel dinámico a boca del pozo: 47 metros
- Pérdidas de carga en línea de succión: 1,70 metros
- Altura de la boca del pozo a la descarga: 16,86 metros
- Pérdidas de carga en línea de impulsión: 1,29 metros
- Carga de velocidad: 0,043 metros
- Pérdidas menores: 0,129 metros

La CDT es equivalente a 67,02 metros

$$\text{Pot} = \frac{5,22 \cdot 67,02}{76 \cdot 0,6} = 7,67 \text{ Hp}$$

Por razones comerciales se propondrá una bomba de 10 Hp, ya que es la más próxima en potencia que se fabrica.

3.10.2.4. Especificaciones del equipo de bombeo

Para el presente proyecto se propuso una bomba de motor sumergible Franklin eléctrica, con una potencia de 10 Hp, de acero inoxidable, con capacidad de trasladar el caudal de bombeo de 5,22 litros/segundo necesario, al tanque metálico de almacenamiento, con una carga dinámica total de 67,02 metros columna de agua.

3.10.3. Tanque de almacenamiento

Los tanques juegan un papel muy importante para el diseño del sistema de distribución de agua potable, del punto de vista económico, así como su importancia en el funcionamiento hidráulico del sistema y un almacenamiento eficiente.

Para sistemas por bombeo, según Normas UNEPAR, se establece un 40% a 65% del caudal medio diario más un 7,5% por eventualidades, para este sistema se asume un valor de 50%. El volumen del tanque se obtiene por medio de la siguiente fórmula:

$$\text{Volumen} = \% * Q_m * \frac{86\ 400}{1\ 000}$$

$$\text{Volumen} = 50\% * 1,45 * \frac{86\ 400}{1\ 000} = 65\ \text{m}^3$$

Donde:

Q_m = caudal medio diario l/s

El resultado de la ecuación, indica que se necesita un tanque de 65 metros cúbicos para lograr satisfacer las necesidades de la población de la aldea Anguiatú, Frontera.

Las recomendaciones según Normas UNERPAR, para tanques elevados son las siguientes:

- Que el nivel mínimo de agua en el tanque sea suficiente para las presiones adecuadas en la red de distribución.
- Que la tubería de rebose descargue libremente.
- Que la tubería de salida hacia el servicio sea como mínimo 20 centímetros.
- Tubo de desagüe con su correspondiente válvula de compuerta, que permita vaciar el tanque.
- Dispositivo para ventilación conveniente protegido, instalándose uno por cada 30 metros cuadrados de superficie como mínimo.
- Escaleras interiores y exteriores en caso de que las dimensiones excedan de 1,20 metros de alto.
- Caja común o cámara seca para facilitar la operación de las llaves de válvulas de tanque.

- Las tuberías de rebose y desagüe no se conectarán directamente a los alcantarillados, deberán tener una descarga libre de 1,00 metro mínimo y siempre se buscará un desfogue adecuado, donde no cause daño o erosión.
- Los extremos de las tuberías de rebose y desagüe deben protegerse para impedir el paso de insectos y otros animales.

Para este sistema se optó un tanque metálico elevado, debido a que la topografía del lugar no beneficiaba, por el poco desnivel en el terreno de la aldea Anguiatú, Frontera, perjudicando por no haber pendientes que hicieran cumplir las velocidades y tirantes de caudal mínimo.

Para el diseño del tanque se tienen los siguientes datos:

Qm:	1,45 l/s	
% de volumen:	50 %	
Volumen del tanque:	65 m ³	= 2 295,45 pie ³
Diámetro del tanque:	3,90 m	= 12,80 pie
Altura del tanque:	5,50 m	= 18,04 pie
Altura de la torre:	16,50 m	= 54,13 pie
Altura de cono inferior:	0,90 m	= 2,95 pie
Altura de del cuerpo del tanque	5,50 m	= 18,04 pie

Las láminas en el mercado guatemalteco están clasificadas por ancho, longitud y espesor.

Entre los espesores comerciales en pulgadas se puede encontrar de: 1/16", 3/32", 1/8", 5/32", 3/16", 1/4", 5/16", 3/8", 1/2" y 5/8".

Entre los anchos comerciales en pies se encuentran de: 3', 4', 6' y 8'.

Entre las longitudes comerciales en pies están: 10' y 20'.

- Diseño del techo

El techo no está sometido a presión directamente por el líquido que contiene el tanque, por lo que su espesor viene dado en la mayoría de los casos por efectos de corrosión. Se asume para todo el tanque un espesor mínimo por corrosión de 1/8", pero por razones comerciales se utilizará el mínimo de lámina, con un espesor de 3/16" para el techo, la altura se obtiene de la siguiente manera:

$$H \text{ cono superior} = \frac{1}{5} * \text{Diámetro del tanque}$$

$$H \text{ cono superior} = \frac{1}{5} * 12,80 \text{ pie} = 2,56 \text{ pies}$$

- Diseño del cuerpo del tanque

Las paredes del cilindro y el fondo soportarán la presión ejercida por el agua y se construirá en acero negro según Norma ASTM A-36. Para determinar la altura del cuerpo del tanque se obtiene de la siguiente manera:

$$h = \frac{\text{vol de tanque} - \text{vol de cono inferior}}{\pi r^2}$$

$$h = \frac{61,42 \text{ m}^3}{\pi * 1,90^2} = 5,14 \text{ m}$$

$$h = 5,14 + 0,40 = 5,50 \text{ m} = 18,04 \text{ pie}$$

A la altura total del cilindro, se le agregó 0,40 metros libres para la inspección del tanque.

El esfuerzo del tanque se determina de la siguiente manera:

$$S = \frac{2,6hd}{t} * \phi$$

Donde:

S = esfuerzo unitario máximo 15 000 lb/pulg²

h = altura del líquido en el cuerpo del tanque en pies

d = sección analizada en pies

t = espesor en pulgadas

ϕ = factor de eficiencia de soldadura 0,85

Despejando t, se obtiene la siguiente fórmula:

$$t = \frac{2,6 * 19,68 * 12,79}{15\ 000 * 0,85} = 0,05 + 1/8" = 1/5 \text{ pulg}$$

Para la corrosión debido al agua almacenada u otras causas de corrosión atmosférica y el cuidado con el cual la pintura u otras protecciones sean mantenidas, se asume un valor mínimo de corrosión de 1/8 de pulgada, agregándose al espesor obtenido.

Por razones comerciales, para el cuerpo del tanque se usará un espesor de ¼ de pulgada.

- Diseño del fondo del tanque

La altura del tanque se asume de 0,90 metros, para calcular el espesor de lámina se obtiene con la fórmula siguiente:

$$S = \frac{2,6 \text{ hd}(\text{Sec}\varnothing)}{t}$$

Donde:

S = esfuerzo unitario máximo 15 000 lb/pulg²

h = altura del líquido en el cuerpo y en el fondo en pies

d = sección analizada en pies

t = espesor en pulg

∅ = factor de eficiencia de soldadura 0,85

$$S = \frac{2,6 * 20,99 * 12,79 (\text{Sec } 45^\circ)}{15\ 000 * 0,85} = 0,10 + 1/8" = 0,23 \text{ pulg}$$

Por razones comerciales, para el fondo del tanque se usará lámina, con un espesor de 1/4".

- Diseño de la torre

Los tanques elevados son apoyados sobre el terreno por medio de 4 columnas con una inclinación poco pronunciada, las columnas son unidas por medio de elementos diseñados a compresión y tensión las cuales son las breysas, el eje de las columnas no debe desviar su inclinación del zenit, por más del 10% de pendiente de la longitud de la columna.

$$\text{Separación de columnas} = 3,90 \text{ m} + (16,50 \text{ m} * 10\%) = 7,20 \text{ m}$$

Para la separación entre riostras horizontales, debe considerarse que la primera, debe ubicarse a una altura sobre el nivel del suelo de 0,30 metros y luego se colocarán a 2,70 metros cada riostra.

Longitud de riostras horizontales: variable

Longitud de riostras diagonales: variable

Dado que el viento no es crítico en el medio para la mayor parte de las estructuras, solamente se analizará por sismo. Para esto se necesita integrar el peso total de la estructura, como se presenta a continuación:

- Peso del tanque

La presión ejercida sobre las paredes del tanque, varían dependiendo de la profundidad en la que se encuentre el líquido a analizar, este análisis se puede realizar por medio de la sumatoria de pesos de cada una de las partes del tanque, como se detalla a continuación:

Peso del agua=1 000 kg/m³*65 m³=65 000 kg

Peso del techo= área del techo*t del techo*P del acero

Donde:

t = espesor en metros

P = peso específico del acero 7 850 kg/m³

$$A = \frac{\pi * 3,90^2}{4} = 11,95 \text{ m}^2$$

Peso del techo= $11,95 \text{ m}^2 \cdot 0,005 \text{ m} \cdot 7\,850 \text{ kg/m}^3 = 446,61 \text{ kg}$

Peso del fondo= área del fondo*t de fondo*P del acero

Peso del fondo= $11,95 \text{ m}^2 \cdot 0,01 \text{ m} \cdot 7\,850 \text{ kg/m}^3 = 595,47 \text{ kg}$

Peso del cilindro= área del cilindro*t de cilindro*P del acero

$$A = 5,50 \text{ m} \cdot \pi \cdot 3,90 = 67,39 \text{ m}^2$$

Peso del cilindro= $67,39 \text{ m}^2 \cdot 0,005 \text{ m} \cdot 7\,850 \text{ kg/m}^3 = 2\,519,31 \text{ kg}$

Peso total del acero del tanque = $446,61 \text{ kg} + 595,47 \text{ kg} + 2\,519,31 \text{ kg}$

Peso total del acero del tanque = $3\,561,39 \text{ kg}$

Se asume un 10% del peso total del acero para los accesorios:

Peso de accesorios = $10\% \cdot 3\,561,39 \text{ kg} = 356,14 \text{ kg}$

Peso total del tanque lleno = $3\,561,39 \text{ kg} + 356,14 \text{ kg} + 65\,000 \text{ kg}$

Peso total del tanque lleno = $68\,917,53 \text{ kg}$

- Peso de la torre

No. de columnas $\varnothing 8'' = 4$ unidades

No. de breisas horizontales= 24 unidades

No. de breisas diagonales= 40 unidades

La lectura de datos, como el área y radio de giro de obtiene del manual AISC, incorporándose de la siguiente manera:

Peso de columnas \varnothing 8": 4*16,50 m*42,54 kg/m	= 2 807,67 kg
Peso de breizas horizontales: 24*86,07 kg	= 2 065,64 kg
Peso de breizas diagonales: 40*97,02 kg	= 3 880,91 kg
Peso total de la torre	= 8 754,22 kg

Tomando en cuenta ambos pesos, tanto el del tanque lleno con agua y el de la torre, el peso total es de 77 671,75 kg. Con estos datos se da continuación al diseño y se realiza un análisis por sismo, el cual se hará según el código SEAOC, de la siguiente manera:

$$V = ZIKCSW$$

Donde:

V = corte Basal

Z = 1,00 ya que el riesgo de sismo es mínimo

I = 1,5

K = 2,5 ya que es un tanque elevado

C = $1/(15\sqrt{T})$

S = 1,5 factor que depende del tipo de suelo

$$T = \frac{0,0906*19,12}{\sqrt{3,90}} = 0,88$$

$$C = \frac{1}{15\sqrt{0,88}} = 0,07$$

$$V = 1 * 1,5 * 2,5 * 0,07 * W = 0,40 W$$

Distribuyendo las cargas en las columnas:

$$\frac{\text{Peso total}}{\text{No. columnas}} = \frac{77\,671,15 \text{ kg}}{4} = 19\,417,94 \text{ kg}$$

- Corte que actúa en el tanque

$$V = 0,40 * 68\,917,53 \text{ kg} = 27\,592,85 \text{ kg}$$

- Corte que actúa en la torre

$$V = 0,40 * 8\,754,22 \text{ kg} = 3\,504,97 \text{ kg}$$

Se recomienda aumentar las cargas a un 25% como un factor de seguridad:

$$V \text{ total} = 27\,592,85 + 3\,504,97 = 31\,097,82 \text{ kg}$$

$$V \text{ total} = 31\,097,82 * 1,25 = 38\,872,27 \text{ kg}$$

Se calculan los momentos con respecto a la base de la torre, con los datos de corte obtenidos.

$$M' = 27\,592,85 \text{ kg} * 1,25 * 19,12 = 659\,537,50 \text{ kg-m}$$

$$M'' = 3\,504,97 \text{ kg} * 1,25 * 8,25 = 36\,143,02 \text{ kg-m}$$

$$\text{Momento total} = 695\,680,52 \text{ kg-m}$$

- Análisis de los sentidos xx-yy

$$V \text{ por marco} = V \text{ total} / 2$$

$$V \text{ por marco} = 38\,872,27 \text{ kg} / 2 = 19\,436,14 \text{ kg}$$

$$M \text{ por marco} = M \text{ total} / 2$$

$$M \text{ por marco} = 695\,680,52 \text{ kg-m} / 2 = 347\,840,26 \text{ kg-m}$$

$$\text{Reacción en el punto 0} = M \text{ por marco} / \text{separación entre columnas}$$

$$\text{Reacción en el punto 0} = 347\,840,26 \text{ kg-m} / 7,20 = 48\,311,15 \text{ kg}$$

$$\text{Momento de corte respecto al punto 1} = V \text{ total} / 3,30 \text{ m}$$

$$M \text{ respecto punto 1} = 38\,872,27 \text{ kg} * 3,30 \text{ m} = 128\,278,50 \text{ kg-m}$$

$$P_{1-2} = \text{esfuerzo entre columnas 1-2}$$

$$P_{1-2} = \text{momento respecto 1} / \text{separación entre columnas}$$

$$P_{1-2} = 128\,278,50 \text{ kg-m} / 7,20 = 17\,816,46 \text{ kg}$$

- Análisis de los sentidos xy-yx

El valor de la fuerza en el riostra diagonal es de:

$$\text{Riostre diagonal} = (\text{Reacción en el punto 0} - P_{1-2}) \text{ Sec } \theta$$

$$\text{Riostre diagonal} = (48\,311,15 \text{ kg} - 17\,816,46 \text{ kg}) \text{ Sec } (25)$$

$$\text{Riostre diagonal} = 30\,765,34 \text{ kg} = 67,68 \text{ kips}$$

- Fuerza máxima sobre una columna

$$P_{\text{max}} = \text{momento total} / \text{distancia}$$

$$P_{\text{max}} = 695\,680,52 \text{ kg-m} / 7,20 \text{ m} = 96\,622,29 \text{ kg}$$

- Diseño de columnas

Para diseñar los miembros a compresión se detalla a continuación:

$$C = P \text{ max} + (P/\text{columna})$$

$$C = 96\,622,29 \text{ kg} + 19\,417,94 \text{ kg}$$

$$C = 116\,040,23 \text{ kg} = 255,29 \text{ kips}$$

Utilizando una columna con un diámetro de 8", del manual de AISC se obtienen los siguientes datos:

$$A = 8,40 \text{ pulg}^2$$

$$r = 2,94 \text{ pulg}$$

$$K = 1$$

$$L = 2,70 \text{ m} = 106,30 \text{ pulg}$$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1 \cdot 106,30 \text{ pulg}}{2,94 \text{ pulg}} = 36,37$$

Para la relación de esbeltez de 37 en el manual de AISC da un valor de $F_a = 28,47 \text{ kip/pulg}^2$, por lo que debe chequearse si cumple $f_a < F_a$

$$f_a = \frac{255,29 \text{ kip}}{8,40 \text{ pulg}^2} = 30,39 \text{ kip/pulg}^2$$

$$F_a = 28,47 \text{ kip/pulg}^2 \cdot 1,33 = 37,87 \text{ kip/pulg}^2$$

Si cumple con la condición de $f_a < F_a$, por lo que se puede utilizar una columna circular de diámetro 8 pulgadas ya que soporta las cargas asignadas del tanque metálico.

- Diseño de riostras horizontales

Para el diseño de los miembros a compresión se detalla a continuación:

Perfil C de 6" * 2 * 3/8"

$C = 69,33$ kips

$A = 3,09$ pulg²

$r = 2,22$ pulg

$L = 216,54$ pulg

$K = 1$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1 \cdot 216,54 \text{ pulg}}{2,22 \text{ pulg}} = 97,54$$

Para la relación de esbeltez de 98 en el manual de AISC da un valor de $F_a = 18,46$ kip/pulg², por lo que debe chequearse si cumple $f_a < F_a$

$$f_a = \frac{69,33 \text{ kip}}{3,09 \text{ pulg}^2} = 22,44 \text{ kip/pulg}^2$$

$$F_a = 18,46 \text{ kip/pulg}^2 \cdot 1,33 = 24,55 \text{ kip/pulg}^2$$

Si cumple con la condición de $f_a < F_a$, por lo que se concluye que si es apropiada para utilizarse.

- Diseño de riostras diagonales

Para el diseño de los miembros a tensión se detalla a continuación:

Perfil C de 6" * 2 * 3/8"

$$T = 88,69 \text{ kip}$$

$$A = 3,09 \text{ pulg}^2$$

$$r = 2,22 \text{ pulg}$$

$$L = 244,09 \text{ pulg}$$

$$K = 1$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \cdot 244,09 \text{ pulg}}{2,22 \text{ pulg}} = 109,95$$

Para la relación de esbeltez de 110 en el manual de AISC da un valor de $F_a = 16,90 \text{ kip/pulg}^2$, por lo que debe chequearse si cumple $f_a < F_a$

$$f_a = \frac{88,69 \text{ kip}}{3,09 \text{ pulg}^2} = 14,35 \text{ kip/pulg}^2$$

$$F_a = 16,90 \text{ kip/pulg}^2 \cdot 1,33 = 22,48 \text{ kip/pulg}^2$$

Si cumple con la condición de $f_a < F_a$, por lo que se concluye que si es apropiada para utilizarse.

- Placa base para la columna

Se calcula el área requerida:

$$B^2 = \frac{Pt}{Fp}$$

$$Fp = 0,35 f'c$$

$$Fp = 0,35 * 3\ 000 \text{ lb/pulg}^2 = 1\ 050 \text{ lb/pulg}^2$$

$$Pt = Fa * A$$

$$Pt = 37,87 \text{ kip/pulg}^2 * 8,40 \text{ pulg}^2 * 1\ 000 = 318\ 066,88 \text{ lb}$$

$$B^2 = \frac{318\ 066,88 \text{ lb}}{1\ 050 \text{ lb/pulg}^2} = 302,92 \text{ pulg}^2$$

$$B = \sqrt{302,92 \text{ pulg}^2} = 17,40 \text{ pulg} = 18 \text{ pulg}$$

Se calcula la presión real de contacto en la placa:

$$q = \frac{Pt}{B * B}$$

$$q = \frac{318\ 066,88 \text{ lb}}{18 \text{ pulg} * 18 \text{ pulg}} = 981,69 \text{ lb/pulg}^2$$

$$M = \frac{q * n^2}{2}$$

$$M = \frac{981,69 \text{ lb/pulg}^2 \cdot 5^2}{2} = 2\,454,22 \text{ lb-pulg}$$

Se calcula el espesor de la placa:

$$t = \sqrt{\frac{6M}{F_b}}$$

$$F_b = 0,75 \cdot F_y$$

$$F_b = 0,75 \cdot 36\,000 \text{ lb/pulg}^2 = 27\,000 \text{ lb/pulg}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot 2\,454,22 \text{ lb-pulg}}{27\,000 \text{ lb/pulg}^2}} = 0,74 \text{ pulg} = 1 \text{ pulg}$$

La placa a utilizar, será de 18" x 18" x 1".

- Pernos de anclaje

Se diseña los pernos a tensión:

$$F_t = 0,60 \cdot F_y$$

$$F_t = 0,60 \cdot 36\,000 \text{ lb/pulg}^2 = 21\,600 \text{ lb/pulg}^2$$

$$A_{\text{requerida}} = \frac{169\,849,57 \text{ lb}}{21\,600 \text{ lb/pulg}^2} = 7,86 \text{ pulg}^2$$

$$n = \frac{7,86 \text{ pulg}^2}{8} = 0,98 \text{ pulg}^2 = 1 \text{ pulg c/perno}$$

- Diseño de pernos por corte

$$F_c = 0,40 \cdot F_y$$

$$F_c = 0,40 \cdot 36\,000 \text{ lb/pulg}^2 = 14\,400 \text{ lb/pulg}^2$$

$$A \text{ requerida} = \frac{67\,683,75 \text{ lb}}{14\,400 \text{ lb/pulg}^2} = 4,70 \text{ pulg}^2$$

$$n = \frac{4,70 \text{ pulg}^2}{8} = 0,59 \text{ pulg}^2 = 7/8 \text{ pulg c/perno}$$

Por lo tanto, se utilizará el mayor de los dos que son 8 pernos de 1 pulgada c/u, de alta resistencia, especificados bajo la Norma ASTM A490.

- Diseño de cimiento

4 pedestales

4 zapatas de 2,0m*2,0m

Profundidad = 1,50 m

Valor soporte del suelo = 15 t/m² (asumido)

- Diseño de pedestales

Los pedestales funcionan como elementos de transición entre las columnas metálicas y las zapatas.

Ancho de pedestal = 0,50 m

Altura de pedestal = 3*0,50 m = 1,50 m

- Refuerzo de pedestal

El pedestal debe trabajar para el cimiento como una columna corta por lo tanto la relación de esbeltez debe ser menor o igual a 22. El código ACI 318-05 asigna los siguientes parámetros:

Si $E < 22$, columna corta

Si $22 < E < 100$, columna intermedia

Si $E > 100$, columna larga

Para determinar la relación de esbeltez de una columna se aplica la fórmula siguiente:

$$E = \frac{K \cdot Lu}{r}$$

Donde:

K = factor de pandeo, se le da valor de 1

r = radio de giro de la sección (0,25 para columnas circulares)

Lu = longitud entre apoyos

$$E = \frac{1 \cdot 1,50}{0,25} = 6 < 22$$

Por lo que se clasifica como una columna corta.

