



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA SAN
MATÍAS Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO,
ALDEA EL CERRÓN, MUNICIPIO DE ASUNCIÓN MITA, DEPARTAMENTO DE
JUTIAPA**

JUAN JOSÉ MONROY GONZÁLEZ

Asesorado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano

GUATEMALA, ENERO DE 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA SAN
MATÍAS Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO,
ALDEA EL CERRÓN, MUNICIPIO DE ASUNCIÓN MITA, DEPARTAMENTO DE
JUTIAPA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

JUAN JOSÉ MONROY GONZÁLEZ

ASESORADO POR EL ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ SERRANO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, ENERO DE 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy OlympoPaiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero Spínola de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Luis Pedro Ortiz de León
VOCAL V	P. A. José Alfredo Ortiz Herincx
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

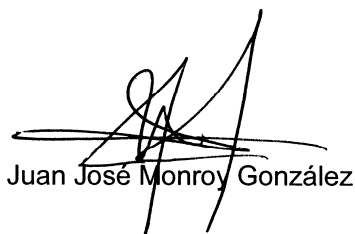
DECANO	Ing. Murphy OlympoPaiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADORA	Inga. Christa Classon de Pinto
SECRETARIA	Inga. Marcia IvónneVéliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO
SANITARIO PARA LA ALDEA SAN MATÍAS Y SISTEMA
DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR
BOMBEO, ALDEA EL CERRÓN, MUNICIPIO DE
ASUNCIÓN MITA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA;**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,
el 29 de octubre de 2008.



Juan José Monroy González

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

Guatemala 15 de octubre de 2010.
Ref.EPS.DOC.1045.10.10.

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Juan José Monroy González** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200312678**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA SAN MATÍAS Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO, ALDEA EL CERRÓN, MUNICIPIO DE ASUNCIÓN MITA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA”**.

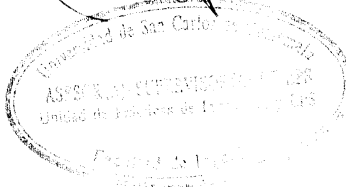
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
SJRS/ra

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

UNIDAD DE EPS

Guatemala, 15 de octubre de 2010.
Ref.EPS.D.661.10.10

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 DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA SAN MATÍAS Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO, ALDEA EL CERRÓN, MUNICIPIO DE ASUNCIÓN MITA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Juan José Monroy González**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

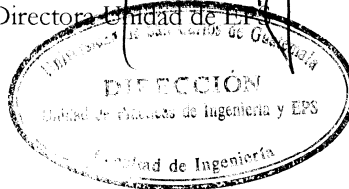
Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte del Asesor -Supervisor de EPS, en mi calidad de Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Norma Ileana Sarmiento Zecena 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



Guatemala,
25 de octubre de 2010

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA SAN MATÍAS Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO, ALDEA EL CERRÓN, MUNICIPIO DE ASUNCIÓN MITA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Juan José Monroy González, quien contó con la asesoría del Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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,

Y ENSEÑAR A TODOS

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



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.



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. Silvio José Rodríguez Serrano y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Juan José Monroy González, titulado DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA SAN MATÍAS Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO, ALDEA EL CERRÓN, MUNICIPIO DE ASUNCIÓN MITA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, enero de 2011

/bbdeb.

Más de 130 Años de Trabajo Académico y Mejora Continua



Universidad de San Carlos
de Guatemala



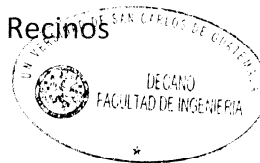
Facultad de Ingeniería
Decanato

DTG. 017.2011

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA SAN MATÍAS Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO, ALDEA EL CERRÓN, MUNICIPIO DE ASUNCIÓN MITA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**, presentado por el estudiante universitario **Juan José Monroy González**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano



Guatemala, 24 de enero de 2011

/gdech

ACTO QUE DEDICO A:

DIOS	Por darme el aliento de vida, la fortaleza en los momentos difíciles y la inspiración para seguir adelante
MIS PADRES	Elva Leticia y Juan José, (Q.E.P.D.) por su apoyo incondicional para lograr esta meta.
HERMANOS	Luis Enrique, Carolina y Luz Elena por estar siempre a mi lado.
FELICIANA LÓPEZ	Que mi esfuerzo sea un ejemplo para Andrea y Delmy.
CUÑADOS	René y Mariana, por su comprensión y franco cariño.
SOBRINOS	René José, Luisa Mariana, Rocío Leticia y Carlitos que éste sea un camino a seguir cuando les llegue su momento.
MIS AMIGOS	Por su valiosa amistad, y por todos los momentos que hemos compartido juntos.

AGRADECIMIENTOS A:

DIOS TODOPODEROSO

Por haberme permitido iniciar y finalizar con éxito mi carrera.

ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ SERRANO

Por el apoyo técnico y moral brindado de manera incondicional y por su valiosa asesoría al presente trabajo de graduación.

FACULTAD DE INGENIERÍA, USAC

Por permitirme forjar en sus aulas uno de mis más grandes anhelos.

LA MUNICIPALIDAD DE ASUNCIÓN MITA

Por el apoyo proporcionado y la oportunidad de compartir mis conocimientos para realizar este trabajo.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE ILUSTRACIONES	V
GLOSARIO	VII
RESUMEN	IX
INTRODUCCIÓN	XI
OBJETIVOS	XIII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	
1.1 Monografía de las aldeas San Matías y El Cerrón del municipio de Asunción Mita, Jutiapa	1
1.1.1 Generalidades	1
1.1.1.1 Localización de proyectos	1
1.1.1.2 Ubicación y extensión territorial	1
1.1.1.3 Límites y colindancias	1
1.1.1.4 Características de la población	2
1.1.1.5 Aspectos económicos y actividades productivas	3
1.1.1.6 Clima	3
1.1.1.7 Vías de acceso	3
1.1.1.8 Servicios públicos	4
1.1.1.9 Comercio	4
1.1.1.10 Turismo	5
1.2 Principales necesidades de las aldeas	5
1.2.1 Descripción de las necesidades	5
1.2.2 Priorización de las necesidades	5

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1	Diseño del sistema de alcantarillado sanitario aldea San Matías	7
2.1.1	Descripción del proyecto	7
2.1.2	Levantamiento topográfico	7
2.1.2.1	Planimetría	7
2.1.2.2	Altimetría	8
2.1.3	Trazo de la red	8
2.1.4	Criterios de diseño	8
2.1.4.1	Período de diseño	8
2.1.4.2	Población de diseño	9
2.1.4.3	Dotación	9
2.1.4.4	Factor de retorno	9
2.1.4.5	Factor de rugosidad	10
2.1.5	Caudal sanitario	10
2.1.5.1	Caudal domiciliar	10
2.1.5.2	Caudal comercial	11
2.1.5.3	Caudal Industrial	11
2.1.5.4	Caudal de infiltración	11
2.1.5.5	Caudal de conexiones ilícitas	11
2.1.5.6	Factor de caudal medio	12
2.1.5.7	Factor de flujo instantáneo	12
2.1.6	Caudal de diseño	12
2.1.7	Relación de diámetro y caudales	13
2.1.8	Velocidades mínimas y máximas	13
2.1.9	Fórmula de Manning	13
2.1.10	Profundidades mínimas de tubería	14
2.1.11	Cotas Invert	14
2.1.12	Componentes del sistema de alcantarillado	15
2.1.12.1	Pozos de visita	15

2.1.12.2	Colectores	16
	2.1.12.2.1 Diseño de red de alcantarillado	16
2.1.12.3	Acometida domiciliar	30
2.1.12.4	Descarga	30
	2.1.12.4.1 Localización de la descarga	30
	2.1.12.4.2 Diseño de fosa séptica	30
2.1.13	Evaluación de impacto ambiental	38
	2.1.13.1 En construcción	38
	2.1.13.2 En operación	39
2.1.14	Evaluación socio-económica	40
	2.1.14.1 Valor presente neto	40
	2.1.14.2 Tasa interna de retorno	42
2.1.15	Presupuesto	42
	2.1.15.1 Costo del proyecto	42
	2.1.15.2 Cuadro de resumen	43
	2.1.15.3 Precios unitarios	45
2.1.16	Cronograma de actividades	46
2.2	Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable aldea El Cerrón	47
2.2.1	Descripción del proyecto	47
2.2.2	Localización de fuentes de abastecimiento	47
2.2.3	Aforo de las fuentes	47
2.2.4	Calidad del agua	48
	2.2.4.1 Análisis físico-químico sanitario	48
	2.2.4.2 Análisis bacteriológico	48
2.2.5	Levantamiento topográfico	48
2.2.6	Criterios de diseño	49
	2.2.6.1 Período de diseño	49
	2.2.6.2 Tasa de crecimiento poblacional	49