- Carga axial

$$P_u = \Phi(0,85 f'c(Ag-As) + (F_y * As))$$

Donde:

P_u = resistencia última

Φ = factor de compresión (0,70)

A_g = área de sección de la columna cm^2

A_s = área de acero en cm^2

$F'c$ = resistencia nominal 210 kg/cm^2

F_y = resistencia de fluencia del acero 2810 kg/cm^2

Según ACI 318-05, está establecido que el acero mínimo sea el 0,5% del área gruesa de la sección, pero en este caso se utilizará 1%.

$$A_g = 50 \text{ cm} * 50 \text{ cm} = 2500 \text{ cm}^2$$

$$A_s = (0,01)(2500 \text{ cm}^2) = 25 \text{ cm}^2$$

$$P_u = 0,70(0,85 * 210 \text{ kg/cm}^2(2500 \text{ cm}^2 - 25 \text{ cm}^2) + (2810 \text{ kg/cm}^2 * 25 \text{ cm}^2))$$

$$P_u = 358426,25 \text{ kg} = 788537,75 \text{ lb}$$

- Espaciamiento por corte

Para el refuerzo por corte, el código ACI 310-05 indica un espaciamiento mínimo, igual o menor a la mitad del diámetro efectivo, con un recubrimiento mínimo de 5 centímetros.

$$S = \frac{d}{2}$$

Donde:

d = ancho de la columna menos el recubrimiento en metros

S = espaciamiento en metros

$$d = 0,50 - 0,05 = 0,45 \text{ m}$$

$$S = \frac{0,45}{2} = 0,225 \text{ m} = 22,5 \text{ cm}$$

Se utilizará 8 No. 5/8" + estribos No. 3/8" @ 0,20 cm

- Diseño de zapatas

Peso de la estructura:

Peso del pedestal = volumen * peso específico del concreto

$$\text{Peso del pedestal} = 0,50 \text{ m} * 0,50 \text{ m} * 1,50 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 900 \text{ kg}$$

$$P \text{ total} = 19\,417,94 \text{ kg} + 900 \text{ kg} = 20\,317,94 \text{ kg} = 20,32 \text{ t}$$

- Verificación por volteo

La carga del sismo se toma como:

$$F_s = 10\% (P \text{ total})$$

$$H = h_{\text{pedestal}} + h_{\text{torre}} + h/2_{\text{tanque}}$$

Donde:

FS = fuerza de sismo

H = altura desde la base del pedestal hasta la mitad del depósito (m)

P total = peso total de la estructura (P total)

l = mitad entre la separación de dos columnas consecutivas (m)

$$F_s = 0,10 * 20,32 \text{ t} = 2,03 \text{ t}$$

$$H = 1,50 + 16,50 + 2,75 = 20,75 \text{ m}$$

$$M_v = F_s * H$$

$$X_u = \frac{M_v}{P_{\text{total}}}$$

$$M_e = P_{\text{total}} * L$$

Donde:

MV = momento de volteo (t-m)

Xu = distancia de desplazamiento del peso de la estructura del eje de soporte

Me = momento estabilizante (t-m)

L = diámetro a centro de columnas (m)

CE = coeficiente de estabilidad

$$M_v = 2,03 \text{ t} * 20,75 \text{ m} = 42,12 \text{ t-m}$$

$$X_u = \frac{42,12 \text{ t-m}}{20,32 \text{ t}} = 2,07 \text{ m}$$

$$Me = 20,32 \text{ t} \cdot 7,20\text{m} = 146,30 \text{ t-m}$$

$$CE = \frac{Me}{Mv}$$

$$CE = \frac{146,30}{42,12} = 3,47 \geq 1,5$$

Con el coeficiente de estabilidad, se chequea que la relación del momento estabilizante y el momento de volteo sea $\geq 1,5$, garantizando la estabilidad de la zapata.

- Cálculo de cargas

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

$$L = 0,50 \text{ (ancho de pedestal)}$$

$$\text{Peso del cuerpo del tanque} = 2\,519,31 \text{ kg}$$

$$\text{Peso del líquido} = 65\,000,00 \text{ kg}$$

$$\text{Carga muerta} = 2,52 \text{ t}/4 = 0,63 \text{ t}$$

$$\text{Carga viva} = 65 \text{ t}/4 = 16,25 \text{ t}$$

- Diseño de área de zapatas

$$A_{\text{zapata}} = \frac{Pt}{Vs}$$

Donde:

Pt = carga de trabajo en tonelada

Vs = valor soporte del suelo en t/m^2

$$A_{\text{zapata}} = \frac{(0,63 \text{ t} + 16,25 \text{ t})}{15 \text{ t/m}^2} = 1,12 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{zapata}} = 1,20 * 1,12 = 1,35 \text{ m}^2$$

$$L = \sqrt{1,35 \text{ m}^2} = 1,16 = 1,50 \text{ m}$$

- Carga de diseño

$$P_d = \frac{P_u}{A_{\text{zapata}}}$$

Donde:

P_d = carga de diseño

$$P_u = (1,4 * CM + 1,7 * CV)$$

$$P_u = (1,4 * 0,63 + 1,7 * 16,25)$$

$$P_u = 28,51 \text{ t}$$

$$P_d = \frac{28,51 \text{ t}}{2,25 \text{ m}^2} = 12,67 \text{ t/m}^2$$

- Verificar por flexión

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

$$V_u = P_d * A$$

$$A = L \cdot d$$

Donde:

V_u = esfuerzo de corte actuante

V_c = resistencia última del concreto por corte

Chequeo $V_c > V_u$

$$V_c = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{210} \cdot 150 \cdot d / 1000$$

$$V_c = 979,25 \cdot (d / 1000)$$

$$V_u = 12,67 \text{ t/m}^2 \cdot 1,50 \cdot ((1,50 - 0,50) / 2) - (d / 100)$$

$$V_u = 19,00 \cdot (0,50 - d / 100)$$

$$d = 0,40 \text{ m} = 40 \text{ cm}$$

$$V_c = 979,25 \cdot (40 / 1000) = 39,17 \text{ t}$$

$$V_u = 19,00 \cdot (0,50 - 40 / 100) = 1,9 \text{ t}$$

$39,17 \text{ t} > 1,90 \text{ t}$ la condición si cumple $V_c > V_u$

- Verificación por punzonamiento

$$V_c = 0,85 \cdot 1,06 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$V_u = P_d \cdot (A_{\text{zapata}} - A_{\text{punzonante}})$$

$$d = t - \text{recubrimiento} - (\Phi/2)$$

$$d = 40 - 7,5 - (5/8 \cdot 2,54 / 2) = 31,71 \text{ cm} = 32 \text{ cm}$$

b_o = perímetro punzonante

$$b_o = 4 \cdot (40 + d)$$

$$b_o = 4 \cdot (40 + 31,70) = 286,80 \text{ cm}$$

$$A_{\text{punzonamiento}} = ((40 + d/2)/100)^2$$

$$A_{\text{punzonamiento}} = ((40 + 31,71/2)/100)^2 = 0,31 \text{ m}^2$$

$$V_c = 0,85 \cdot 1,06 \cdot (d/1000) \cdot b_o \cdot \sqrt{210}$$

$$V_c = 0,85 \cdot 1,06 \cdot (31,71/1000) \cdot 286,80 \cdot \sqrt{210} = 118,74 \text{ t}$$

$$V_u = 12,67 \text{ t/m}^2 \cdot ((1,50 \cdot 1,50) - 0,31) = 24,58 \text{ t}$$

$118,74 \text{ t} > 24,58 \text{ t}$ la condición si cumple $V_c > V_u$

- Diseño de acero de refuerzo

$$M = Pd \cdot \left(\frac{L^2}{2} \right)$$

$$L = \left(\frac{l}{2} - \frac{n}{2} \right)$$

Donde:

$l/2$ = longitud media de la zapata

$n/2$ = longitud media de la sección de la columna (pedestal)

$$L = \left(\frac{1,50}{2} - \frac{0,50}{2} \right) = 0,50 \text{ m}$$

$$M = 12,67 \text{ t/m}^2 * \left(\frac{0,50^2}{2} \right) = 1,58 \text{ t} = 1\,583,75 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{M}{\beta * f'c * (d-t)}$$

$$d = 31,71 \text{ cm}$$

$$b = 150 \text{ cm}$$

$$\beta = 0,85$$

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

$$t = 7,5 \text{ recubrimiento m\u00ednimo}$$

$$A_s = \frac{1\,583,75 \text{ kg} * 100 \text{ cm}}{0,85 * 210 * (31,71 - 7,5)} = 36,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separaci\u00f3n} = \frac{2,84 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{36,65 \text{ cm}^2} = 7,75 \text{ cm}$$

El armado se har\u00e1 con 11 No. 6/8 pulgadas @ 0,10 metros en ambos sentidos de la zapata, con dimensiones de 1,50 metros * 1,50 metros con un peralte de 0,40 metros.

3.10.4. Línea de distribución

El diseño de la línea de distribución para este proyecto, se realizó por medio del sistema de ramales abiertos, tomando en cuenta que para el diseño, se tiene la condición de utilizar el mayor entre el caudal de uso simultáneo y el caudal hora máximo, pero nunca menor a 0,20 litros/segundo.

Se diseña el ramal 4 comprendido entre la estación E-0 y la R-0,7 donde los datos son los siguientes:

E-0 cota de terreno:	1 000,00 m
R-7 cota de terreno:	1 000,27 m
Longitud:	51 m
C de tubería PVC:	150
Total de tubos:	9 tubos

- Caudal de diseño (Q_{di})

$$Q \text{ uso simultáneo} = 0,15\sqrt{182-1} = 2,02 \text{ l/s}$$

$$Q \text{ hmax} = \left(\frac{1\ 092 \cdot 100}{86\ 400} \right) * 2 = 2,58 \text{ l/s}$$

Q_{di} = mayor valor entre (Q uso simultáneo y Q hmax) ≥ 0,20 l/s

Q_{di} = 2,58 l/s

- Cálculo del diámetro teórico

$$D = \sqrt[4,87]{\frac{1\,743,811 * 54 * 2,58^{1,85}}{150^{1,85} * 0,265}} = 2,947 \text{ pulg}$$

Por razones comerciales el diámetro a utilizar será de 3 pulgadas con un diámetro interior de 3,23 pulgadas.

- Cálculo de la pérdida real

$$Hf_{3"} = \frac{1\,743,811 * 54 * 2,58^{1,85}}{150^{1,85} * 3,23^{4,87}} = 0,17 \text{ m}$$

- Cálculo de la velocidad

$$V = \frac{1,974 * 2,58}{3,23^2} = 0,49 \text{ m/s}$$

$0,4 \leq 0,49 \leq 3,0$ metros/segundo. Por lo que si se encuentra la velocidad dentro de los límites.

- Cálculo de la cota piezométrica

Cota inicial = cota piezométrica final de la estación anterior

Cota inicial = 1 016,60 m

Cota final = cota piezométrica inicial-Hf

Cota final = $1\ 016,60 - 0,17 = 1\ 016,43$ m

- Cálculo de la presión dinámica

Inicial = cota piezométrica inicial-cota de terreno inicial

Inicial = $1\ 016,60 - 1\ 000 = 16,60$ m.c.a.

Final = cota piezométrica final-cota de terreno final

Final = $1\ 016,43 - 1\ 000,265 = 16,17$ m.c.a.

- Cálculo de la presión estática

Inicial = nivel estático-cota de terreno inicial

Inicial = $1\ 016,86 - 1\ 000 = 16,86$ m.c.a.

Final = nivel estático-cota de terreno final

Final = $1\ 016,86 - 1\ 000,265 = 16,59$ m.c.a.

Todos los cálculos de la red de distribución están expresados en el apéndice.

3.11. Obras hidráulicas y otros detalles

Las obras de arte más comúnmente utilizadas en la línea de conducción, detallándose a partir del inciso 3.11.1 hasta el 3.11.5, detallando cual es la función de cada una.

3.11.1. Caja rompepresión

Se usa para controlar la presión interna de la tubería, aliviando la presión en la línea de conducción o de distribución, evitando así la falla de la tubería y accesorios, cuando la presión estática de diseño iguala o supera a la presión de trabajo máxima de los mismos.

Esta tiene en la entrada una caja y una válvula de compuerta, tubería de desagüe y rebalse o válvula de flote, según fuere el caso y su pichacha en la tubería de salida.

3.11.2. Válvula de limpieza

Estas válvulas sirven para extraer de la tubería la arena que haya ingresado a la tubería, esta se deposita regularmente en los puntos más bajos del perfil. Junto a esta válvula se coloca una de compuerta de diámetro igual a la de la tubería en donde se utilizan, no siendo menor de 2 pulgadas.

3.11.3. Válvula de aire

Las válvulas de aire se colocan en los puntos altos de la línea de conducción teniendo la función de expulsar el aire, ya que en los puntos altos es donde tiende a quedar atrapado el aire, en algunos casos la cantidad acumulada de aire puede ser tanta que puede llegar a impedir completamente la circulación del agua.

La instalación de las válvulas de aire permite tanto el ingreso como la salida del aire y el diámetro a usar en una válvula de aire es normalmente de 3/4 pulgadas.

3.11.4. Válvula de compuerta

Las válvulas de compuerta sirven para abrir o cerrar el flujo de agua en un sistema de agua, en algunas ocasiones le da mal uso utilizándola para regular el flujo.

Las válvulas de compuerta pueden ser de diferentes materiales como hierro fundido, bronce o de plástico. En este sistema de agua para la aldea Anguiatú, Frontera se utilizarán válvulas de bronce por ser más económicas.

3.11.5. Válvula de alivio

Las válvulas de alivio son de acción automática para tener regulación en la presión y sirven para compensar el golpe de ariete, abriéndose lentamente conforme va aumentando la presión para regularla.

3.12. Desinfección del agua

Este es un tratamiento que tiene como objetivo garantizar la potabilidad del agua desde el punto de vista microbiológico, asegurando la ausencia de microorganismos patógenos. Este proceso se realiza por medio de la aplicación de medios físicos o químicos para potabilizar el agua.

El tratamiento de desinfección, que se le debe dar al agua para consumo humano, es para control sanitario y generalmente se utiliza en comunidades del área rural, la cuales cuentan con agua por medio de nacimientos o pozos mecánicos.

Existen diversos medios utilizados para la desinfección como:

- Desinfección por medio de rayos ultravioleta
- Desinfección por medio de ozono
- Desinfección por medio de cloro
- Desinfección por medio de yodo

Para obtener resultados, es necesario que el cloro haya estado en contacto con el agua en un período de 20 minutos aproximadamente, contados a partir de la aplicación al agua. La dosis que se debe colocar, dependerá del grado de contaminación en que se encuentre en el agua.

Es importante que las tuberías y las estructuras sean desinfectadas antes de que el sistema se ponga en operación, esta limpieza se realiza dejando circular agua a través del sistema y descargándolas por todas las salidas que existan en el sistema. Posteriormente se llena nuevamente con una mezcla de agua e hipoclorito de calcio, permitiendo un período de contacto por lo menos 24 horas antes de poder vaciarlo, luego de esto se puede poner a funcionar el sistema.

3.12.1. Dosificación de cloro

La desinfección se realizará mediante el uso de pastillas o tabletas de cloro, ya que es efectivo, económico y fácil de utilizar, resolviendo el problema de la presencia mínima del olor a materia orgánica.

Las pastillas, tienen un tamaño de 3 pulgadas de diámetro, por 1 pulgada de espesor, con una solución de cloro al 90% y un 10% de estabilizador, el peso de la tableta es de 200 gramos y la velocidad que se disuelve en agua en reposo es de 15 gramos en 24 horas.

Para determinar la cantidad necesaria de tabletas de cloro para el caudal de agua de este proyecto, se utiliza la fórmula:

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

Donde:

G = gramos de tricloro

C = miligramos por litro

M = litros de agua a tratarse por día

D = días que durará el tricloro

% Cl = concentración de cloro

Se determina la cantidad de tabletas de tricloro para clorar el agua, en un período de 15 días:

$$M = Qm * 86\ 400$$

$$M = 1,45 * 86\ 400 = 125\ 280 \text{ l/día}$$

$$G = \frac{0,001 * 125\ 280 * 15}{0,9} = 2\ 088 \text{ gr}$$

Encontrando las tabletas necesarias para 15 días:

$$\text{No. de tabletas} = \frac{2\ 088\ \text{gr}}{200\ \text{gr}} = 11\ \text{tabletas}$$

3.13. Programa de operación y mantenimiento

Para que un sistema de abastecimiento de agua potable funcione correctamente, se tiene que contemplar un programa de operación y mantenimiento tanto para los equipos como para la infraestructura, lo que ayudará a determinar la vida útil del proyecto.

La operación son las acciones externas que se ejecutan a las instalaciones o equipos, sin afectar su naturaleza y características internas.

El mantenimiento son las acciones internas que se ejecutan a las instalaciones o equipos y que de algún modo alteran su naturaleza o partes que constituyen el sistema. Estas acciones internas tienen la función de prevenir o reparar los daños.

Existen dos clases de mantenimiento, el correctivo y el preventivo.

- Mantenimiento correctivo

Este consiste en la reparación inmediata y oportuna de cualquier daño que se produzca en las instalaciones o equipos. Este tipo de mantenimiento puede ser llevado a cabo sin haber sido programado, debido a que los daños pueden ser ocasionados por diferentes circunstancias.

- Mantenimiento preventivo

Este consiste en la ejecución de un conjunto de acciones internas en las instalaciones o el equipo para evitar que se produzcan daños. Todas las intervenciones deberán ser programadas con intervalos periódicos, ajustándolo a las necesidades del proyecto.

3.14. Elaboración de planos

Los planos elaborados del sistema de agua potable son los siguientes:

- Planta general
- Densidad de vivienda
- Planta perfil
- Conexión domiciliar

3.15. Presupuesto

El presupuesto presentado de este proyecto, se elaboró calculando la cantidad de materiales, mano de obra tanto la calificada como no calificada, con base a precios manejados en la región, de esta manera se obtienen los costos directos, a esto se le agregan los costos indirectos como gastos administrativos, utilidades, transporte, supervisión, etcétera.

Tabla XIII. Presupuesto

PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA EL BARRIO LA PROLAC, ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA					
No.	REGLÓN	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD	COSTO UNITARIO Q	COSTO TOTAL Q
1	RÓTULO	UNIDAD	1	2 956,15	2 956,15
2	TOPOGRAFÍA	KM	3	674,70	2 024,10
3	BODEGA	M2	40	140,69	5 627,70
4	COLECTOR TUBO NOVAFORT Ø 6"	ML	3,132	277,45	868 973,40
5	COLECTOR TUBO NOVAFORT DE Ø 8"	ML	397	271,12	107 633,75
6	COLECTOR TUBO NOVAFORT DE Ø 10"	ML	259	371,62	96 248,40
7	COLECTOR TUBO NOVAFORT DE Ø 12"	ML	57	446,36	25 442,35
8	POZOS DE VISITA 1.05 A 2.00	UNIDAD	20	6 024,88	120 497,65
9	POZOS DE VISITA 2.01 A 3.00	UNIDAD	29	8 455,14	245 199,20
10	POZOS DE VISITA 3.01 A 3.45	UNIDAD	9	1 014,03	9 126,27
11	CONEXIÓN DOMICILIAR	UNIDAD	457	1 489,85	680 860,25
12	TRANSPORTE	VIAJE	8	511,00	4 088,00
COSTO TOTAL					2 168 677,20
EL COSTO DEL PROYECTO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA DE LA ALDEA ANGUIATU FRONTERA, ASCIENDE A LA CANTIDAD DE DOS MILLONES CIENTO SESENTA Y OCHO MIL SEISCIENTOS SETENTA Y SIETE CON VEINTE CENTAVOS.					

Fuente: elaboración propia.

3.16. Propuesta de tarifa de servicio

En un sistema de agua potable el gasto que ocasiona la construcción, no es el único efectuado, sino también la fase de operación y mantenimiento adecuado, esto servirá para garantizar la sostenibilidad del proyecto durante el período para el cual haya sido diseñado.

- Costo de operación

Se asigna un fontanero para efectuar revisiones periódicas al sistema de agua, laborando 15 días al mes, para las obras de arte, tanque de distribución y operación del sistema de cloración. El cálculo de salario se hace con base en las leyes laborales vigentes en el país.

Salario mínimo para actividad no agrícola	Q 2 040,00 (mensual)
Aguinaldo	Q 2 039,18 (anual)
Bono 14	Q 2 039,18 (anual)
Vacaciones	Q 1 006,13 (anual)

Cálculo mensual:

Salario mínimo para actividad no agrícola	Q 2 040,00 (mensual)
Aguinaldo	Q 169,93 (mensual)
Bono 14	Q 169,93 (mensual)
Vacaciones	<u>Q 83,84 (mensual)</u>
	Q 2 463,70 (mensual)

El salario por día es de Q82,12 (diario), por lo que el fontanero en 15 días que labore devengará Q1 231,85.

Energía del generador mensual	= 1 807,97 kW*1,55 = Q2 259,96
Costo de operación total	= Q3 491,81

- Costo de mantenimiento

El costo de mantenimiento, consiste en la compra de materiales para reemplazarlos cuando sea necesario y herramienta que será utilizada por el fontanero. Se estima que para el costo anual de mantenimiento para la red, el 5 por millar del costo del proyecto, sin incluir lo concerniente al equipo y caseta de bombeo.

Costo de mantenimiento	Q738 888,80*0,005 = Q3 694,44 anual
	Q3 694,44/12 = Q307,87 mensual

Reserva de reposición de equipo de bombeo 10% valor total $(10\% * 96443,10) / 12 = Q803,69$

Mantenimiento del equipo de bombeo 10% valor total $(10\% * 96443,10) / 12 = Q803,69$

Costo de mantenimiento total Q1 915,26

- Costo de tratamiento

Este gasto es ocasionado por la compra de las pastillas de cloro, que se utilizará mensualmente para desinfectar el agua.

- Costo de tratamiento

22 pastillas/mes * Q11,00 c/u = Q242,00

- Gastos administrativos

Estos servirán para mantener un fondo para gastos de útiles de oficina, viáticos y otros gastos que surjan durante el funcionamiento. Este puede ser estimado como el 10% de la suma de los costos de operación, mantenimiento y tratamiento.

Costos de operación	Q3 491,81/mes
Costos de mantenimiento	Q1 915,26/mes
Costos de tratamiento	<u>Q242,00/mes</u>
Costo total	Q5 649,07/mes

Gasto administrativo 10% es de Q564,91

La propuesta de la tarifa consiste en la relación de los gastos de operación y mantenimiento, dividido dentro del número de conexiones del sistema a abastecer.

Costos de operación	Q3 491,81/mes
Costos de mantenimiento	Q1 915,26/mes
Costos de tratamiento	Q242,00/mes
Gasto administrativo	<u>Q564,91/mes</u>
	Q6 213,98/mes

No. de conexiones = 109

Tarifa propuesta por conexión	Q57,00/mes
Aproximadamente	Q60,00/mes

3.17. Cronograma de ejecución

En el cronograma de ejecución se da información, de la fecha estimada en que el proyecto de sistema de agua potable, se desarrollará bajo el supervisor encargado.

CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN DEL PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALDEA ANGUIATU FRONTERA, ASUNCIÓN MITA, JUTAPA													
No.	REGLON	CANTIDAD	UNIDAD	MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5	MES 6				
1	Rótulo	1	U										
2	Bodega	1	U										
3	Topografía	2	KM										
4	Muestreo y calidad del agua	2	U										
5	Equipo de bombeo	1	U										
6	Caseta de bombeo	1	U										
7	Línea de impulsión	30	M										
8	Línea de distribución	1 753	M										
9	Valvula de control Ø 2½" con caja	2	U										
10	Anclajes para tubería HG concreto armado	5	U										
11	Tanque metálico elevado	1	U										
12	Sistema de desinfección	1	U										
13	Conexiones prediales con contador	211	U										
14	Transporte	8	VIAJE										

Fuente: elaboración propia.