2.2.6.3	Estimación de la población de diseño	49
2.2.6.4	Dotación	50
2.2.7	Determinación de caudales	50
2.2.7.1	Caudal medio diario	50
2.2.7.2	Caudal diario máximo	50
2.2.7.3	Caudal horario máximo	51
2.2.7.4	Caudal de vivienda	51
2.2.7.5	Caudal instantáneo	51
2.2.8	Parámetros de diseño	52
2.2.9	Componentes del sistema	52
2.2.9.1	Captación	52
2.2.9.2	Línea de conducción	52
2.2.9.2.1	Caudal de bombeo	53
2.2.9.2.2	Determinación de diámetro económico	54
2.2.9.2.3	Cálculo de la carga dinámica total (CDT)	55
2.2.9.2.4	Verificación de golpe de ariete	57
2.2.9.2.5	Determinación de la potencia de la bomba	59
2.2.9.2.6	Especificaciones del equipo de bombeo	60
2.2.9.3	Tanque de almacenamiento	61
2.2.9.4	Red de distribución	79
2.2.9.5	Obras de hidráulicas	85
2.2.9.5.1	Paso aéreo	86
2.2.10	Sistema de de desinfección	100
2.2.11	Planos y detalles	101
2.2.12	Cuantificación de materiales	102

2.2.13 Presupuesto	102
2.2.14 Especificaciones técnicas	105
CONCLUSIONES	107
RECOMENDACIONES	109
BIBLIOGRAFÍA	111
APÉNDICES	113

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Ubicación y localización de aldeas San Matías y El Cerrón	2
2	Planta general de la losa del tanque de almacenamiento	63
3	Diagrama de momentos actuantes	66
4	Sección de viga del tanque de almacenamiento	70
5	Sección del muro perimetral	71
6	Diagrama de áreas tributarias	73
7	Sección del muro intermedio	75
8	Cálculo de caudales de diseño con ramificaciones	81
9	Modelo matemático del cable en suspensión	89
10	Esquema del cable en los tensores	91
11	Diagrama de distribución de corte en zapata de paso aéreo	97
12	Diagrama de perímetro de punzonamiento en zapata de paso aéreo	97

TABLAS

I.	Factor de rugosidad	10
II.	Profundidades mínimas de tubería	15
III.	Verificación de especificaciones hidráulicas	18
IV.	Diseño de sistema de alcantarillado	19
V.	Cotas invert y profundidad de pozos	25
VI.	Dimensiones de la fosa séptica	32
VII.	Costos del sistema de alcantarillado sanitario	41
VIII.	Presupuesto del sistema de alcantarillado	43
IX.	Cronograma general de ejecución	46
X.	Características del sistema de captación	52

XI.	Comparación de costos, según diámetro de tubería	60
XII.	Especificaciones de equipo de bombeo	61
XIII.	Funcionamiento de las losas	63
XIV.	Resumen de cálculo de momentos	66
XV.	Datos de muro perimetral	72
XVI.	Datos de muro intermedio	77
XVII.	Diseño de sistema de abastecimiento de agua potable	83
XVIII.	Cálculo de pérdida, cota piezométrica y presión	84
XIX.	Tensión en el cable	89
XX.	Altura de péndolas	93
XXI.	Presupuesto del sistema de abastecimiento de agua potable	102

GLOSARIO

Aforo	Cantidad de agua que produce una fuente. Debe medirse en verano.
Aguas negras	Son la combinación de los líquidos o desechos acarreados por agua proveniente de zonas residenciales, comerciales, escolares e industriales.
Agua sanitariamente segura	Agua incapaz de transmitir enfermedades, libre de concentraciones excesivas de sustancias minerales, orgánicas y libres de toxicidad.
Alcantarillado	Sistema formado por tuberías o conductos cerrados, que no trabaja a presión y que conducen las aguas negras o las aguas pluviales.
Caudal	Volumen de fluido en la unidad de tiempo.
Demanda	Es la cantidad de agua asignada a cada usuario.
Empuje	Fuerza que tiende a deslizar horizontalmente un muro.
Estiaje	Nivel más bajo o caudal mínimo que en ciertas épocas del año tiene fuentes de agua, por causa de la sequía.
Filtración	Proceso de separar un sólido suspendido de un líquido, al hacerlos pasar a través de un medio poroso por el cual el líquido puede penetrar fácilmente.

Fuente	Manantial de agua que brota de la tierra y de la cual se puede extraer agua.
Grupo coliforme	Comprende todas las bacterias en forma de bacilos, aerobios y anaerobios facultativos, que habitan el tracto digestivo humano.
Isobara	Curva para la representación cartográfica de los puntos de igual presión en un momento determinado.
Permeabilidad	Propiedad que tiene algunos suelos de poder ser filtrado o traspasado por el agua
Tirante	Es la medida que define la altura de un líquido en una tubería, depósito o planta de tratamiento
Tratamiento de aguas Negras	Proceso mediante el cual se remueve o altera la composición de las aguas negras, convirtiéndolas en menos ofensivas o peligrosas.

RESUMEN

Las aldeas San Matías y El Cerrón pertenecen al municipio de Asunción Mita, el cual se encuentra ubicado al suroriente del país, en el departamento de Jutiapa, a 146 kilómetros de la capital y a una altura de 476 metros sobre el nivel del mar, presenta un clima cálido con variaciones a templado en los meses de noviembre y diciembre. La temperatura media anual es de 28 grados centígrados.

De acuerdo con la investigación realizada, se determinó que las aldeas San Matías y El Cerrón no cuentan con sistema de alcantarillado y sistema adecuado de agua potable, respectivamente, proyectos necesarios para el desarrollo integral de estas comunidades.

El proyecto de abastecimiento de agua potable consiste en el diseño de la línea de conducción por bombeo de 2252.17 metros de longitud, utilizando tubería PVC y tubería HG de diámetro 2 ½ pulgadas, de igual manera se incluye el diseño del tanque de almacenamiento, diseño de paso aéreo, el diseño de la red de distribución, la cual trabajaba por gravedad y a través de ramales abiertos para abastecer a toda la comunidad.

El proyecto de alcantarillado sanitario está conformado por colectores secundarios y uno principal de diámetros de 6, 8 y 12 pulgadas respectivamente, utilizando tubería PVC norma 3034, con una longitud total de 4728.25 metros lineales de con 88 pozos de visita y un total de 246 conexiones domiciliarias a las que se les brindara el servicio, se propone un sistema de fosa séptica antes de la descarga al río Tamazulapa.

INTRODUCCIÓN

El municipio de Asunción Mita se encuentra actualmente en fase de crecimiento demográfico y económico, por lo que es necesaria la construcción de proyectos que beneficien a la población de sus comunidades en áreas de salud, educación, vivienda e infraestructura.

Este trabajo desarrolla las actividades de investigación y diseño del proyecto de alcantarillado sanitario y el sistema de agua potable para las aldeas de San Matías y El Cerrón respectivamente, donde se necesita cubrir la recolección de aguas negras y la falta de agua potable para cada una.

En el primer capítulo se describe la monografía del lugar de estudio y se realiza un diagnóstico general, para identificar y priorizar los proyectos más necesarios.

El segundo capítulo trata acerca del servicio técnico profesional realizado, dentro del cual se incluye: diseño de alcantarillado sanitario, propuesta de tratamiento de agua residual, diseño hidráulico de la red de distribución, diseño de la línea de conducción, diseño del tanque de almacenamiento, diseño de paso aéreo y presupuestos.

OBJETIVOS

General

Diseñar el sistema de alcantarillado sanitario para la aldea San Matías y el sistema de agua potable para la aldea El Cerrón, municipio de Asunción Mita, del departamento de Jutiapa.