3.18. Evaluación socioeconómica

Se hizo un análisis socioeconómico del proyecto de sistema de agua potable, para determinar si existe utilidades o determinar si es un proyecto autosostenible .

3.18.1. Valor Presente Neto

El Valor Presente Neto (VPN) puede desplegar tres posibles respuestas:

$$\text{VPN} < 0$$

$$\text{VPN} > 0$$

$$\text{VPN} = 0$$

Cuando $\text{VPN} < 0$, y el resultado es un valor negativo muy grande alejado de cero, está advirtiéndole que el proyecto no es rentable.

Cuando $\text{VPN} = 0$, indica exactamente que se está generando el porcentaje de utilidad que se desea.

Cuando el $\text{VPN} > 0$, está indicando que la opción es rentable.

Detalle del cálculo de VPN del proyecto:

Inversión inicial	Q835 331,90
Costos de operación y mantenimiento	Q5 407,07/mes
Costos de operación y mantenimiento	Q64 884,84/anual

Tiempo de diseño = 22 años

Tasa de i de 10% anual

$$\text{VPN} = \text{Inversión inicial} - \text{costos de op. y mantenimiento anual} \frac{(1+i)^{(n-1)}}{i(1+i)^n}$$

$$\text{VPN} = -835\,331,90 + 64\,884,84 \frac{(1+0,1)^{(22-1)}}{0,1(1+0,1)^{22}} = -245\,469,71$$

Esto indica que el proyecto no es rentable, pero como es un proyecto de beneficio para la comunidad, no debe considerarse de forma lucrativa.

3.18.2. Tasa Interna de Retorno

La Tasa Interna de Retorno, se interpreta como la tasa mínima que tiene un proyecto para recuperar la inversión sin tener ganancias. En este caso, por ser un proyecto social no se recuperará la inversión inicial, por lo que no tiene Tasa Interna de Retorno.

3.19. Evaluación de impacto ambiental inicial

Mediante el estudio de impacto ambiental inicial, se determinó los impactos negativos del proyecto se dan solamente en las etapas de construcción y operación del proyecto.

Los factores que afectan al ambiente, durante la construcción son el suelo y la salud. Por lo que se recomienda verificar la etapa de compactación, para evitar hundimientos y provocar fisuras en la tubería; para evitar el polvo, se deberá programar un horario adecuado para labores de zanjeo, realizándolo durante corto tiempo en el día.

También se debe proteger adecuadamente las obras hidráulicas y tubería del proyecto durante la construcción y no dejar tubería expuesta por largo período de tiempo.

Los factores que afectan al ambiente durante la operación son el suelo y la salud, por lo que se recomienda verificar la etapa de compactación y colocación de la tubería para evitar hundimientos, que podrían ocasionar fisuras o quebrar la tubería. Se debe verificar y reparar inmediatamente, cualquier fuga de agua, ya que esto podría ocasionar contaminación de la misma y provocar enfermedades gastrointestinales en la población.

Se debe supervisar si están siendo ejecutadas las medidas de mantenimiento de cada uno de los artefactos que componen el sistema de introducción de agua potable a la comunidad, teniendo un constante monitoreo en épocas de lluvia ya que con las inundaciones ocurre arrastre de materiales o cuerpos extraños que puedan dañar las obras hidráulicas y tubería del proyecto.

CONCLUSIONES

1. Los proyectos diseñados para el barrio La Prolac y la aldea Anguiatú Frontera, son de beneficio para las poblaciones, ya que estos contribuyen al desarrollo del lugar y brindarán una mejor calidad de vida para los habitantes.
2. El diseño del sistema de drenaje, se diseñó con base en las normas del fabricante, para solucionar el problema de profundizar demasiado las tuberías, debido a que las Normas de IMFOM, no se ajustan a la ubicación del proyecto, este problema es ocasionado por la poca pendiente del terreno, donde se hizo el análisis de diseño.
3. La solución para abastecer la demanda de agua en la aldea Anguiatú Frontera es por medio de un sistema por bombeo, cuyo costo de operación y mantenimiento es alto, comparado al sistema por gravedad con la que cuentan otras comunidades.
4. Al realizar el estudio socioeconómico de los proyectos, se obtiene un Valor Presente Neto negativo, esto es indicativo de que no es factible la realización de los mismos, pero como son obras sociales no debe considerarse como proyectos sin utilidades.
5. El precio por metro lineal del sistema de agua potable es de Q417,67 por metro lineal, se considera aceptable porque se encuentra dentro de los rangos Q300,00 a Q500,00 que maneja la Municipalidad de Asunción Mita para esta clase de proyectos.

6. El precio por metro lineal del sistema de drenaje es de Q722,89 por metro lineal, se considera aceptable porque se encuentra dentro de los rangos Q600,00 a Q800,00 que maneja la Municipalidad de Asunción Mita para esta clases de proyectos.
7. En el análisis fisicoquímico, el agua cumple con todos los parámetros, pero, en el análisis bacteriológico cumple a excepción de los parámetros de olor, debido a que tiene ligeramente olor a materia orgánica.
8. Durante la construcción de ambos proyectos, pueden existir diversos factores que puedan causar impacto ambiental, contaminación de fuentes superficiales y generación de polvo debido al movimiento de tierra.

RECOMENDACIONES

1. Educar a los usuarios para darle un uso adecuado al sistema de drenaje sanitario, para evitar obstaculizaciones del sistema.
2. Revisar el sistema de cloración a cada 15 días, ya que es de suma importancia la potabilidad del agua para consumo humano de la población beneficiada, de esta manera se evitarán enfermedades gastrointestinales en los consumidores.
3. Revisar la bomba cada 6 meses, para darle mantenimiento preventivo y a cada 7 años cuando cumpla el tiempo de vida útil, reemplazarla por una bomba nueva de igual potencia, debido a que el diseño fue realizado para un período de 22 años.
4. Monitorear y darle mantenimiento a cada uno de los proyectos que se ejecuten a cada 6 meses, para que puedan ser funcionales.
5. Solicitar ayuda financiera a entidades públicas, para amortizar el costo de cada proyecto.
6. Para solucionar el problema de olor ligeramente a materia orgánica, se debe clorar el agua, cada 15 días tal como fue diseñado el sistema de cloración.

7. Para evitar el polvo, será necesario programar adecuadamente el horario de las labores de zanjeo, asignando personal para riego y evitar el arrastre de partículas por el viento.

BIBLIOGRAFÍA

1. AGUILAR RUIZ, Pedro. *Apuntes sobre el curso de Ingeniería Sanitaria*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2007. 170 p.
2. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural Sísmica. *Normas estructurales de diseño y construcción recomendadas para la República de Guatemala*. Guatemala: AGIES, 2002. 63 p.
3. CABRERA RIEPELE, Ricardo Antonio. *Apuntes de Ingeniería Sanitaria 2*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1989. 158 p.
4. Instituto de Fomento Municipal. *Normas generales para el diseño de alcantarillados*. Guatemala: INFOM, 2009. 38 p.
5. *Manual técnico para tubosistemas de alcantarillado*. Guatemala: NOVAFORT Y NOVALOC, 2009. 44 p.
6. Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales. *Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales*. Guatemala: UNEPAR, 1997. 66 p.

7. VALLS ROBLES, Fernando. *Ayuda para el diseño de tanques metálicos elevados para agua*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de ingeniería, 2003. 104 p.

APÉNDICES

- Apéndice 1. Cálculos hidráulicos del drenaje sanitario
- Apéndice 2. Cálculos hidráulicos de la red de distribución
- Apéndice 3. Análisis físico-químico
- Apéndice 4. Análisis bacteriológico
- Apéndice 5. Planos

Apéndice 1. Cálculo hidráulico del sistema de drenaje sanitario para el barrio La Prolac, Asunción Mita, Jutiapa

CÁLCULO HIDRÁULICO DEL SISTEMA SANITARIO PARA EL BARRIO LA PROLAC, ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA.																																	
DE PV	A PV	COTA DE TERRENO		DIST. (m)	PENDIENTE TERRENO	NO. DE CASAS		POBLACION		Factor del Caudal de Diseño	FAC. HARDMON		caudal de diseño actual q = l/s	caudal de diseño futuro q = l/s	Ø TUBO	No de tubos	PEND. TUB %	AREA TUBO m²2	Velocidad seccion llena	capacidad llena Q= l/s	relaciones q/Q actual	relacion v/v actual	velocidad v(m/s) actual	tirante d/D actual	relaciones q/Q futuro	relacion v/v futuro	velocidad v(m/s) futuro	tirante d/D futuro	altura pozo agua arriba	cota invert agua arriba	altuar pozo agua abajo	cota invert agua abajo	volumen excavacion entre pozo m3
		INICIO	FINAL			LOCAL	ACUMULADA	ACTUAL	FUTURO		ACTUAL	FUTURO																					
1	2	1000.00	999.67	64	0.52	7	7	42	42	0.0046	4.33	4.33	0.84	0.84	6	11	1.25	0.01824145	1.2640	23.06	0.03628	0.47301	0.60	0.13	0.0363	0.47301	0.60	0.13	1.05	998.95	1.52	998.15	49.39
11	14	999.90	1000.30	45	-0.89	6	6	36	36	0.0046	4.34	4.34	0.72	0.72	6	8	1.42	0.01824145	1.3477	24.58	0.02924	0.44288	0.60	0.12	0.0292	0.44288	0.60	0.12	1.05	998.85	2.09	998.21	42.42
14	13	1000.30	1000.28	88	0.02	23	29	174	174	0.0046	4.17	4.17	3.34	3.34	6	15	0.40	0.01824145	0.7140	13.03	0.25621	0.83662	0.60	0.35	0.2562	0.83662	0.60	0.35	2.12	998.18	2.45	997.83	120.65
13	12	1000.28	999.76	78.86	0.66	17	46	276	276	0.0046	4.09	4.09	5.20	5.20	8	14	0.30	0.03242925	0.7567	24.54	0.21181	0.79154	0.60	0.31	0.2118	0.79154	0.60	0.31	2.48	997.80	2.20	997.56	110.72
12	5	999.76	999.72	58.8	0.07	9	55	330	330	0.0046	4.06	4.06	6.16	6.16	8	10	0.27	0.03242925	0.7155	23.20	0.26565	0.84423	0.60	0.35	0.2657	0.84423	0.60	0.35	2.23	997.53	2.35	997.37	80.79
9	7	999.95	999.85	32	0.31	2	2	12	12	0.0046	4.41	4.41	0.24	0.24	6	6	3.62	0.01824145	2.1535	39.28	0.00619	0.27652	0.60	0.06	0.0062	0.27652	0.60	0.06	1.05	998.90	2.11	997.74	30.36
8	7	999.85	999.85	25.73	0.00	5	5	30	30	0.0046	4.35	4.35	0.60	0.60	6	5	1.66	0.01824145	1.4596	26.63	0.02257	0.40873	0.60	0.10	0.0226	0.40873	0.60	0.10	1.05	998.80	1.48	998.37	19.55
7	6	999.85	999.84	8	0.12	1	8	48	48	0.0046	4.32	4.32	0.95	0.95	6	2	1.13	0.01824145	1.2009	21.91	0.04352	0.49963	0.60	0.14	0.0435	0.49963	0.60	0.14	2.14	997.71	2.22	997.62	10.46
6	5	999.84	999.72	31.5	0.38	7	15	90	90	0.0046	4.26	4.26	1.76	1.76	6	6	0.67	0.01824145	0.9245	16.86	0.10448	0.64728	0.60	0.22	0.1045	0.64728	0.60	0.22	2.25	997.59	2.34	997.38	43.38
5	2	999.72	999.67	47	0.11	7	70	420	420	0.0046	4.01	4.01	7.75	7.75	8	8	0.23	0.03242925	0.6636	21.52	0.36021	0.91748	0.61	0.41	0.3602	0.91748	0.61	0.41	2.38	997.34	2.44	997.23	67.96
2	3	999.67	999.34	53	0.62	8	85	510	510	0.0046	3.97	3.97	9.31	9.31	8	9	0.20	0.03242925	0.6105	19.80	0.47041	0.98430	0.60	0.48	0.4704	0.98430	0.60	0.48	2.47	997.20	2.25	997.10	74.97
6	4	999.84	999.50	53	0.64	4	4	24	24	0.0046	4.37	4.37	0.48	0.48	6	9	2.00	0.01824145	1.5994	29.18	0.01653	0.37253	0.60	0.09	0.0165	0.37253	0.60	0.09	1.05	998.79	1.77	997.73	44.88
4	3	999.50	999.34	79.53	0.20	15	19	114	114	0.0046	4.23	4.23	2.22	2.22	6	14	0.55	0.01824145	0.8422	15.36	0.14431	0.71026	0.60	0.26	0.1443	0.71026	0.60	0.26	1.80	997.70	2.08	997.26	92.57
3	24	999.34	999.24	37.84	0.26	5	109	654	654	0.0046	3.91	3.91	11.77	11.77	8	7	0.17	0.03242925	0.5685	18.44	0.63829	1.05993	0.60	0.58	0.6383	1.05993	0.60	0.58	2.28	997.07	2.24	997.00	51.25
24	25	999.24	999.16	37	0.22	4	113	678	678	0.0046	3.90	3.90	12.17	12.17	8	7	0.19	0.03242925	0.5966	19.35	0.62910	1.05662	0.63	0.58	0.6291	1.05662	0.63	0.58	2.27	996.97	2.26	996.90	50.28
20	21	999.12	999.25	80	-0.16	12	12	72	72	0.0046	4.28	4.28	1.42	1.42	6	14	0.80	0.01824145	1.0108	18.44	0.07688	0.59086	0.60	0.19	0.0769	0.59086	0.60	0.19	1.05	998.07	1.82	997.43	68.94
21	22	999.25	999.08	30	0.57	2	14	84	84	0.0046	4.26	4.26	1.65	1.65	6	5	0.70	0.01824145	0.9473	17.28	0.09534	0.62970	0.60	0.21	0.0953	0.62970	0.60	0.21	1.85	997.40	1.89	997.19	33.66
24	22	999.24	999.08	99.84	0.16	12	12	72	72	0.0046	4.28	4.28	1.42	1.42	6	17	0.79	0.01824145	1.0056	18.34	0.07727	0.59276	0.60	0.19	0.0773	0.59276	0.60	0.19	1.05	998.19	1.68	997.40	81.84
22	23	999.08	998.98	36	0.28	2	28	168	168	0.0046	4.17	4.17	3.23	3.23	6	6	0.42	0.01824145	0.7309	13.33	0.24199	0.82243	0.60	0.33	0.2420	0.82243	0.60	0.33	1.92	997.16	1.97	997.01	42.01
23	25	998.98	999.16	96	-0.19	13	41	246	246	0.0046	4.11	4.11	4.66	4.66	6	16	0.31	0.01824145	0.6329	11.55	0.40321	0.94547	0.60	0.44	0.4032	0.94547	0.60	0.44	2.00	996.98	2.48	996.68	129.02
25	27	999.16	999.35	53	-0.35	8	162	972	972	0.0046	3.81	3.81	17.03	17.03	10	9	0.14	0.05067071	0.5866	29.72	0.57279	1.03343	0.61	0.54	0.5728	1.03343	0.61	0.54	2.58	996.58	2.84	996.51	93.36
27	29	999.35	999.54	53	-0.36	9	171	1026	1026	0.0046	3.79	3.79	17.90	17.90	10	9	0.13	0.05067071	0.5701	28.89	0.61966	1.05262	0.60	0.57	0.6197	1.05262	0.60	0.57	2.87	996.48	3.13	996.41	103.35
24	26	999.24	999.51	53	-0.50	9	9	54	54	0.0046	4.31	4.31	1.07	1.07	6	9	1.02	0.01824145	1.1435	20.86	0.05130	0.52311	0.60	0.15	0.0513	0.52311	0.60	0.15	1.05	998.19	1.86	997.65	46.31
26	28	999.51	999.76	51.05	-0.50	10	19	114	114	0.0046	4.23	4.23	2.22	2.22	6	9	0.56	0.01824145	0.8489	15.49	0.14316	0.70867	0.60	0.26	0.1432	0.70867	0.60	0.26	1.89	997.62	2.43	997.33	66.16
28	29	999.76	999.54	37	0.59	3	22	132	132	0.0046	4.21	4.21	2.56	2.56	6	7	0.49	0.01824145	0.7897	14.41	0.17739	0.75443	0.60	0.29	0.1774	0.75443	0.60	0.29	2.46	997.30	2.42	997.12	54.17
29	30	999.54	999.04	56	0.89	8	201	1206	1206	0.0046	3.75	3.75	20.78	20.78	10	10	0.13	0.05067071	0.5627	28.51	0.72885	1.09086	0.61	0.63	0.7288	1.09086	0.61	0.63	3.16	996.38	2.73	996.31	107.20
19	18	999.45	999.34	71	0.15	16	16	96	96	0.0046	4.25	4.25	1.88	1.88	6	12	0.63	0.01824145	0.8990	16.40	0.11440	0.66446	0.60	0.23	0.1144	0.66446	0.60	0.23	1.05	998.40	1.39	997.95	52.02
17	18	999.82	999.34	41.74	1.15	5	5	30	30	0.0046	4.35	4.35	0.60	0.60	6	7	1.65	0.01824145	1.4532	26.51	0.02267	0.41123	0.60	0.10	0.0227	0.41123	0.60	0.10	1.05	998.77	1.26	998.08	28.96
18	31	999.34	999.21	42.88	0.30	5	26	156	156	0.0046	4.19	4.19	3.00	3.00	6	8	0.44	0.01824145	0.7537	13.75	0.21847	0.79977	0.60	0.32	0.2185	0.79977	0.60	0.32	1.42	997.92	1.48	997.73	37.31
32	31	999.37	999.21	80	0.20	17	17	102	102	0.0046	4.24	4.24	1.99	1.99	6	14	0.60	0.01824145	0.8748	15.96	0.12470	0.68121	0.60	0.24	0.1247	0.68121	0.60	0.24	1.05	998.32	1.37	997.84	58.14
31	30	999.21	999.04	41.56	0.41	4	47	282	282	0.0046	4.09	4.09	5.31	5.31	6	7	0.29	0.01824145	0.6084	11.10	0.47804	0.98873	0.60	0.49	0.4780	0.98873	0.60	0.49	1.51	997.70	1.46	997.58	37.03
30	34	999.04	999.12	50	-0.16	3	251	1506	1506	0.0046	3.68	3.68	25.48	25.48	10	9	0.12	0.05067071	0.5513	27.94	0.91211	1.13349	0.62	0.75	0.9121	1.13349	0.62	0.75	2.76	996.28	2.90	996.22	91.98
34	33	999.12	998.57	37	1.49	7	258	1548	1548	0.0046	3.67	3.67	26.13	26.13	12	7	0.11	0.07296582	0.5910	43.12	0.60601	1.04713	0.62	0.56	0.6060	1.04713	0.62	0.56	2.93	996.19	2.42	996.15	59.39
25	35	999.16	998.96	36	0.56	4	4	24	24	0.0046	4.37	4.37	0.48	0.48	6	6	1.99	0.01824145	1.5985	29.16	0.01654	0.37253	0.60	0.09	0.0165	0.37253	0.60	0.09	1.05	998.11	1.57	997.39	28.32
35	36	998.96	998.98	53	-0.03	10	14	84	84	0.0046	4.26	4.26	1.65	1.65	6	9	0.70	0.01824145	0.9486	17.30	0.09521	0.62970	0.60	0.21	0.0952	0.62970	0.60	0.21	1.60	997.36	1.99	996.99	57.08
36	37	998.98	999.09	54.44	-0.21	7	21	126	126	0.0046	4.21	4.21	2.44	2.44	6	10	0.51	0.01824145	0.8091	14.76	0.16552	0.73951	0.60	0.28	0.1655	0.73951	0.60	0.28	2.02	996.96	2.41	996.68	72.35
37	38</																																

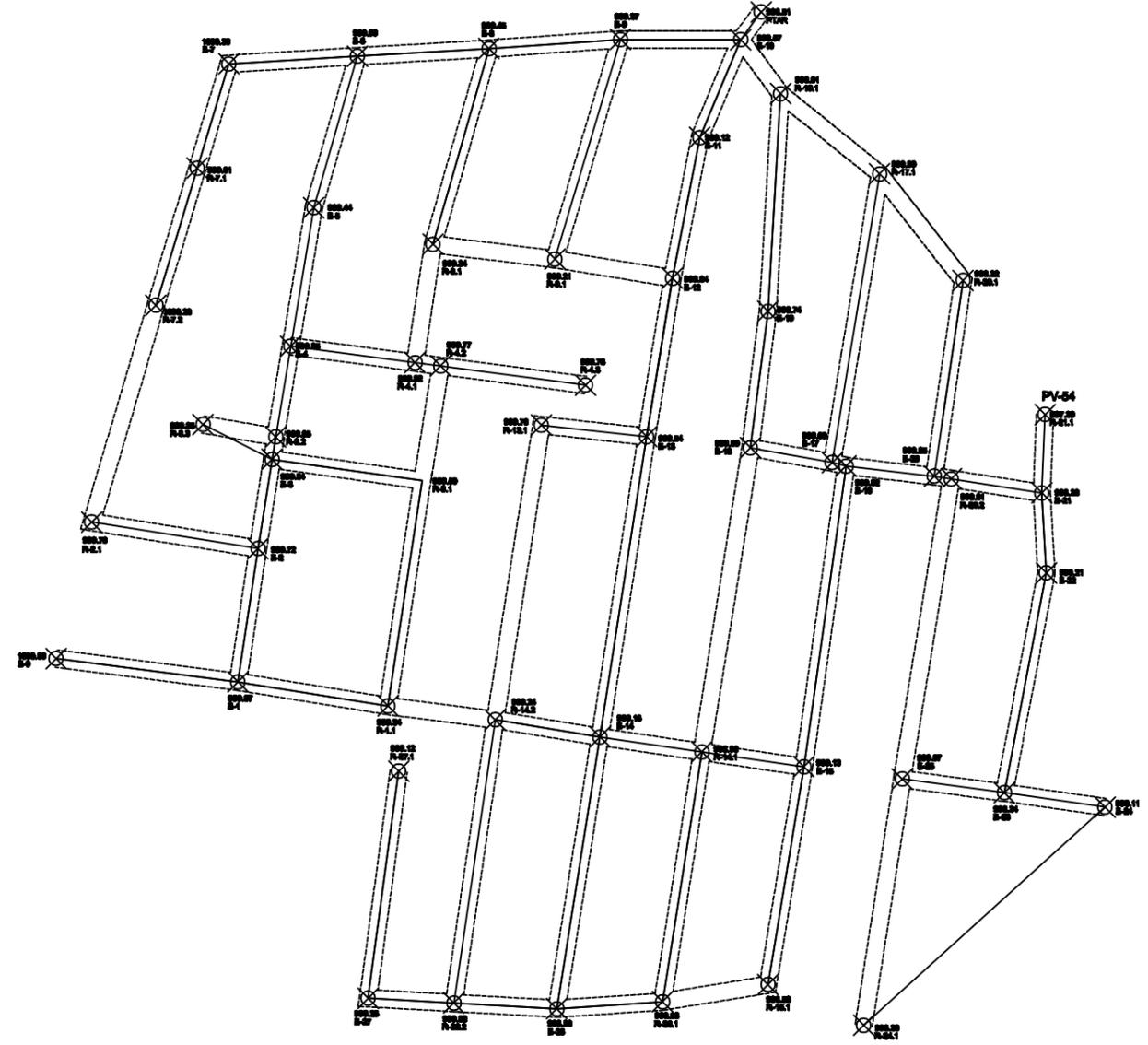
Apéndice 2. Cálculo hidráulico de la red de distribución para la aldea Anguiatú Frontera, Asunción Mita, Jutiapa