Específicos

1. Hacer una investigación monográfica y diagnóstica sobre necesidades de servicios e infraestructura para las comunidades a beneficiar.
2. Mejorar la salud y garantizar un mejor desarrollo social y un cambio de actitud en los pobladores de estas comunidades.
3. Elaborar los planos constructivos y presupuestos de ambos proyectos para su ejecución.

1 FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía de la aldea San Matías y aldea el Cerrón, municipio de Asunción Mita, Jutiapa

1.1.1 Generalidades

1.1.1.1 Localización de proyectos

La aldea San Matías y la aldea El Cerrón, pertenece al municipio de Asunción Mita del departamento de Jutiapa, estas se localizan a 8 y 5 kilómetros respectivamente de la cabecera municipal, la cual se encuentra al noreste de la cabecera departamental de Jutiapa.

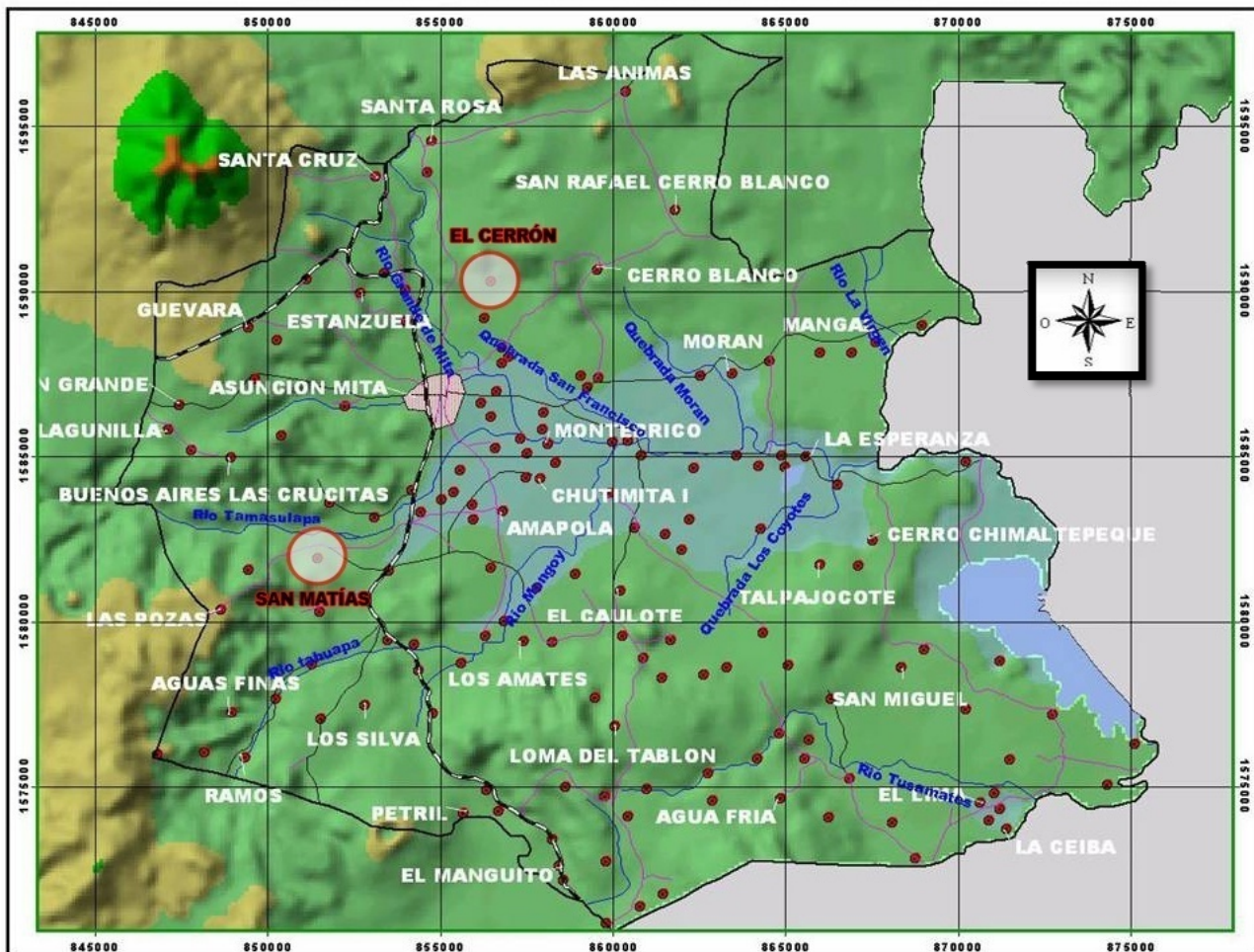
1.1.1.2 Ubicación y extensión territorial