CÁLCULO HIDRÁULICO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN PARA LA ALDEA ANGUIATÚ FRONTERA, ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA																			
EST	PO	Cota de terreno		Distacia metros	Distacia metros	Diámetro		Pérdida metros	Cota piezométrica		Clase de tubería	Presión PSI	Coeficiente n	Caudal l/s	Velocidad m/s	Dinámica		Estática	
		Inicio	Final			comercial	interior		inicial	final						inicial	final	inicial	final
LINEA DE DISTRIBUCIÓN																			
RAMAL 1 DE R-0,3 A E-0																			
0.3	0.2	1000.36	999.81	26.54	27.34	3	3.230	0.11	1016.86	1016.75	PVC	160	150	2.95	0.56	16.50	16.94	16.50	17.05
0.2	0	999.81	1000.00	37.00	38.11	3	3.230	0.15	1016.75	1016.60	PVC	160	150	2.95	0.56	16.94	16.60	17.05	16.86
RAMAL 2 DE E-0 A R-0,4																			
0	0.4	1000.00	999.07	104.00	107.12	1	1.195	3.86	1016.60	1012.74	PVC	160	150	0.70	0.97	16.60	13.67	16.86	17.79
RAMAL 3 DE E-0 A R-0,5																			
0	0.5	1000.00	999.84	70.00	72.10	3/4	0.926	1.42	1016.60	1015.17	PVC	250	150	0.26	0.60	16.60	15.33	16.86	17.02
RAMAL 4 DE E-0 A R-0,7																			
0	0.7	1000.00	1000.27	51.00	52.53	3	3.230	0.17	1016.60	1016.43	PVC	160	150	2.58	0.49	16.60	16.17	16.86	16.59
RAMAL 5 DE R-0,7 A E-2,2																			
0.7	0.6	1000.27	1000.19	12.56	12.94	1	1.195	0.31	1016.43	1016.12	PVC	160	150	0.56	0.78	16.17	15.93	16.59	16.67
0.6	1.2	1000.19	999.64	71.38	73.52	1	1.195	1.74	1016.12	1014.38	PVC	160	150	0.56	0.78	15.93	14.74	16.67	17.22
1.2	2.2	999.64	996.63	159.59	164.38	1	1.195	3.90	1014.38	1010.48	PVC	160	150	0.56	0.78	14.74	13.86	17.22	20.23
RAMAL 6 DE R-0,7 A E-1																			
0.7	1	1000.27	1000.64	9.00	9.27	2 1/2	2.655	0.06	1016.43	1016.37	PVC	160	150	2.33	0.65	16.17	15.73	16.59	16.22
RAMAL 7 DE E-0 A R-0,4																			
1	1.1	1000.64	1001.14	154.00	158.62	1	1.195	3.26	1016.37	1013.11	PVC	160	150	0.52	0.72	15.73	11.97	16.22	15.72
RAMAL 8 DE E-1 A E-2																			
1	2	1000.64	999.51	89.00	91.67	2 1/2	2.655	0.53	1016.37	1015.84	PVC	160	150	2.14	0.60	15.73	16.33	16.22	17.35
RAMAL 9 DE E-2 A R-2,1																			
2	2.1	999.51	996.79	141.95	146.21	1	1.195	2.30	1015.84	1013.54	PVC	160	150	0.45	0.62	16.33	16.75	17.35	20.07
RAMAL 10 DE E-2 A E-4																			
2	3	999.51	999.76	90.00	92.70	2 1/2	2.655	0.44	1015.84	1015.40	PVC	160	150	1.92	0.54	16.33	15.64	17.35	17.10
3	4	999.76	999.27	77.00	79.31	2 1/2	2.655	0.38	1015.40	1015.02	PVC	160	150	1.92	0.54	15.64	15.76	17.10	17.59
RAMAL 11 DE E-4 A R-3,1																			
4	4.1	999.27	998.87	35.00	36.05	1 1/4	1.532	0.72	1015.02	1014.30	PVC	160	150	0.98	0.83	15.76	15.43	17.59	17.99
4.1	3.1	998.87	997.77	71.23	73.36	1 1/4	1.532	1.46	1014.30	1012.84	PVC	160	150	0.98	0.83	15.43	15.07	17.99	19.09
RAMAL 12 DE E-4 A E-5																			
4	5	999.27	1000.17	107.99	111.23	1 1/2	1.754	2.04	1015.02	1012.98	PVC	160	150	1.34	0.86	15.76	12.82	17.59	16.69
RAMAL 13 DE E-5 A R-5,1																			
5	5.2	1000.17	1001.00	35.00	36.05	1	1.195	0.68	1012.98	1012.30	PVC	160	150	0.50	0.69	12.82	11.30	16.69	15.86
5.2	5.1	1001.00	1000.99	53.05	54.64	1	1.195	1.04	1012.30	1011.26	PVC	160	150	0.50	0.69	11.30	10.28	15.86	15.87
RAMAL 14 DE E-5 A E-6																			
5	6	1000.17	998.06	193.99	199.81	1 1/2	1.754	2.33	1012.98	1010.66	PVC	160	150	1.05	0.67	12.82	12.59	16.69	18.80
RAMAL 15 DE E-6 A E-7																			
6	7	998.06	993.89	109.85	113.14	1	1.195	3.90	1010.66	1006.75	PVC	160	150	0.69	0.95	12.59	12.86	18.80	22.97



LIBRETA TOPOGRÁFICA

EST	PO	DIST (M)	Y TOTAL	X TOTAL	ELEVACION
	0	0.00	1000.00	1000.00	1000.00
0	1	64.00	991.89	1063.48	999.67
1	1.1	53.00	983.47	1115.81	999.34
1	2	47.00	1038.37	1070.48	999.72
2	2.1	58.80	1047.63	1012.39	999.76
2	3	31.50	1069.48	1075.37	999.84
3	3.1	53.00	1062.09	1127.85	999.50
3	3.2	8.00	1077.38	1076.63	999.85
3	3.3	27.00	1081.65	1051.27	999.85
3	4	40.00	1108.98	1081.71	999.95
4	5	49.00	1157.28	1089.95	999.44
4	4.1	44.00	1103.25	1125.33	999.82
4	4.2	53.00	1102.07	1134.25	999.77
4	4.3	104.00	1095.43	1184.82	999.76
5	6	55.00	1210.13	1105.18	999.90
6	8	48.00	1212.77	1151.11	999.45
6	7	45.00	1207.48	1060.26	1000.30
7	7.1	38.00	1171.11	1049.27	999.61
7	7.2	88.00	1123.25	1034.80	1000.28
8	9	48.00	1215.98	1197.00	999.37
8	8.1	71.00	1144.51	1131.58	999.34
9	10	42.00	1215.91	1239.00	998.57
9	9.1	80.00	1139.32	1174.14	999.21
10	11	37.00	1181.78	1224.71	999.12
10	PTAR	12.00	1225.55	1246.14	998.51
11	12	50.00	1132.70	1215.17	999.04
12	13	56.00	1077.42	1206.18	999.54
13	14	106.00	972.89	1189.84	999.16
13	13.1	37.00	1081.44	1189.40	999.76
14	26	96.00	877.98	1174.80	998.98
14	14.1	36.00	967.46	1225.46	998.86
14	14.2	37.00	978.64	1153.32	999.24
14	15	72.00	962.23	1261.08	999.13
15	16	106.00	1067.21	1275.80	999.02
15	15.1	77.00	886.26	1248.53	998.58
16	20	31.00	1063.62	1308.59	998.85
16	17	5.00	1068.44	1270.96	999.09
17	18	29.00	1073.56	1242.41	999.09
17	17.1	102.00	1169.09	1287.53	998.09
18	19	48.00	1121.17	1248.50	998.74
19	19.1	78.00	1197.04	1252.94	998.01
20	21	38.00	1057.80	1344.15	998.33
20	20.1	69.00	1131.88	1316.63	998.32
20	20.2	6.00	1062.70	1312.52	998.81
21	22	28.00	1029.85	1345.74	998.21
21	21.1	27.40	1065.18	1345.26	997.39
21	21.2	10.00	1047.82	1344.72	998.24
22	23	78.00	953.24	1331.08	998.34
23	25	36.00	958.00	1295.40	998.57
23	24	35.50	948.22	1366.22	998.11
26	26.1	37.00	880.31	1211.72	998.68
26	26.2	38.00	879.85	1138.85	999.08
26	27	68.00	881.50	1108.90	999.25
27	27.1	80.00	960.78	1119.62	999.12

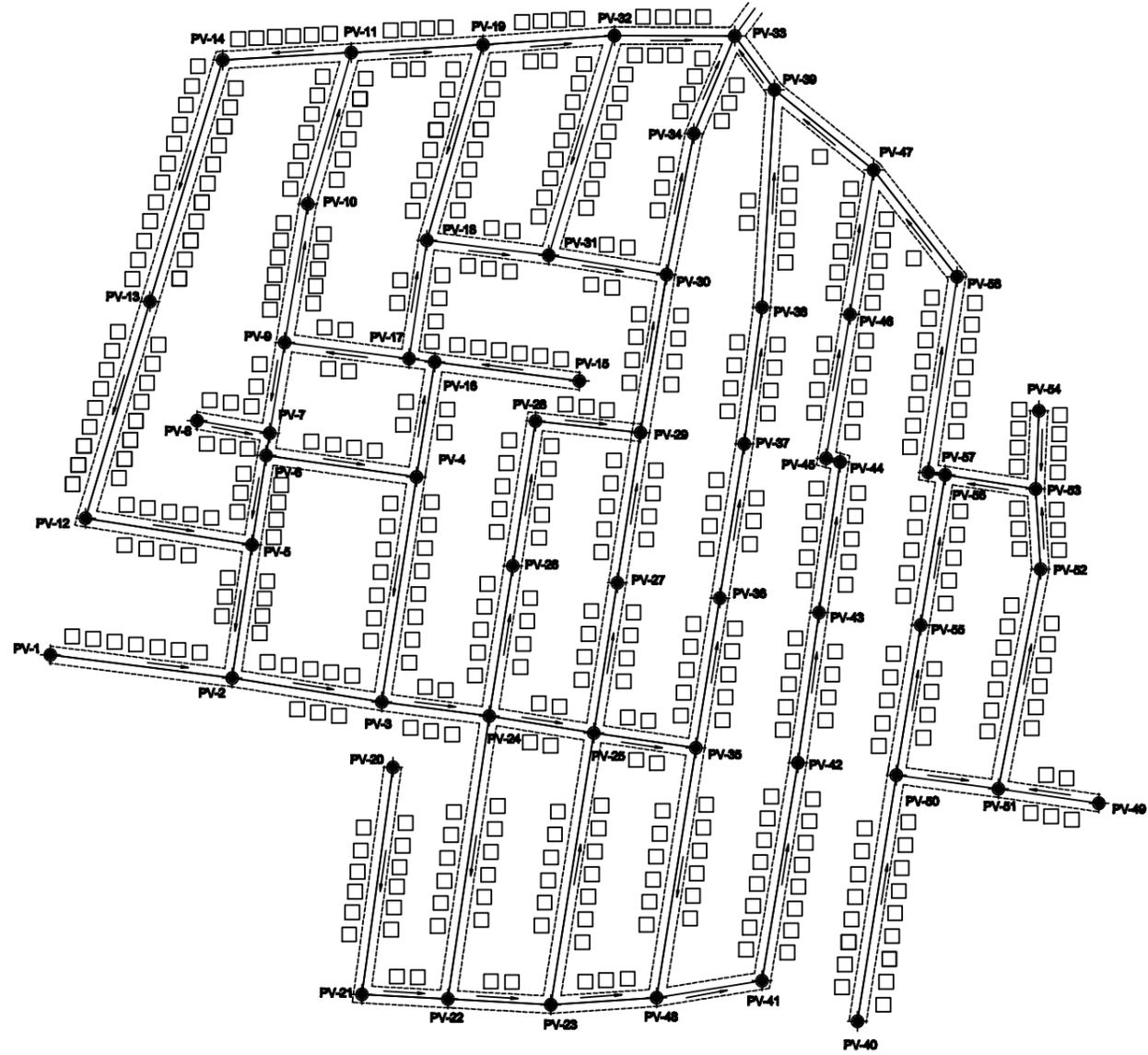


PLANTA DE LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO
 ESC. 1/1000

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS MUNICIPALIDAD DE ABLUCIÓN MITA, JUTUPÁ		
TÍTULO: DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE	ESCALA: INDICADA	
AUTOR: PLANTA DE LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	FECHA: SEPTIEMBRE 2012	
DISEÑO: IRIS BETZABE GUZDIA PIMENTEL	CÁLCULO: IRIS BETZABE GUZDIA PIMENTEL	PLANO N.º: I
ASISTENTE: ING. MANUEL ALFREDO ARRIVALLAGA	PAUSA: IRIS BETZABE GUZDIA PIMENTEL	II
Va. Dn. ING. MANUEL ALFREDO ARRIVALLAGA SUPERVISOR EPS		IRIS BETZABE GUZDIA PIMENTEL



NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	POZO DE VISITA (PLANTA)
	VIVIENDA
	CALLE PRINCIPAL
	DIRECCIÓN DE FLUJO Y PENDIENTE %
	TUBO PVC 8 INDICADO



⊕
+
⊕

PLANTA UBICACIÓN DE POZOS Y DENSIDAD DE VIVIENDA
ESG. 1/1000



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
MUNICIPALIDAD DE ABLONCIÓN MITA, JUTUPÁ

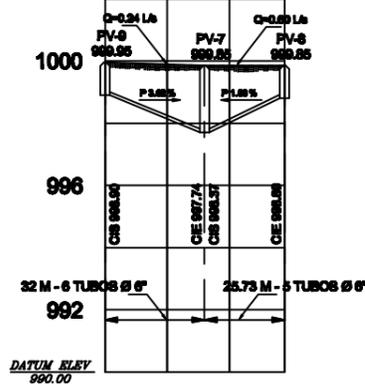
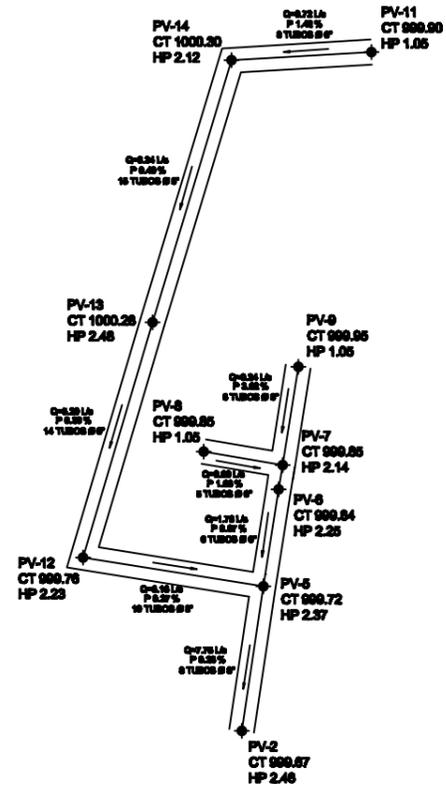


PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE	ESCALA: INDICADA
CONTRATO: PLANTA UBICACIÓN DE POZOS Y DENSIDAD DE VIVIENDA	FECHA: SEPTIEMBRE 2012

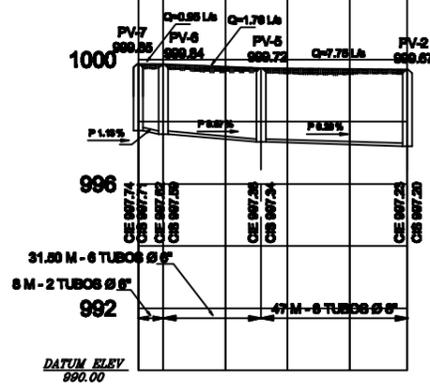
DISEÑO: ING. BETZABE GUZMAN PIMENTEL	CÁLCULO: ING. BETZABE GUZMAN PIMENTEL	PLANO No. 2
REVISOR: ING. MANUEL ALFREDO ARRIVALLAGA	PROYECTO: ING. BETZABE GUZMAN PIMENTEL	11

Vs. Dn. ING. MANUEL ALFREDO ARRIVALLAGA
SUPERVISOR EPS

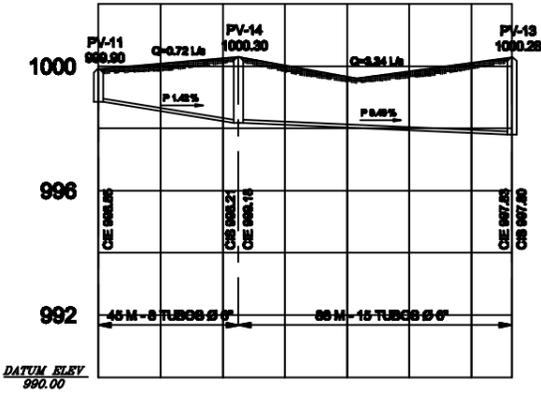
ING. BETZABE GUZMAN PIMENTEL



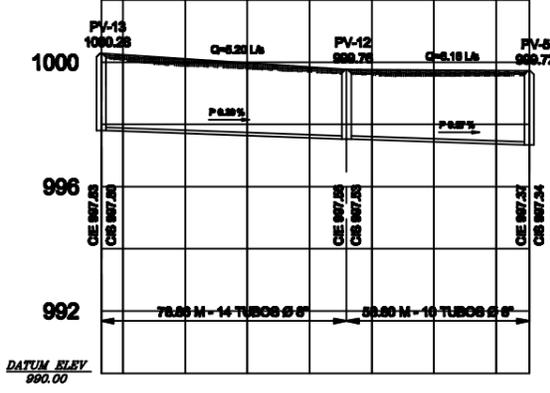
POZO 9 A 8



POZO 7 A 2



POZO 11 A 13



POZO 13 A 5

NOMENCLATURA	
	POZO DE VISITA (PLANTA)
	POZO DE VISITA (PERFIL)
	DIRECCION DE FLUJO Y PENDIENTE %
	TUBO PVC Ø INDICADO

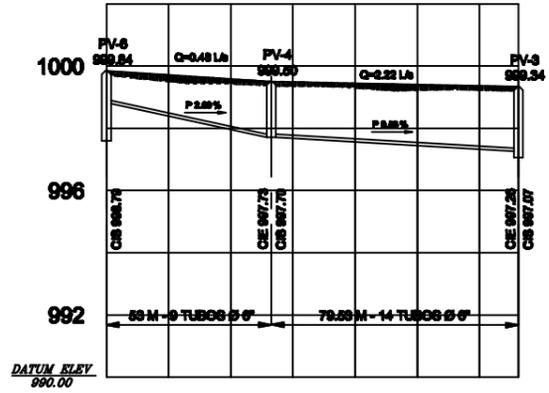
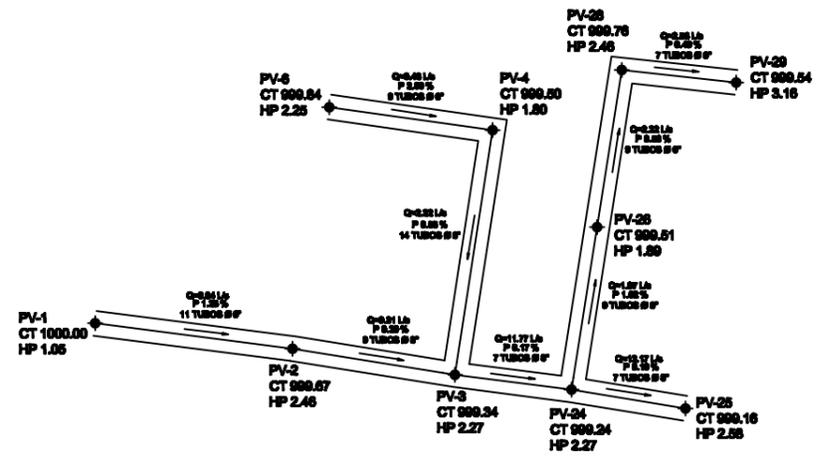
PLANTA PERFIL
 ESC. HORIZONTAL 1/1000
 ESC. VERTICAL 1/100

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
 MUNICIPALIDAD DE ABLONCIÓN MITA, JUTUPÁ

PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE	ESCALA: INDICADA
CONTRATO: PLANTA PERFIL	FECHA: SEPTIEMBRE 2012

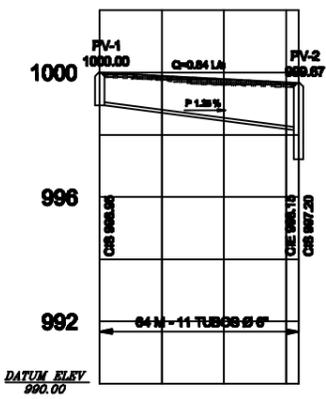
DISEÑO: IRS BETZABE GUARDA FIMENTEL	CALCULO: IRS BETZABE GUARDA FIMENTEL	PLANO No. 5
REVISOR: ING. MANUEL ALFREDO ARRIVALLAGA	PROYECTO: IRS BETZABE GUARDA FIMENTEL	11

Vs. Ds. ING. MANUEL ALFREDO ARRIVALLAGA SUPERVISOR EPS
 IRS BETZABE GUARDA FIMENTEL

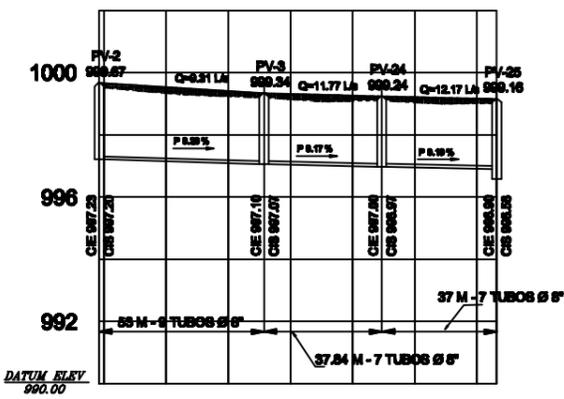


POZO 6 A 3

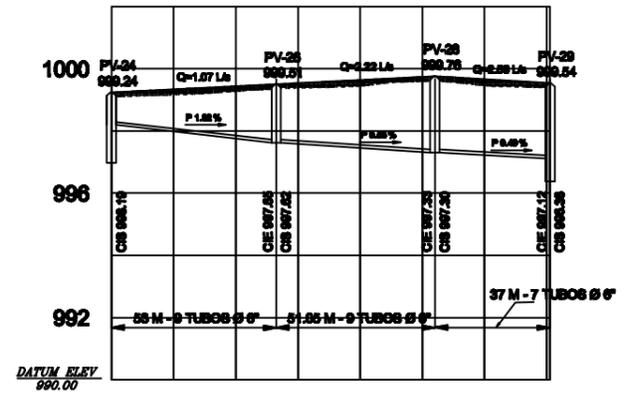
NOMENCLATURA	
	POZO DE VISITA (PLANTA)
	POZO DE VISITA (PERFIL)
	DIRECCION DE FLUJO Y PENDIENTE %
	TUBO PVC 6" INDICADO



POZO 1 A 2



POZO 2 A 2B



POZO 24 A 2B

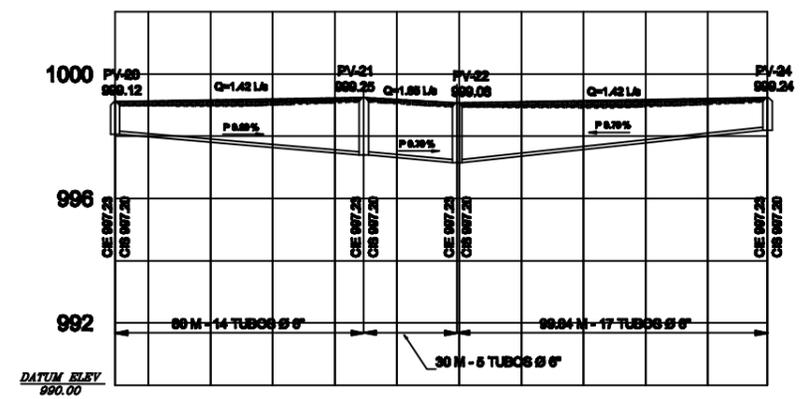
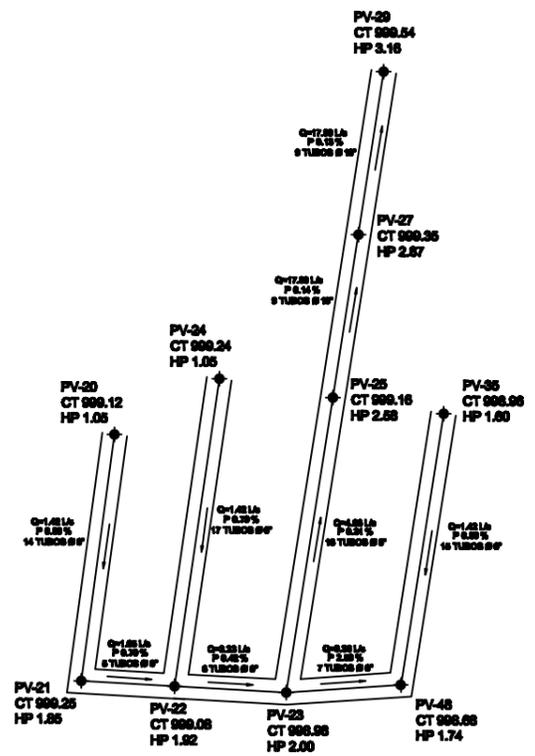
PLANTA PERFIL
 ESC. HORIZONTAL 1/1000
 ESC. VERTICAL 1/100

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
 MUNICIPALIDAD DE ABLUCION MITA, JUTIPA

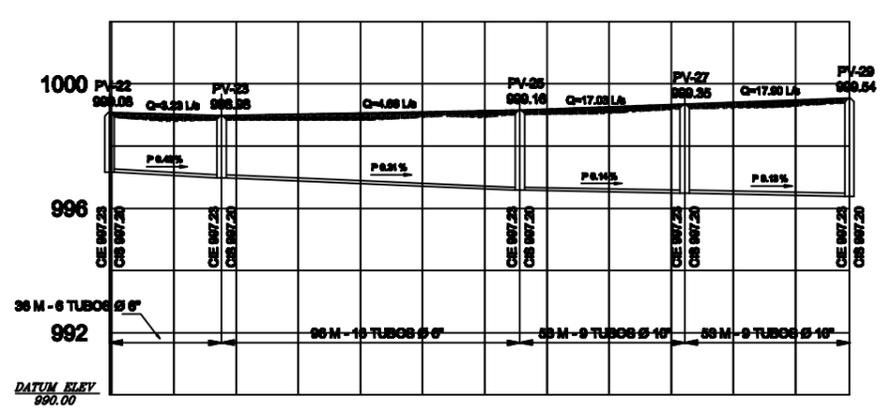
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: PLANTA PERFIL	FECHA: SEPTIEMBRE 2012

DISEÑO: IRS BETZABE GUZMAN PIMENTEL	CALCULO: IRS BETZABE GUZMAN PIMENTEL	PLANO No. 4
REVISOR: ING. MANUEL ALFREDO ARRIVALLAGA	PROYECTO: IRS BETZABE GUZMAN PIMENTEL	11

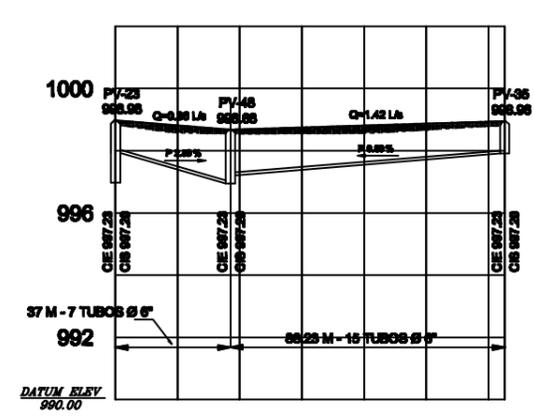
Va. Do. ING. MANUEL ALFREDO ARRIVALLAGA SUPERVISOR EPS
 IRS BETZABE GUZMAN PIMENTEL



POZO 20 A 24



POZO 22 A 29



POZO 23 A 35

NOMENCLATURA	
	POZO DE VISITA (PLANTA)
	POZO DE VISITA PERFIL
	DIRECCION DE FLUJO Y PENDIENTE %
	TUBO PVC Ø INDICADO

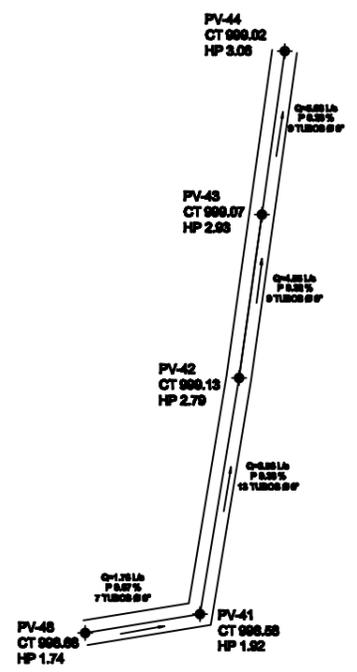
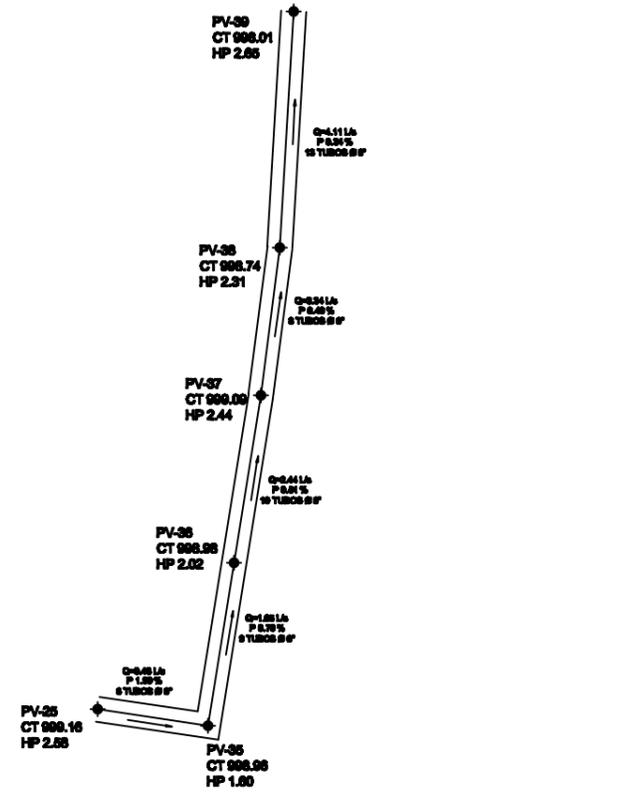
PLANTA PERFIL
 ESC. HORIZONTAL 1/1000
 ESC. VERTICAL 1/100

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
 MUNICIPALIDAD DE ABLONCIÓN MITA, JUTUPÁ

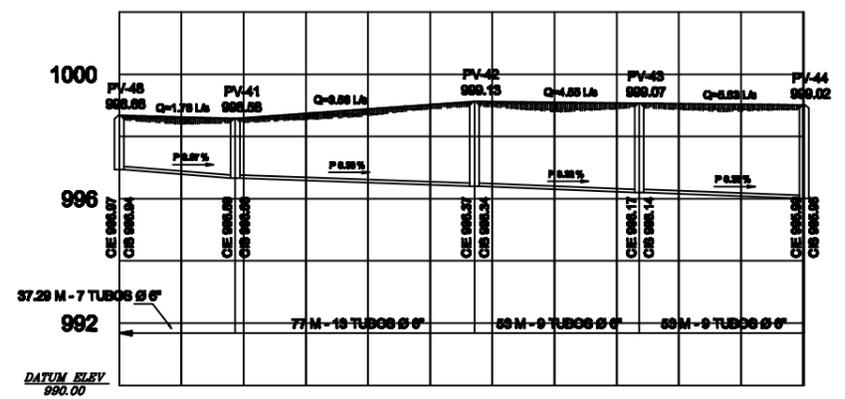
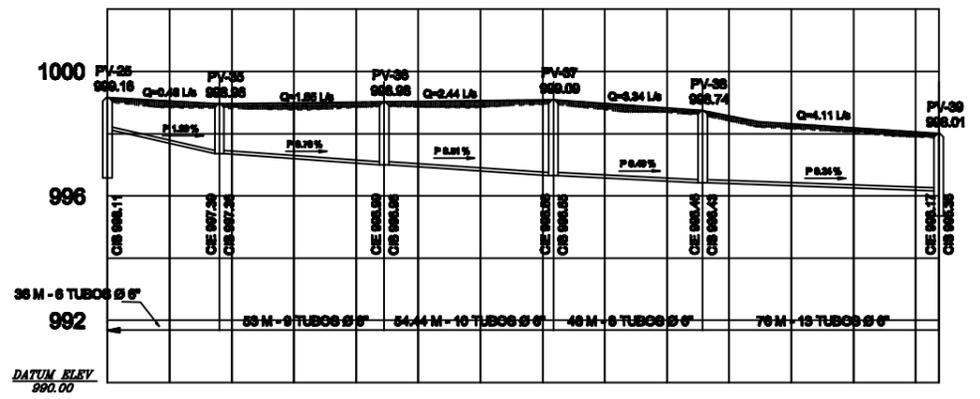
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE	ESCALA: INDICADA
CONTRATO: PLANTA PERFIL	FECHA: SEPTIEMBRE 2012

PROYECTO: IRIS DEZANE GUARDA FIMENTEL	CÁLCULO: IRIS DEZANE GUARDA FIMENTEL	PLANO No. 5
PROYECTO: IRIS DEZANE GUARDA FIMENTEL	DISEÑO: IRIS DEZANE GUARDA FIMENTEL	11

Vs. Ds. ING. MANUEL ALFREDO ARRILLAGA SUPERVISOR EPS
 IRIS DEZANE GUARDA FIMENTEL



NOMENCLATURA	
◉	POZO DE VISITA (PLANTA)
◉	POZO DE VISITA (PERFIL)
→	DIRECCION DE FLUJO Y PENDIENTE %
—	TUBO PVC 6\"/>

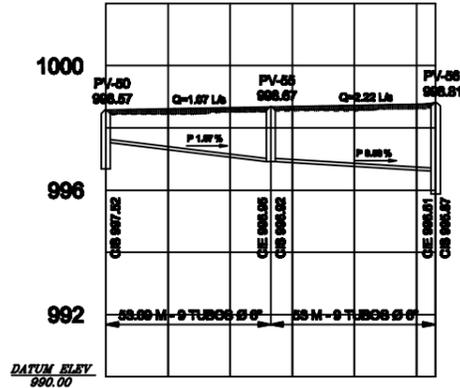
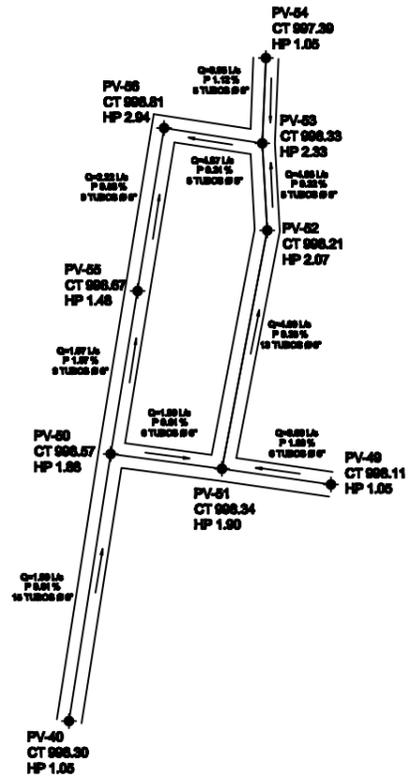


POZO 25 A 39

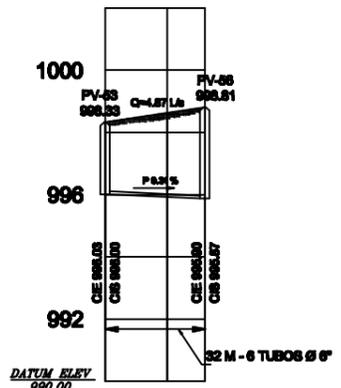
POZO 48 A 44

PLANTA PERFIL
 ESC. HORIZONTAL 1/1000
 ESC. VERTICAL 1/100

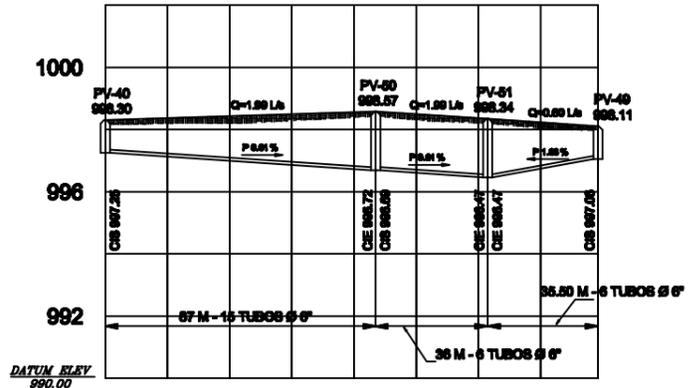
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS MUNICIPALIDAD DE ABLONCION MITA, JUTUPA		
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE OBRA: PLANTA PERFIL	ESCALA: INDICADA FECHA: SEPTIEMBRE 2012	
DISEÑO: IRS BETZABE GUARDA FIMENTEL REVISOR: ING. MANUEL ALFREDO ARRIVALLAGA	CÁLCULO: IRS BETZABE GUARDA FIMENTEL DIBUJO: IRS BETZABE GUARDA FIMENTEL	PLANO N°: 6
Va. Dn. ING. MANUEL ALFREDO ARRIVALLAGA SUPERVISOR EPS		IRS BETZABE GUARDA FIMENTEL



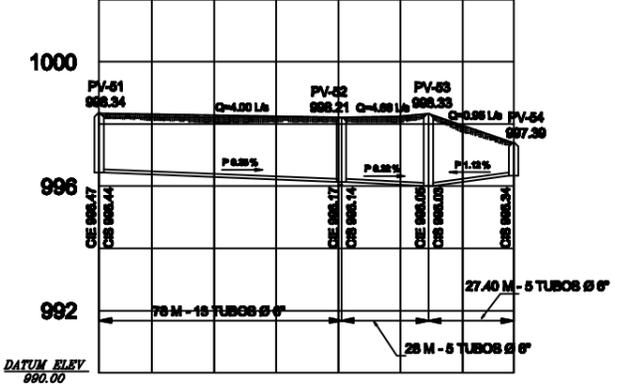
POZO 50 A 56



POZO 53 A 56



POZO 40 A 48



POZO 51 A 54

NOMENCLATURA	
◉	POZO DE VISITA (PLANTA)
◉	POZO DE VISITA (PERFIL)
→	DIRECCION DE FLUJO Y PENDIENTE %
—	TUBO PVC 8" INDICADO

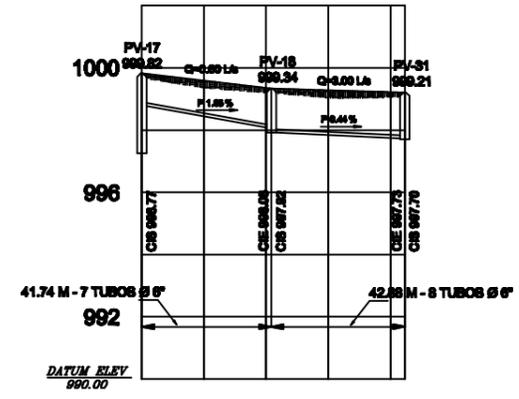
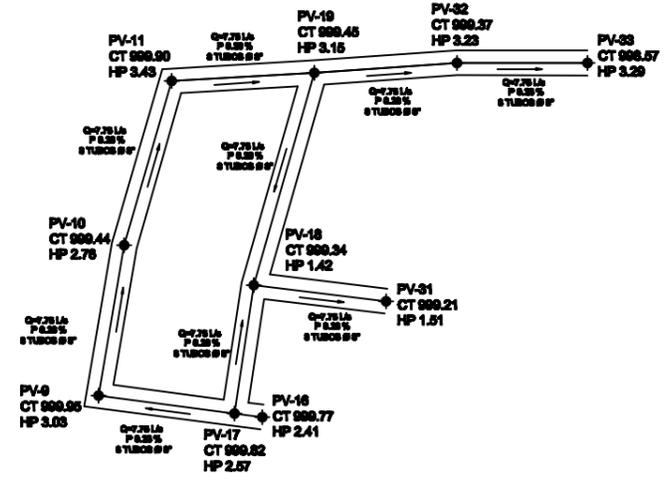
PLANTA PERFIL
 ESC. HORIZONTAL 1/1000
 ESC. VERTICAL 1/100

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
 MUNICIPALIDAD DE ABLONCIÓN MITA, JUTUPÁ

PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE	ESCALA: INDICADA
CONTRATO: PLANTA PERFIL	FECHA: SEPTIEMBRE 2012

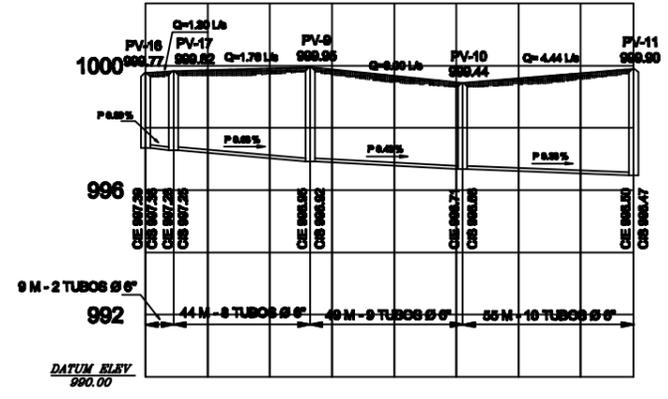
DISEÑO: IRS DEZADE GUARDA FIMENTEL	CÁLCULO: IRS DEZADE GUARDA FIMENTEL	PLANO No. 7
REVISOR: ING. MANUEL ALFREDO ARRILLAGA	PROYECTO: IRS DEZADE GUARDA FIMENTEL	

Vs. Do. ING. MANUEL ALFREDO ARRILLAGA SUPERVISOR EPS
 IRS DEZADE GUARDA FIMENTEL

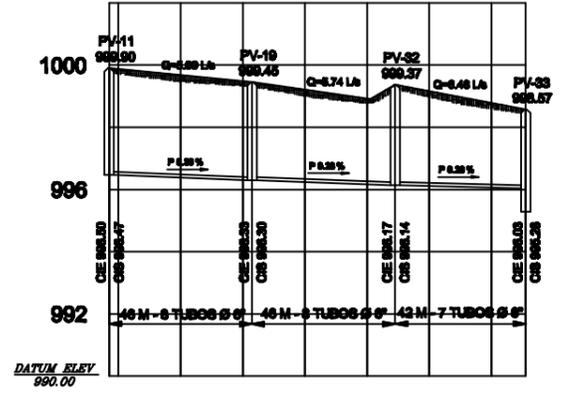


POZO 17 A 31

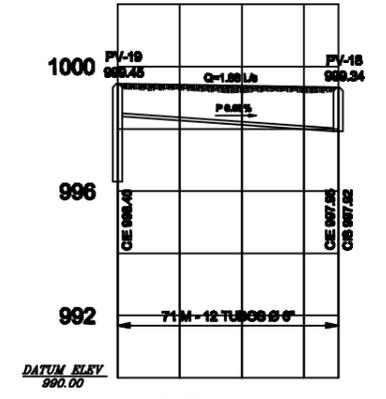
NOMENCLATURA	
	POZO DE VISITA (PLANTA)
	POZO DE VISITA (PERFIL)
	DIRECCION DE FLUJO Y PENDIENTE %
	TUBO PVC 8\"/>



POZO 16 A 11



POZO 11 A 33



LINEA 19 a 18

POZO 56 A 33

PLANTA PERFIL
 ESC. HORIZONTAL 1/1000
 ESC. VERTICAL 1/100

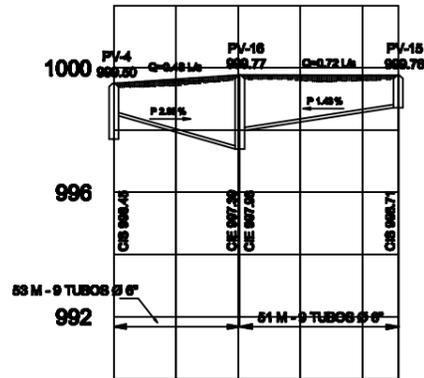
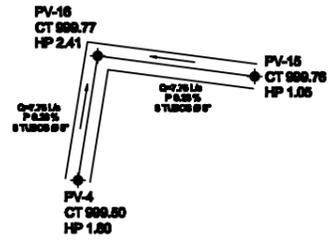


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
 MUNICIPALIDAD DE ABLONCION MITA, JUTUPA

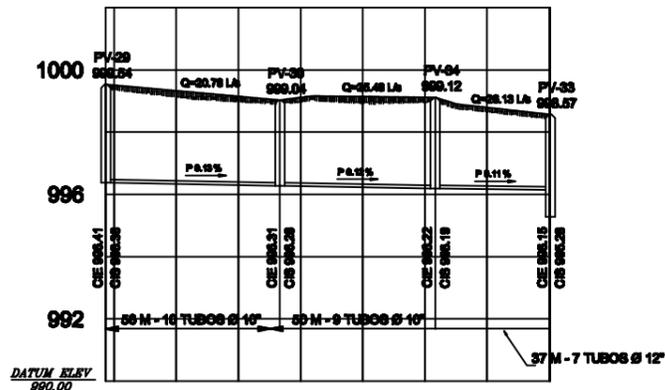
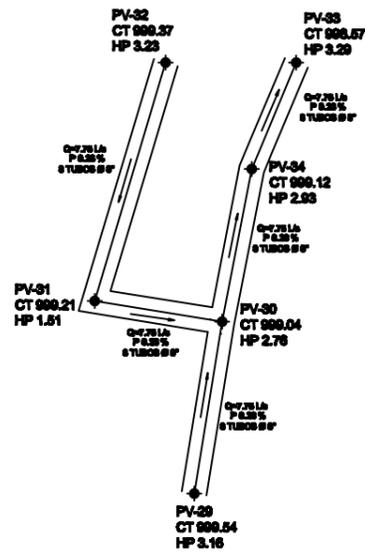
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE	ESCALA: INDICADA
CONTRATO: PLANTA PERFIL	FECHA: SEPTIEMBRE 2012

PROYECTO: IRS DETAZAR GUARDA FIMENTEL	CALCULO: IRS DETAZAR GUARDA FIMENTEL	PLANO No. 8
PROYECTO: IRS DETAZAR GUARDA FIMENTEL	DISEÑO: IRS DETAZAR GUARDA FIMENTEL	8

Vs. Ds. ING. MANUEL ALFREDO ARRIVALLAGA SUPERVISOR EPS
 IRS DETAZAR GUARDA FIMENTEL

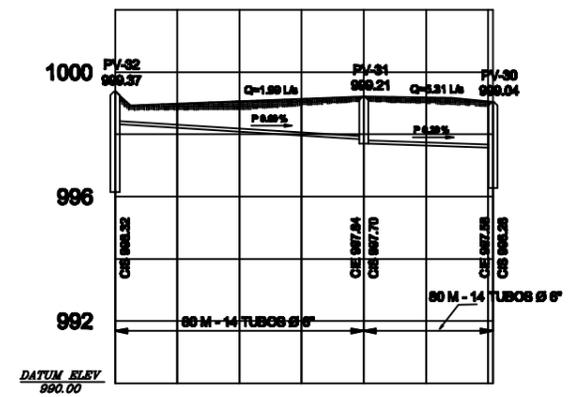


POZO 4 A 15



POZO 29 A 33

NOMENCLATURA	
	POZO DE VISITA (PLANTA)
	POZO DE VISITA (PERFIL)
	DIRECCION DE FLUJO Y PENDIENTE %
	TUBO PVC 8 INDICADO



POZO 32 A 30

PLANTA PERFIL
 ESC. HORIZONTAL 1/1000
 ESC. VERTICAL 1/100



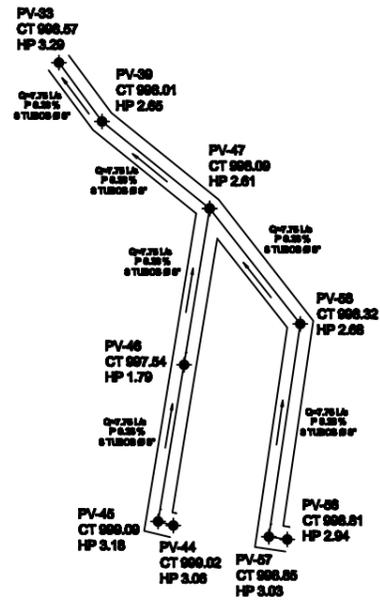
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
 MUNICIPALIDAD DE ABLONCION MITA, JUTIPA



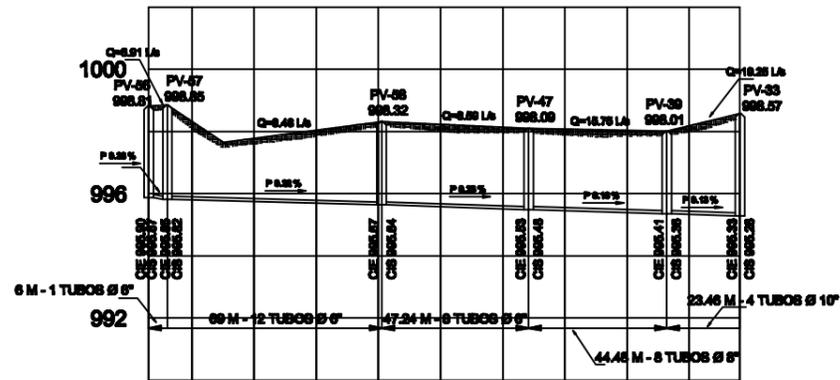
TITULO: DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: PLANTA PERFIL	FECHA: SEPTIEMBRE 2012

DISEÑO: IRS BETZABE GUZMAN FIMENTEL	CALCULO: IRS BETZABE GUZMAN FIMENTEL	PLANO No:
REVISOR: ING. MANUEL ALFREDO ARRIVALLAGA	PROYECTO: IRS BETZABE GUZMAN FIMENTEL	9

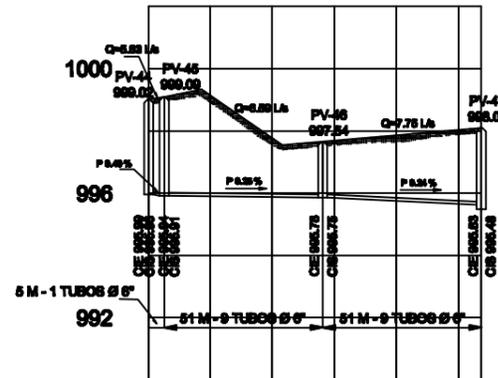
Vs. Do. ING. MANUEL ALFREDO ARRIVALLAGA SUPERVISOR EPS
 IRS BETZABE GUZMAN FIMENTEL



NOMENCLATURA	
	POZO DE VISITA (PLANTA)
	POZO DE VISITA (PERFIL)
	DIRECCION DE FLUJO Y PENDIENTE %
	TUBO PVC Ø INDICADO



POZO 58 A 33



POZO 44 A 47

PLANTA PERFIL

ESC. HORIZONTAL 1/1000
ESC. VERTICAL 1/100



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
MUNICIPALIDAD DE ABLONCIÓN MITA, JUTUPÁ

PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE	ESCALA: INDICADA
CONTRATO: PLANTA PERFIL	FECHA: SEPTIEMBRE 2012

PROYECTO: IRS DETAZAR GUARDA FIENTEL	CÁLCULO: IRS DETAZAR GUARDA FIENTEL	PLANO No. 10
PROYECTO: IRS DETAZAR GUARDA FIENTEL	DISEÑO: IRS DETAZAR GUARDA FIENTEL	11

Va. Do. ING. MANUEL ALFREDO ARRIVALLAGA
SUPERVISOR EPS

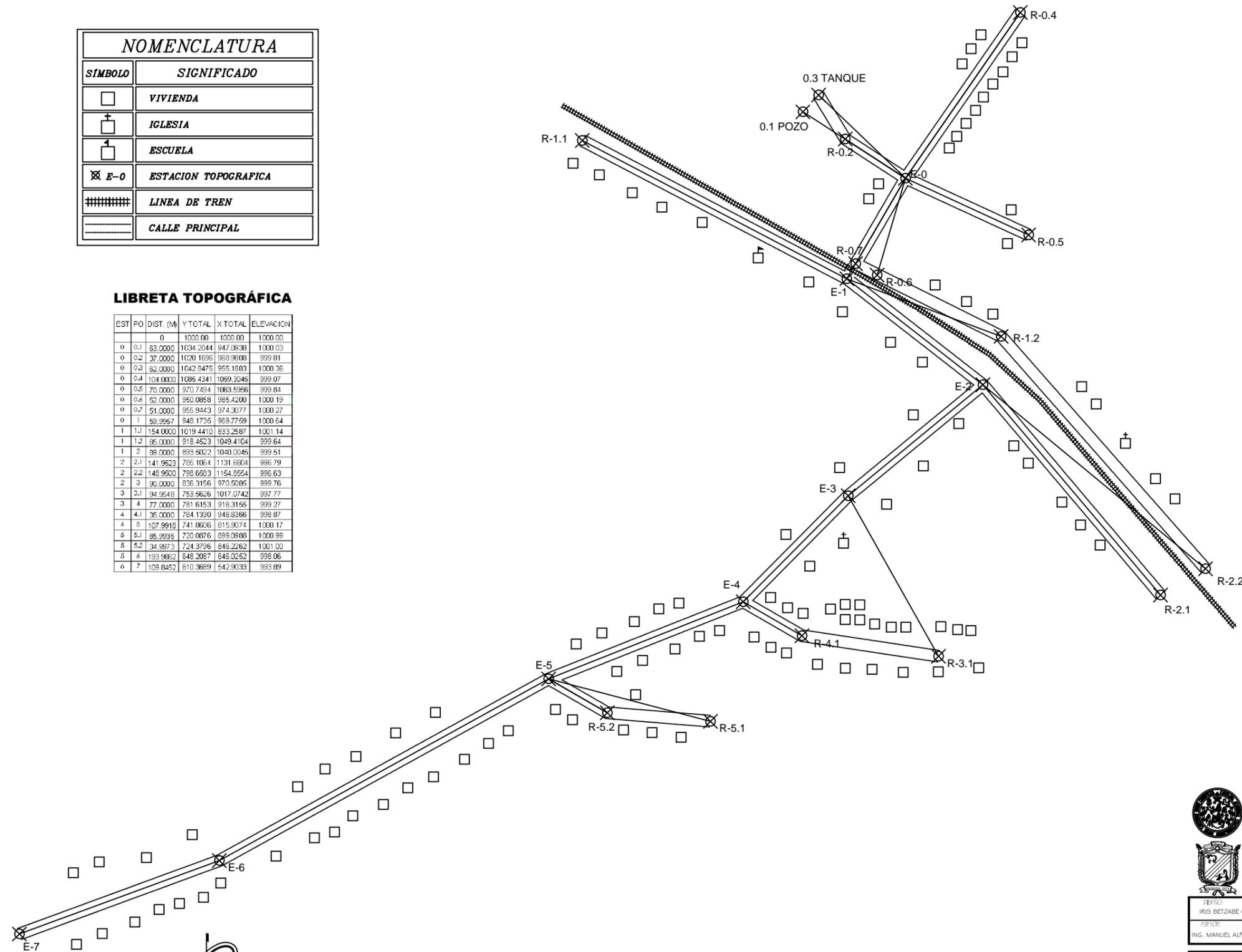
IRS DETAZAR GUARDA FIENTEL



NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
□	VIVIENDA
⊕	IGLESIA
⊠	ESCUELA
⊗ E-0	ESTACION TOPOGRAFICA
	LINEA DE TREN
====	CALLE PRINCIPAL

LIBRETA TOPOGRÁFICA

EST	PO	DIST. (M)	Y TOTAL	X TOTAL	ELEVACION
	0	0	1000.00	1000.00	1000.00
0	0.1	63.0000	1034.2044	947.0838	1000.03
0	0.2	37.0000	1020.1696	958.9808	999.81
0	0.3	62.0000	1042.6475	955.1883	1000.36
0	0.4	104.0000	1086.4341	1059.3045	999.07
0	0.5	70.0000	970.7494	1063.5956	999.84
0	0.6	62.0000	950.0858	985.4200	1000.19
0	0.7	51.0000	955.9443	974.3077	1000.27
0	1	59.9957	946.1735	959.7759	1000.64
1	1.1	154.0000	1019.4410	833.2587	1001.14
1	1.2	95.0000	918.4523	1049.4104	999.64
1	2	99.0000	693.5022	1040.0045	999.51
2	2.1	141.9523	795.1064	1131.6804	996.79
2	2.2	148.9500	798.6593	1154.9554	996.63
2	3	90.0000	836.3156	970.5095	999.76
3	3.1	94.9548	753.8626	1017.0742	997.77
3	4	77.0000	781.6153	916.3155	999.27
4	4.1	35.0000	784.1330	946.6366	998.87
4	5	107.9918	741.8606	815.9074	1000.17
5	5.1	85.9935	720.0876	899.0800	1000.99
5	5.2	34.9973	724.3796	846.2262	1001.00
5	6	193.9862	648.2087	646.0252	998.06
6	7	109.8452	610.3689	542.9033	993.89



PLANTA GENERAL - TOPOGRAFIA - DENSIDAD DE VIVIENDA

ESC. 1:1000



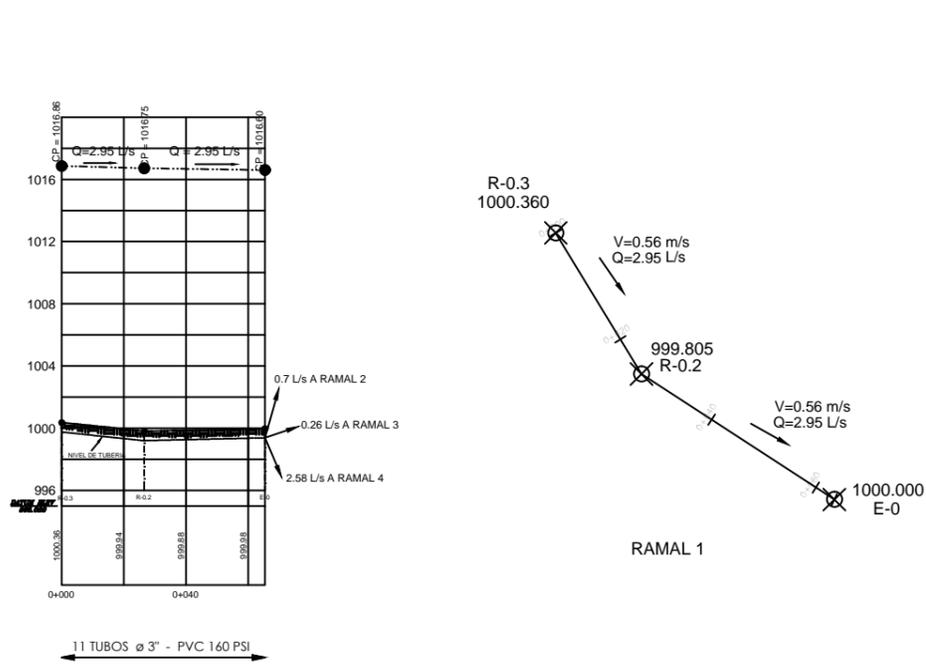
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
MUNICIPALIDAD DE ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA

PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: PLANTA GENERAL-TOPOGRAFIA-DENSIDAD DE VIVIENDA	FECHA: SEPTIEMBRE 2012

DISEÑO: IRIS BETZABE QUIROA PIMENTEL	CÁLULO: IRIS BETZABE QUIROA PIMENTEL	PLANO N.º: 1
REVISOR: ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA	PROYECTO: IRIS BETZABE QUIROA PIMENTEL	9

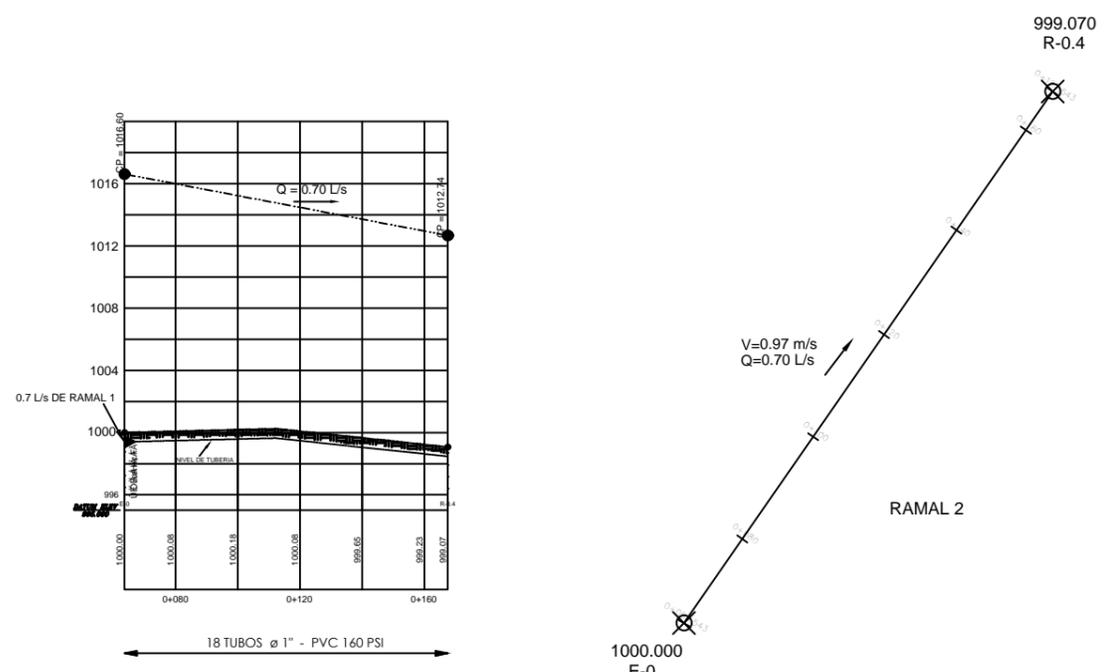
Ve. Bo. ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA
SUPERVISOR EPS

IRIS BETZABE QUIROA PIMENTEL



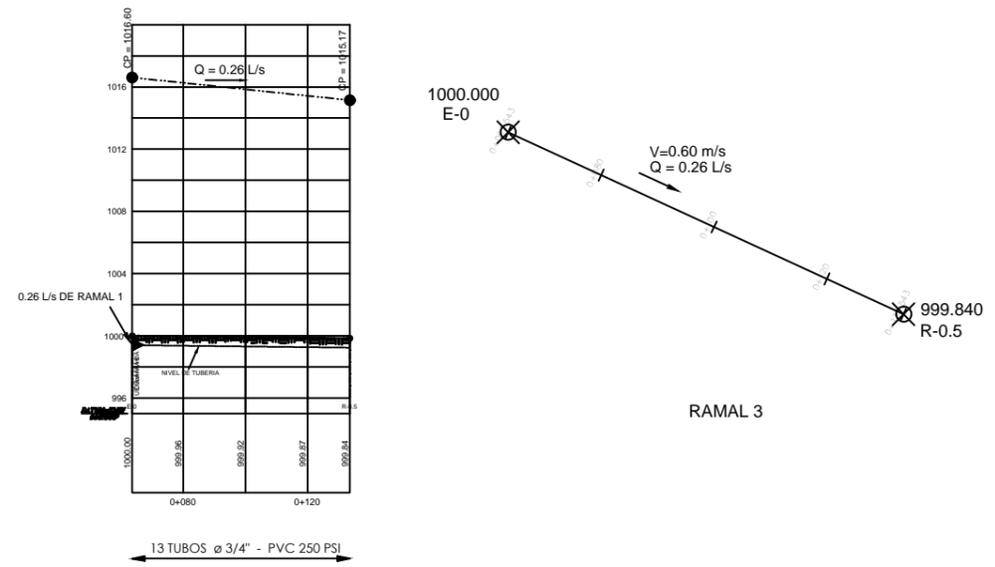
RAMAL 1 DE R-0.3 A E-0
 ESCALA HORIZONTAL: 1:1000
 ESCALA VERTICAL: 1:200

PLANTA
 ESCALA: 1:500



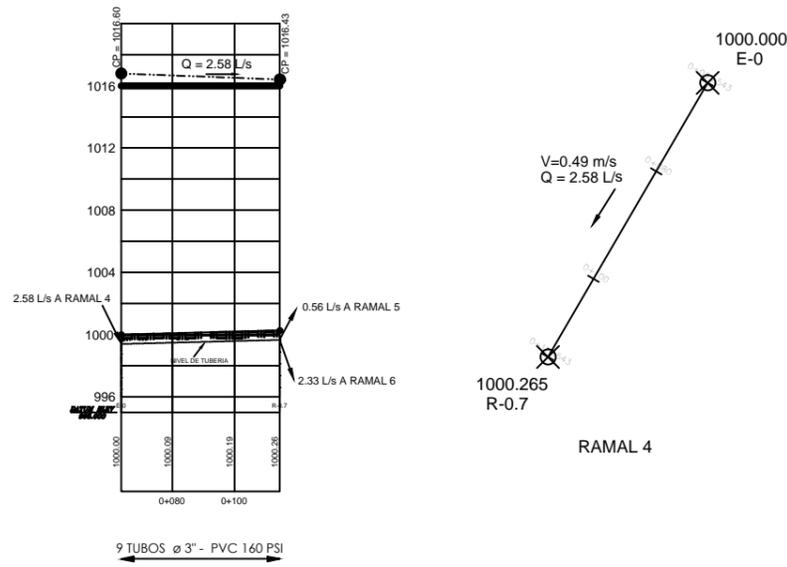
RAMAL 2 DE E-0 A R-0.4
 ESCALA HORIZONTAL: 1:1000
 ESCALA VERTICAL: 1:200

PLANTA
 ESCALA: 1:500



RAMAL 3 DE E-0 A R-0.5
 ESCALA HORIZONTAL: 1:1000
 ESCALA VERTICAL: 1:200

PLANTA
 ESCALA: 1:500

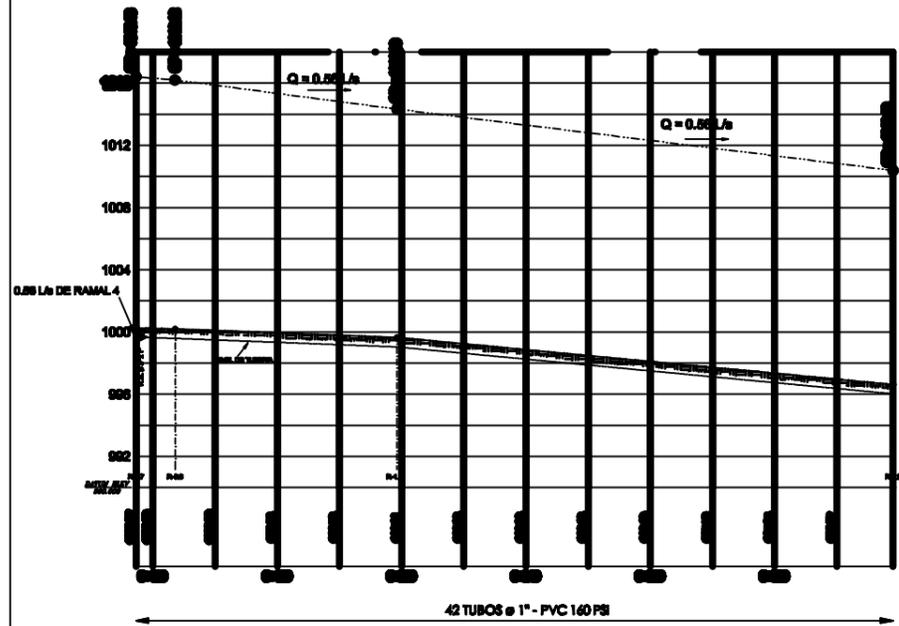


RAMAL 4 DE E-0 A R-7
 ESCALA HORIZONTAL: 1:1000
 ESCALA VERTICAL: 1:200

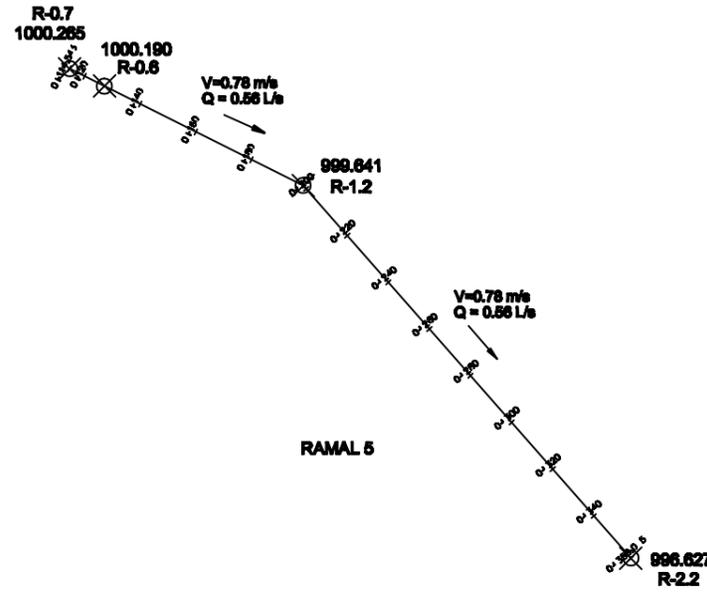
PLANTA
 ESCALA: 1:500

PLANTA RAMAL Y PERFIL
 ESC. INDICADA

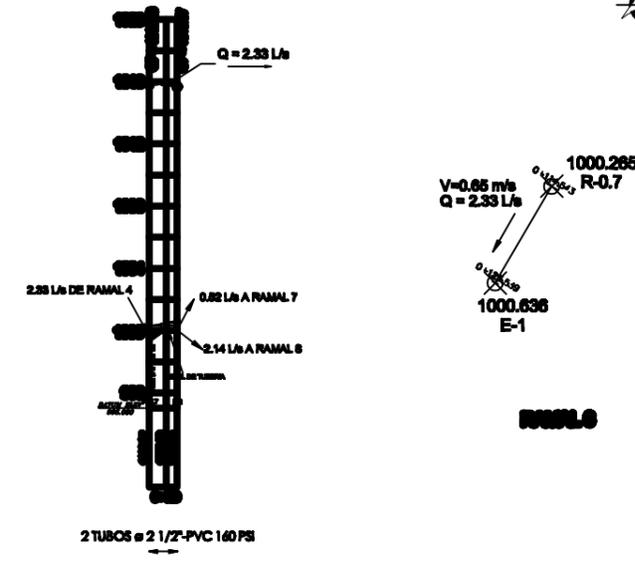
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS MUNICIPALIDAD DE ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA		
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE	ESCALA: INDICADA	
CONTENIDO: PLANTA RAMAL Y PERFIL 1, 2, 3, 4	EGM: SEPTIEMBRE 2012	
DISEÑO: IRIS BETZABE QUIROA PIMENTEL	CÁLCULO: IRIS BETZABE QUIROA PIMENTEL	PLANO N.º: 2/9
REVISOR: ING. MANUEL ALFREDO ARRIVALLAGA	DIBUJO: IRIS BETZABE QUIROA PIMENTEL	
V. Bo. ING. MANUEL ALFREDO ARRIVALLAGA SUPERVISOR EPS		IRIS BETZABE QUIROA PIMENTEL



RAMAL 5 DE R-0.7 A R-2.2
 ESCALA HORIZONTAL: 1:1000
 ESCALA VERTICAL: 1:200

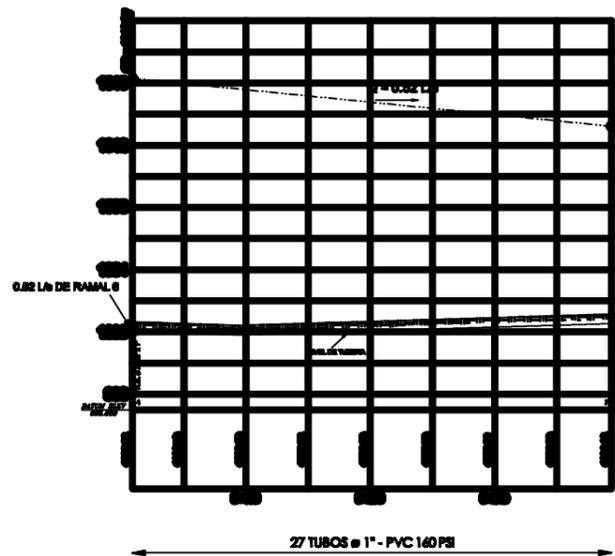


PLANTA
 ESCALA: 1:1000

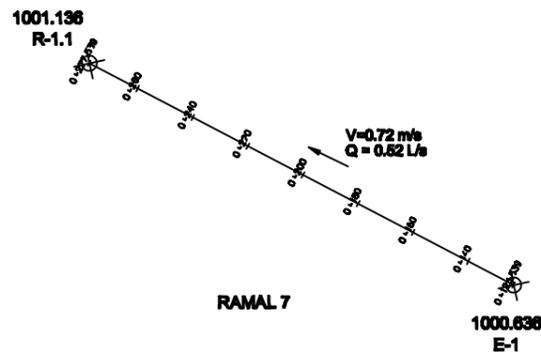


RAMAL 6 DE R-0.7 A E-1
 ESCALA HORIZONTAL: 1:1000
 ESCALA VERTICAL: 1:200

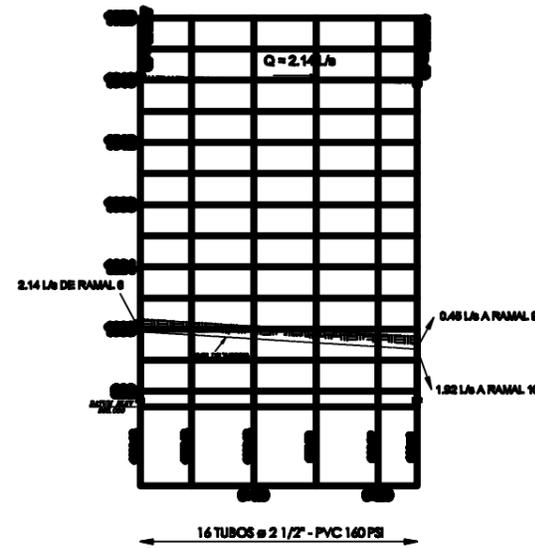
PLANTA
 ESCALA: 1:200



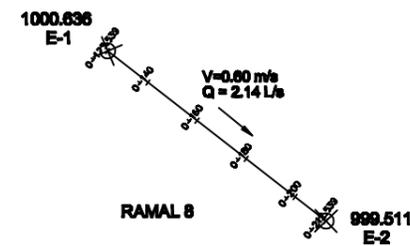
RAMAL 7 DE E-1 A R-1.1
 ESCALA HORIZONTAL: 1:1000
 ESCALA VERTICAL: 1:200



PLANTA
 ESCALA: 1:1000



RAMAL 8 DE E-1 A E-2
 ESCALA HORIZONTAL: 1:1000
 ESCALA VERTICAL: 1:200



PLANTA
 ESCALA: 1:1000

PLANTA RAMAL Y PERFIL
 ESC. INDICADA

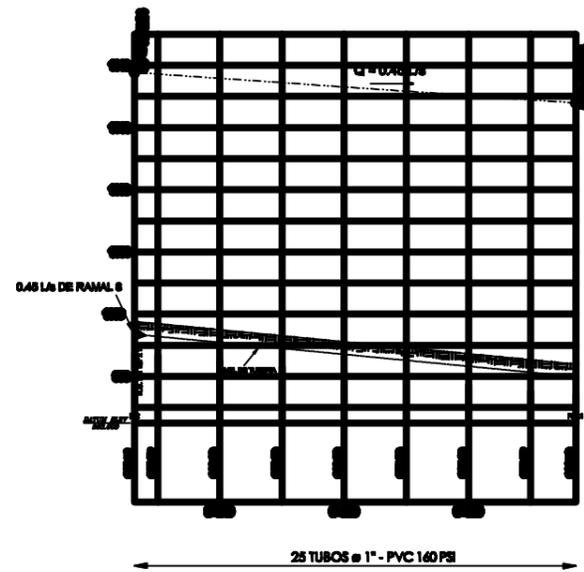


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
 MUNICIPALIDAD DE ASUNCION MITA, JUTUPA

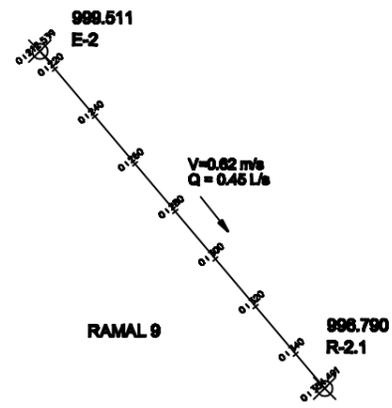
PROFESOR: DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE	ESCALA: INDICADA
CONSEJO: PLANTA RAMAL Y PERFIL 5, 6, 7, 8	FECHA: SEPTIEMBRE 2012

PROFESOR: ING. BETZABE GUZMAN PIMENTEL	CARGO: ING. BETZABE GUZMAN PIMENTEL	PLANO No. 5/9
PROFESOR: ING. MANUEL ALFREDO ARRIVALLAGA	PROFESOR: ING. BETZABE GUZMAN PIMENTEL	

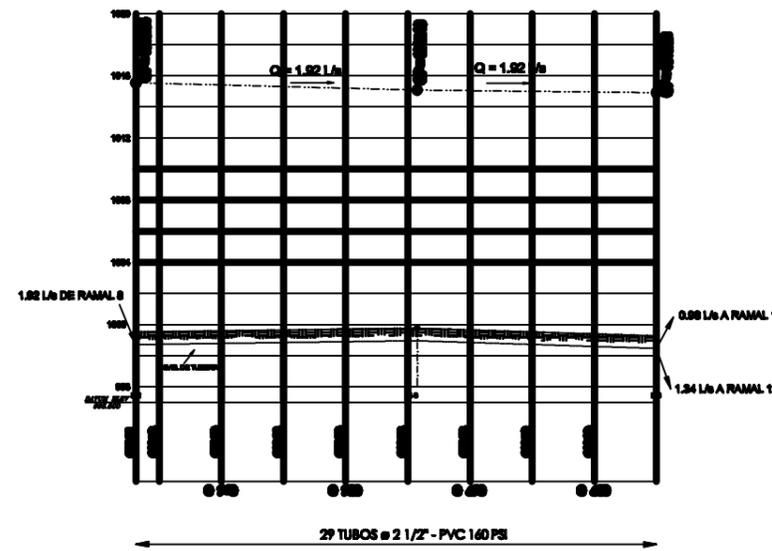
Vs. Do. ING. MANUEL ALFREDO ARRIVALLAGA SUPERVISOR EPS
 ING. BETZABE GUZMAN PIMENTEL



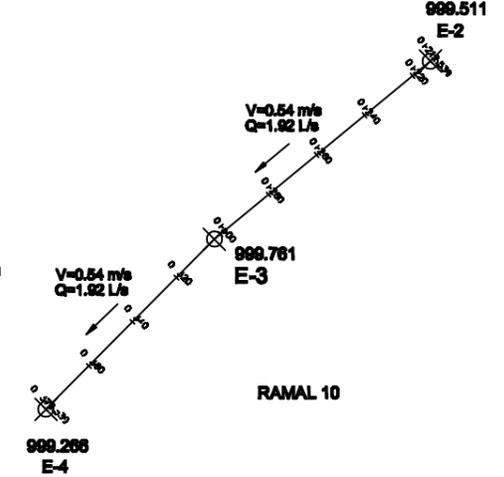
RAMAL 9 DE E-2 A R-2.1
 ESCALA HORIZONTAL: 1:1000
 ESCALA VERTICAL: 1:200



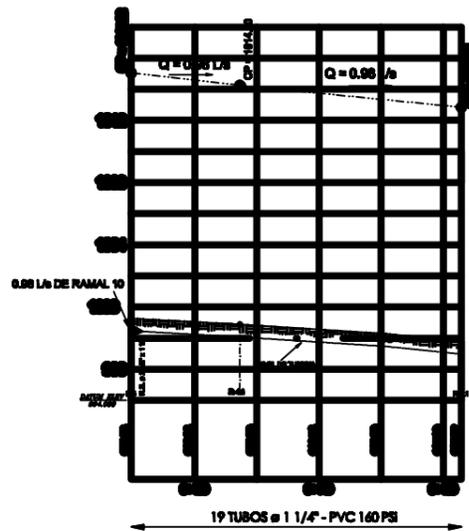
PLANTA
 ESCALA: 1:1000



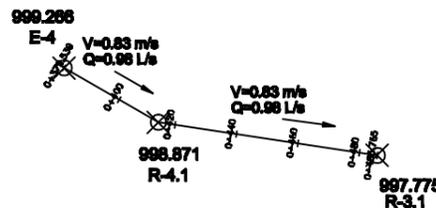
RAMAL 10 DE E-2 A E-4
 ESCALA HORIZONTAL: 1:1000
 ESCALA VERTICAL: 1:200



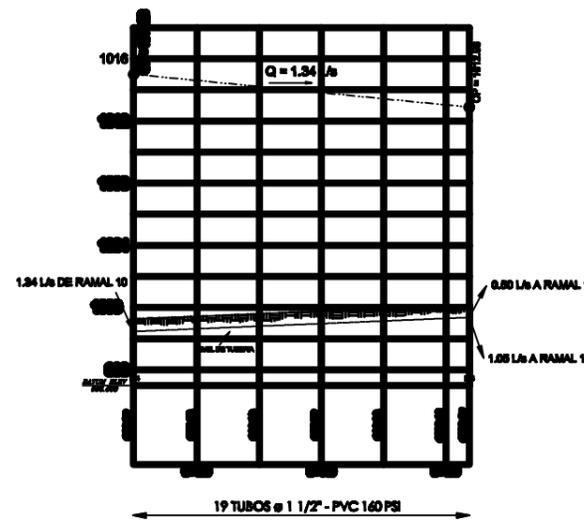
PLANTA
 ESCALA: 1:1000



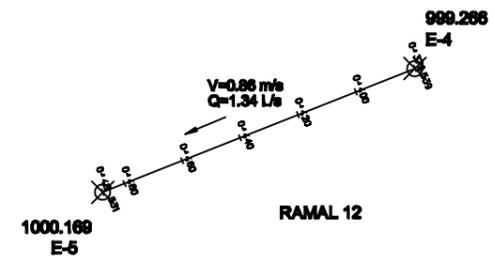
RAMAL 11 DE E-4 A R-3.1
 ESCALA HORIZONTAL: 1:1000
 ESCALA VERTICAL: 1:200



PLANTA
 ESCALA: 1:1000



RAMAL 12 DE E-4 A E-5
 ESCALA HORIZONTAL: 1:1000
 ESCALA VERTICAL: 1:200



PLANTA
 ESCALA: 1:1000

PLANTA RAMAL Y PERFIL
 ESC. INDICADA

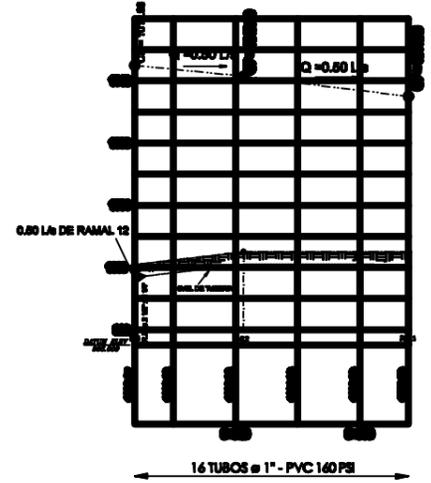


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
 MUNICIPALIDAD DE ASUNCION MITA, JUTUPA

PROFESOR: DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE	ESCALA: INDICADA
CONSEJO: PLANTA RAMAL Y PERFIL 9, 10, 11, 12	FECHA: SEPTIEMBRE 2012

PROFESOR: ING. MANUEL ALFREDO ARRIVALLAGA	CARGO: ING. DISEÑO GUARDA FIRMADO	PLANO No. 4/9
PROFESOR: ING. DISEÑO GUARDA FIRMADO		

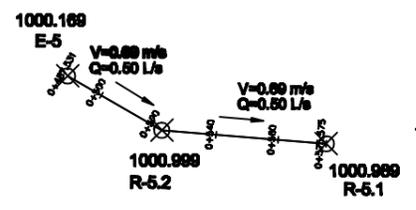
Vs. Do. ING. MANUEL ALFREDO ARRIVALLAGA SUPERVISOR EPS
 ING. DISEÑO GUARDA FIRMADO



16 TUBOS ø 1" - PVC 160 PSI

RAMAL 13 DE E-5 A R-5.1

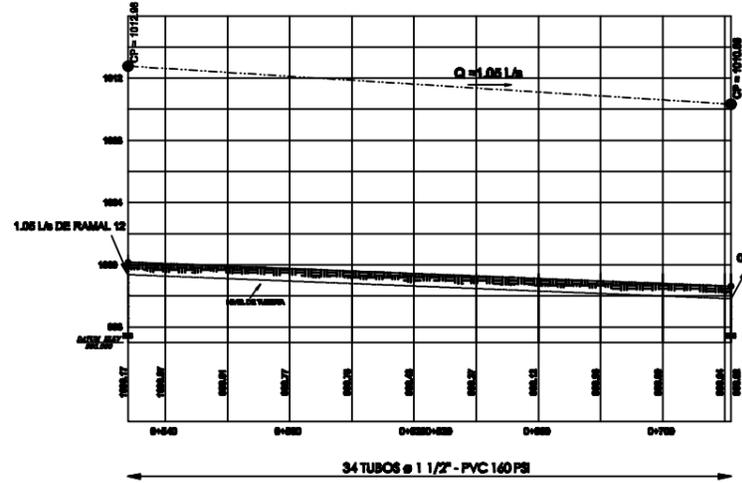
ESCALA HORIZONTAL: 1:1000
ESCALA VERTICAL: 1:200



RAMAL 13

PLANTA

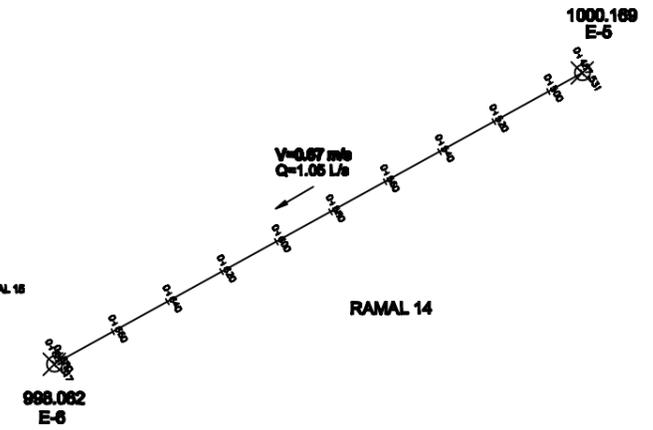
ESCALA: 1:1000



34 TUBOS ø 1 1/2" - PVC 160 PSI

RAMAL 14 DE E-5 A E-6

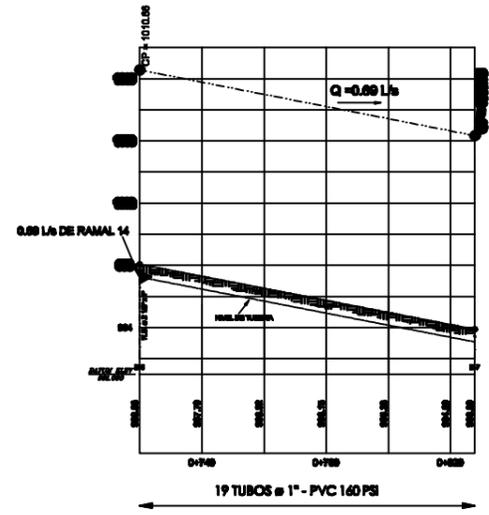
ESCALA HORIZONTAL: 1:1000
ESCALA VERTICAL: 1:200



RAMAL 14

PLANTA

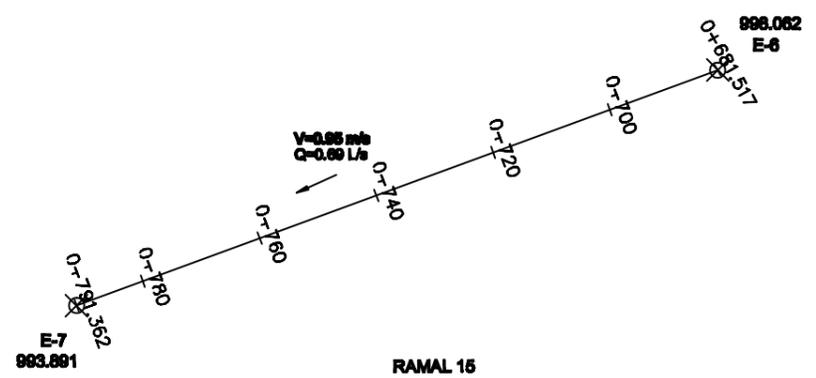
ESCALA: 1:1000



19 TUBOS ø 1" - PVC 160 PSI

RAMAL 15 DE E-6 A E-7

ESCALA HORIZONTAL: 1:1000
ESCALA VERTICAL: 1:200



RAMAL 15

PLANTA

ESCALA: 1:1000

PLANTA RAMAL Y PERFIL
ESC. INDICADA



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS MUNICIPALIDAD DE ASUNCION MITA, JUTUPA	
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: PLANTA RAMAL Y PERFIL 13, 14, 15	FECHA: SEPTIEMBRE 2012

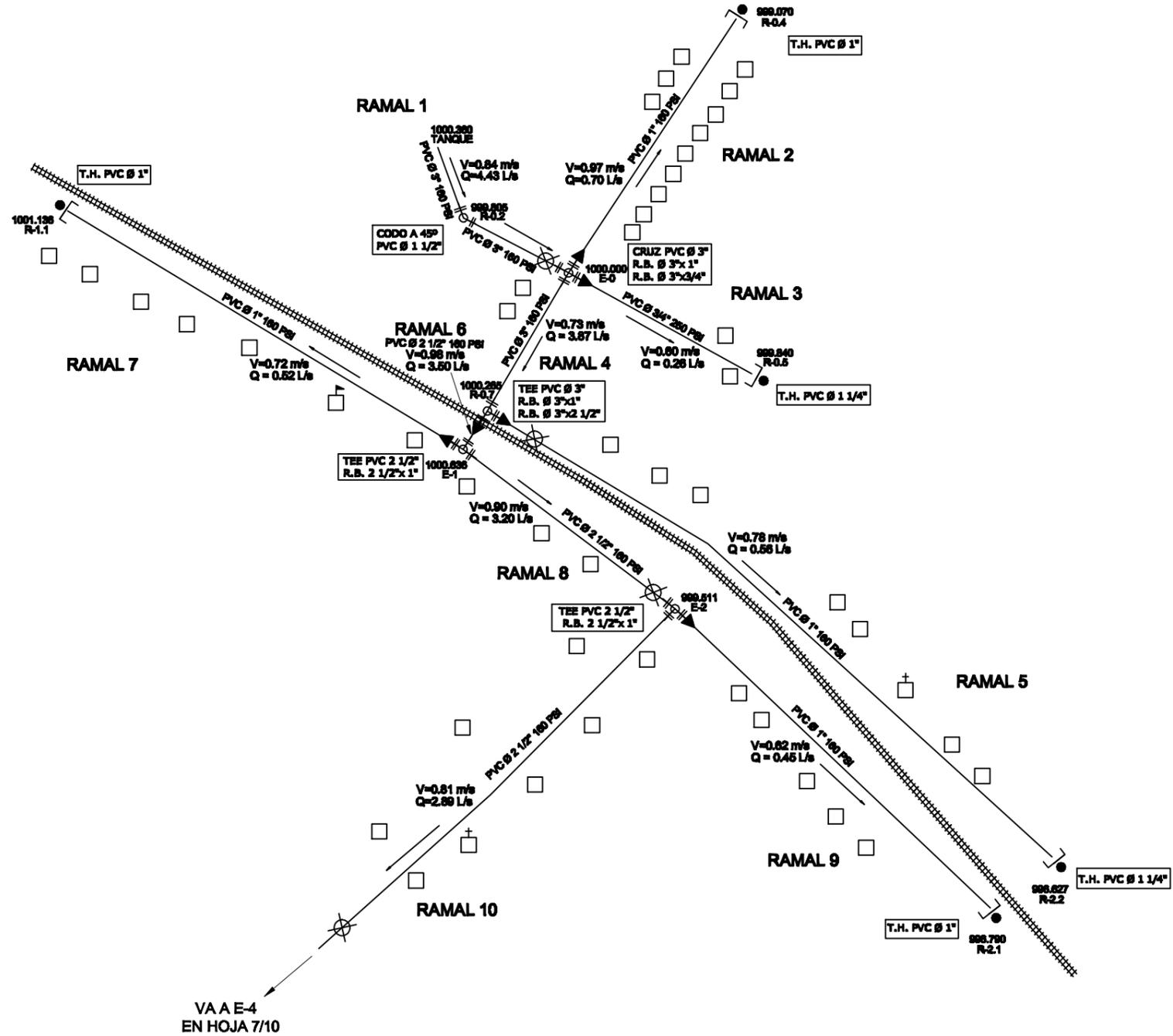
PROYECTO: IRS DETAZNE GUARDA FIENTEL	CALCULO: IRS DETAZNE GUARDA FIENTEL	PLANO No:
PROYECTO: IRS DETAZNE GUARDA FIENTEL	PROYECTO: IRS DETAZNE GUARDA FIENTEL	5/9

Vs. Do. ING. MANUEL ALFREDO ARRIVALLAGA SUPERVISOR EPS IRS DETAZNE GUARDA FIENTEL

NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
□	VIVIENDA
+	IGLESIA
+	ESCUELA
—	TUBERÍA
→	REDUCIDOR BUSHING
±° ±°	CODO A 45° Y 90°
+	TEE
]	TAPÓN HEMBRA
⊗	LLAVE DE COMPUERTA

NOTA: LAS NORMAS DE LA TUBERÍA Y ARTEFACTOS A UTILIZAR EN LA DISTRIBUCION DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA AGUIATU FRONTERA, JUTIAPA SON:

- NORMA ASTM D2241 PARA TUBERÍA
- NORMA ASTM D2466 PARA ARTEFACTOS



⊕
+
⊕

PLANTA DISEÑO HIDRAULICO
ESC. 1:500

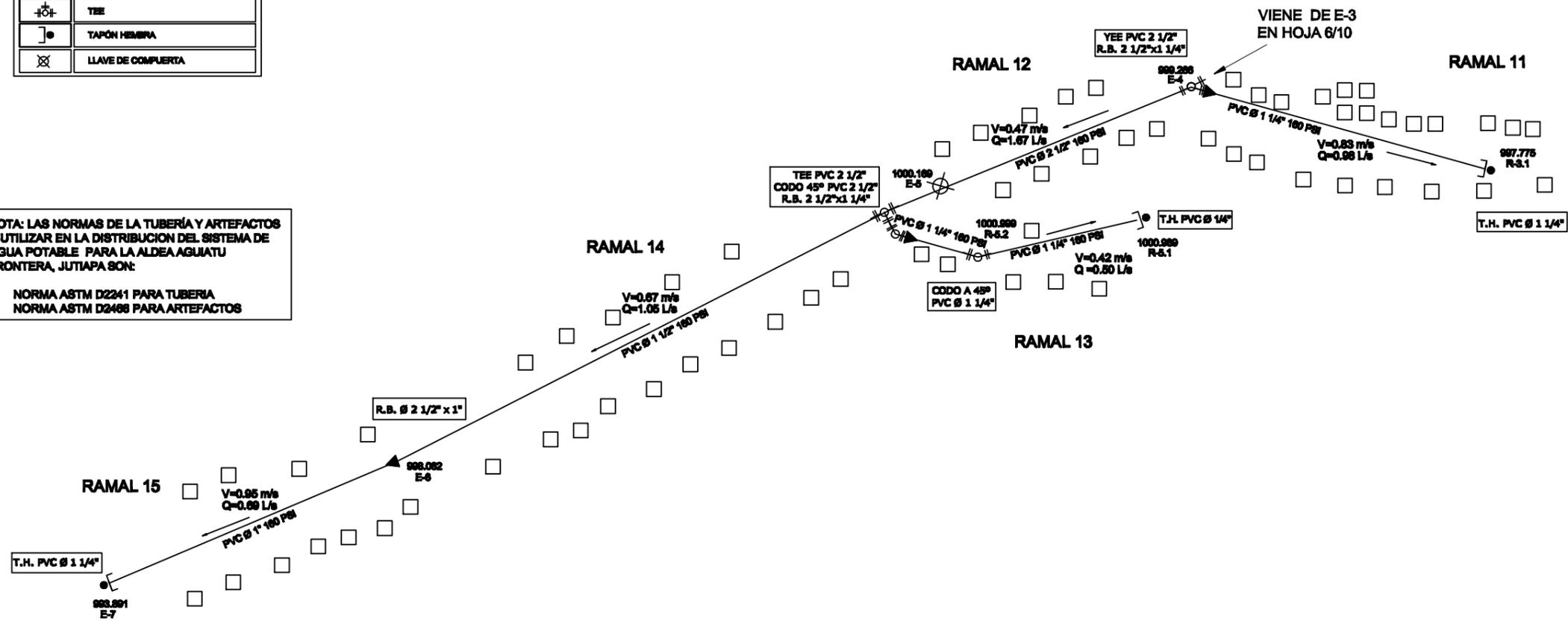
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS MUNICIPALIDAD DE ABLUCION MITA, JUTIAPA		
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE	ESCALA: INDICADA	
CIUDAD: PLANTA DISEÑO HIDRAULICO	FECHA: SEPTIEMBRE 2012	
DISEÑO: IRS BETZABE GUARDA FIMENTEL	CALCULO: IRS BETZABE GUARDA FIMENTEL	PLANO No. 6/9
REVISOR: ING. MANUEL ALFREDO ARRIVALLAGA	PROYECTO: IRS BETZABE GUARDA FIMENTEL	
Vs. Do. ING. MANUEL ALFREDO ARRIVALLAGA SUPERVISOR EPS		IRS BETZABE GUARDA FIMENTEL



NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	VIVIENDA
	IGLESIA
	ESCUELA
	TUBERÍA
	REDUCIDOR BUSHING
	CODDO A 45° Y 90°
	TEE
	TAPÓN HEMBRA
	LLAVE DE COMPUERTA

NOTA: LAS NORMAS DE LA TUBERÍA Y ARTEFACTOS A UTILIZAR EN LA DISTRIBUCION DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA AGUIATU FRONTERA, JUTIAPA SON:

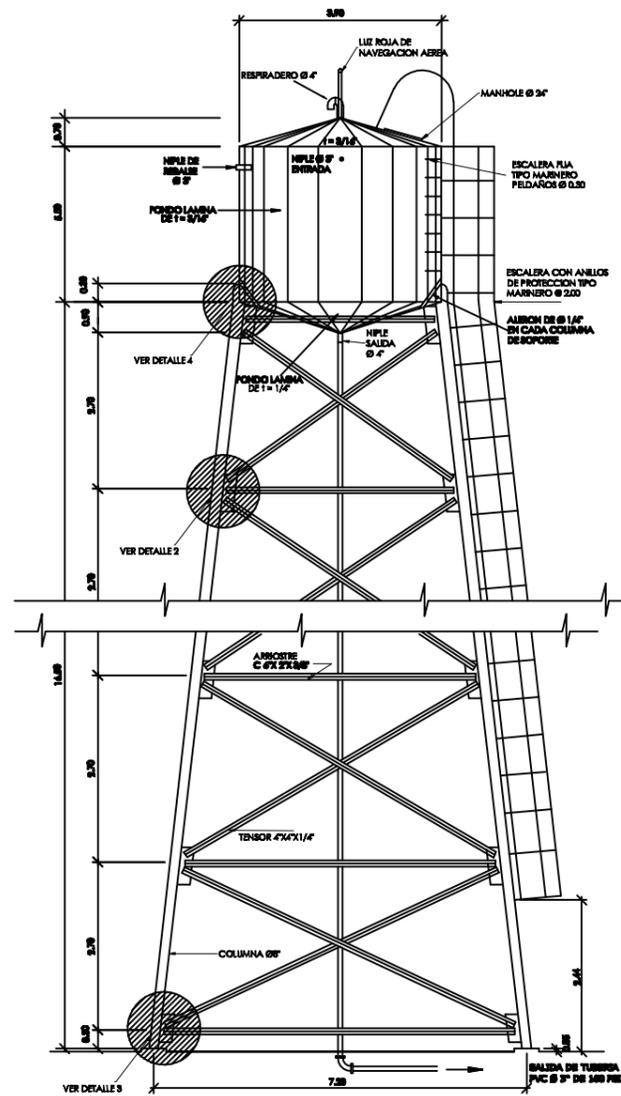
1. NORMA ASTM D2241 PARA TUBERÍA
2. NORMA ASTM D2466 PARA ARTEFACTOS



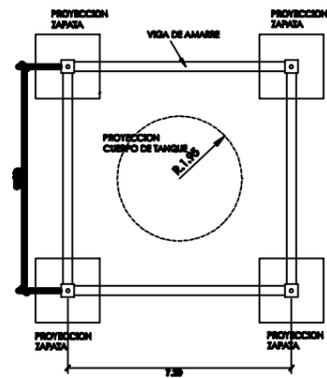
PLANTA DISEÑO HIDRAULICO
 ESC. 1:800

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA <small> EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS MUNICIPALIDAD DE ABLONCIÓN MITA, JUTIAPA</small>		
<small>PROYECTO:</small> DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE	<small>ESCALA:</small> INDICADA	
<small>CONTRATO:</small> PLANTA DISEÑO HIDRAULICO	<small>FECHA:</small> SEPTIEMBRE 2012	
<small>DISEÑO:</small> IRS BETZABE GUARDA FIMENTEL	<small>CÁLCULO:</small> IRS BETZABE GUARDA FIMENTEL	<small>PLANO N.º:</small> 7/9
<small>REVISOR:</small> ING. MANUEL ALFREDO ARRILLAGA	<small>PROYECTO:</small> IRS BETZABE GUARDA FIMENTEL	
<small>Vs. Do. ING. MANUEL ALFREDO ARRILLAGA</small> SUPERVISOR EPS		<small>IRS BETZABE GUARDA FIMENTEL</small>

NOTA:
 LA ESTRUCTURA DE LA TORRE Y EL CILINDRO TENDRA
 DOS MANOS DE PINTURA ANTICORROSIVA, Y LA PARTE INTERNA
 DEL CILINDRO ESTARA PINTADO CON PINTURA TIPO GEL, QUE
 ES ESPECIAL PARA ESTRUCTURAS QUE ALMACENAN AGUA



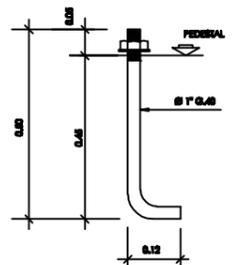
ELEVACION TANQUE DE 65 MT.3
ELEVACION DE TORRE 16.50 MT. DE ALTO
 SIN ESCALA



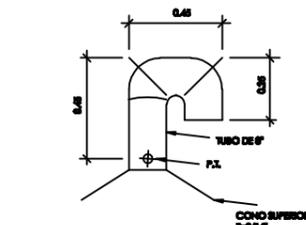
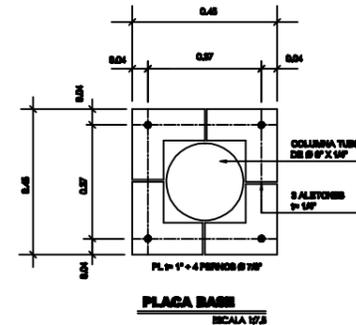
PLANTA DE CIMENTOS INDIVIDUALES
 ESCALA 1:100



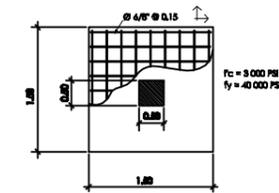
DETALLE DE MANHOLE
 SIN ESCALA



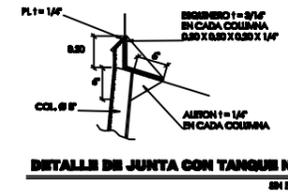
PINNO ANCLAJE
 14 UNIDADES ESCALA 1:25



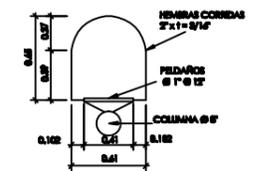
RESPIRATORIO TIPO BASTON DEL TANQUE METALICO
 ESCALA 1:25



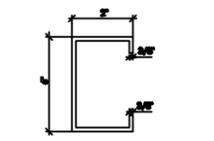
PLANTA ZAPATA
 ESCALA 1:25



DETALLE DE JUNTA CON TANQUE No.4
 SIN ESCALA



**DETALLE ESCALERA CON ANILLOS DE PROTECCION 6\"/>
 ESC. 1:25**



DETALLE DE ARBOSTOS
 ESCALA 1:5

TANQUE METALICO DE 65 M3
 ESC. INDICADA



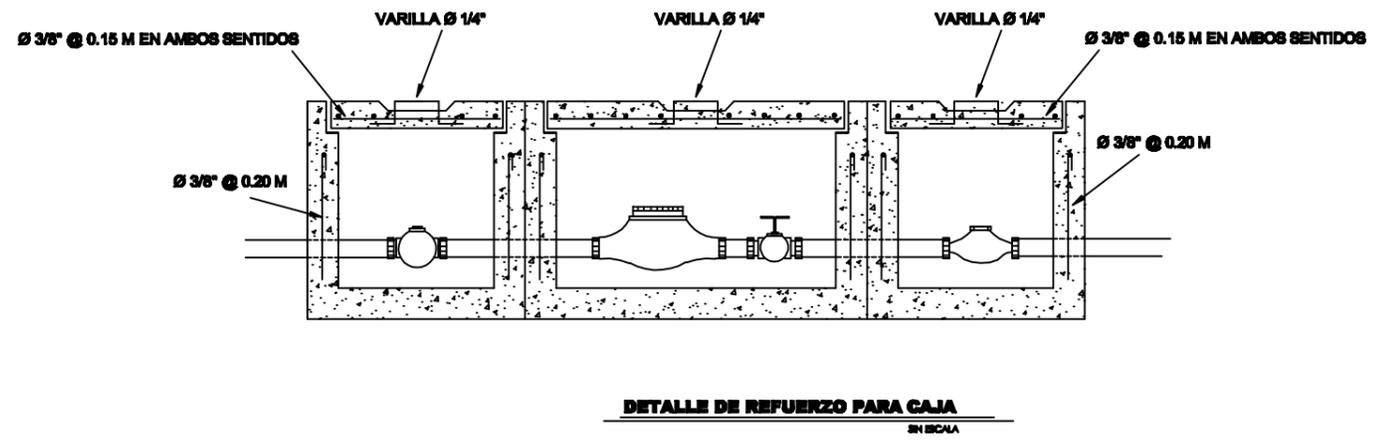
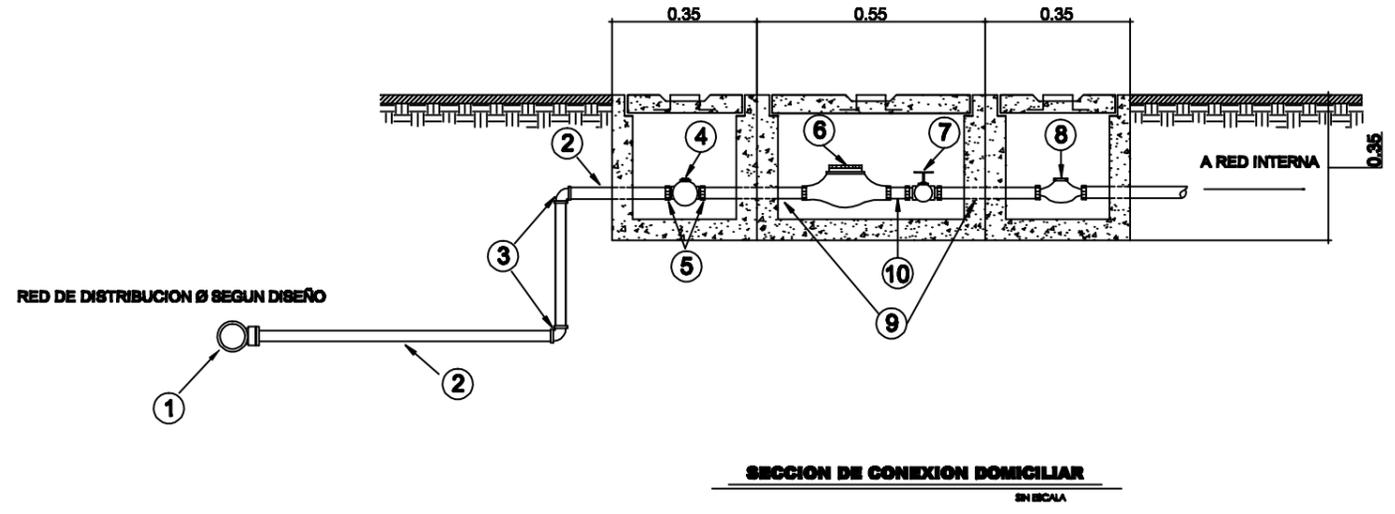
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
 MUNICIPALIDAD DE ABLUCION MITA, JUTUPA

PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE	ESCALA: INDICADA
CONTRATO: TANQUE METALICO DE 65 M3 Y DETALLES	FECHA: SEPTIEMBRE 2012

DISEÑO: IRS DEZANE GUINDA PIMENTEL	CALCULO: IRS DEZANE GUINDA PIMENTEL	PLANO No. 8/9
REVISOR: ING. MANUEL ALFREDO ARRIVALLAGA	PROYECTO: IRS DEZANE GUINDA PIMENTEL	

Vs. Dn. ING. MANUEL ALFREDO ARRIVALLAGA SUPERVISOR EPS IRS DEZANE GUINDA PIMENTEL

REFERENCIA DE MATERIALES	
1.	TEE REDUCTORA PVC Ø SEGUN DISEÑO A Ø 1/2"
2.	TUBERIA DE PVC Ø 1/2"
3.	CODO PVC Ø 1/2" X 90°
4.	LLAVE DE PASO DE BRONCE Ø 1/2"
5.	ADAPTADOR MACHO PVC Ø 1/2"
6.	CONTADOR Ø 1/2" BRONCE
7.	LLAVE DE COMPUERTA DE Ø 1/2" BRONCE
8.	VALVULA DE CHEQUE Ø 1/2" BRONCE
9.	NIPLE HG 0.30 Ø 1/2"
11.	NIPLE CONECTOR DE CONTADOR Ø 1/2"



NOTA:
 SE REALIZARA UN ALIZADO INTERIOR DE CEMENTO Y ARENA DE RIO EN PROPORCION 1:1:2 PARA IMPERMEABILIZAR LAS PAREDES INTERNAS DE LA CAJA, LO QUE ES EQUIVALENTE A 13 SACOS DE CEMENTO, 3.88 QUINTALES DE CAL Y 0.74 M3 O 17.5 CARRETAS DE ARENA.

CONEXIONES DOMICILIARES
 ESC. INDICADA

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS MUNICIPALIDAD DE ABLUCION MITA, JUTIPA		
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE CARRERA: PLANO TÍPICO DETALLES DE CONEXIONES DOMICILIARES	ESCALA: INDICADA FECHA: SEPTIEMBRE 2012	
DISEÑO: IRS BETZABE GUZMAN PIMENTEL REVISOR: ING. MANUEL ALFREDO ARRIVALLAGA	CÁLCULO: IRS BETZABE GUZMAN PIMENTEL PAUSA: IRS BETZABE GUZMAN PIMENTEL	PLANO N.º: 9 / 9
Va. Bn. ING. MANUEL ALFREDO ARRIVALLAGA SUPERVISOR EPS		IRS BETZABE GUZMAN PIMENTEL