San Matías tiene una extensión territorial de 4.78 kilómetros cuadrados su ubicación geográfica es latitud 19° 17' 28.46" N, longitud 89° 44' 42.98" O y altitud 504 msnm; El Cerrón tiene 1.10 kilómetros cuadrados con ubicación geográfica de 14° 21' 51.47"N, longitud 89° 41' 51.30"O y altitud 584 msnm.

1.1.1.3 Límites y colindancias

La aldea San Matías colinda al norte con el río Tamazulapa; al sur con Tiucal arriba, oeste con Aguas finas y al este con la aldea Tiucal. El Cerrón colinda al norte con El Pito, al oeste con Estanzuela, al este con Cerro Blanco, al sur con El Vallecito, todas estas comunidades de Asunción Mita.

Figura 1. Ubicación y localización de aldea San Matías y Aldea El Cerrón



Fuente: Municipalidad de Asunción Mita.

1.1.1.4 Características de la población

Según censo municipal la aldea San Matías cuenta con 1230 habitantes de los cuales 561 son hombres y 669 mujeres. El 76% de la población es alfabeta. La mayoría de casas están construidas con ladrillo y block con techo de teja, lámina o losa de concreto. La aldea El Cerrón tiene 415 habitantes de los cuales 215 son varones y 200 son mujeres, el 71% de la población es

alfabeta. Las casas son construidas con ladrillo o block aunque también hay casas de las llamadas de “bajareque” que son de cañas recubiertas con lodo y techo de hojas de palma.

1.1.1.5 Aspectos económicos y actividades productivas

La economía de estas comunidades está basada en la agricultura, siendo el principal producto de San Matías el cultivo de cebolla, sin embargo parte de la población se dedica a actividades ganaderas y comerciales. La aldea El Cerrón tiene como cultivo principal el frijol, también hay personas que se dedican a la ganadería. Los jóvenes bajan a trabajar a la melonera que se encuentra cercana y algunos trabajan para la minera ubicada en la aldea Cerro Blanco, otros ingresan a la policía.

1.1.1.6 Clima

La estación climatológica más cercana es la que se encuentra en la cabecera municipal con coordenadas 14°20'68" de latitud y 89°42'14" de longitud y proporciona la siguiente información:

La temperatura media anual es de 29°C

La precipitación pluvial media anual es de 1120 a 1240 mm.

1.1.1.7 Vías de acceso

Para llegar a San Matías se toma la ruta interamericana desde la cabecera municipal a la frontera y en el kilómetro 151 se encuentra el cruce hacia la derecha desde allí son tres kilómetros haciendo un total de 8 kilómetros desde la cabecera municipal, todo el recorrido es asfaltado. El acceso hacia El Cerrón es más difícil ya que aunque solo está a 5 kilómetros de la cabecera municipal, por el camino hacia aldea El Vallecito, solo hasta allí hay adoquín y el resto es terracería.

1.1.1.8 Servicios públicos

Ambas aldeas cuentan con el servicio de energía eléctrica con porcentajes de cobertura de 96% para San Matías y de 90% para El Cerrón, cuentan con escuelas públicas de educación primaria aunque en San Matías se imparten básicos por la tarde.

En El Cerrón actualmente se surten de agua yéndola a traer las mujeres en cántaros o los hombres en bestia a un ojo de agua que se ubicado a la entrada de la aldea; en San Matías existe abastecimiento de agua. En ambos casos las excretas se eliminan en letrinas y las aguas servidas en pozos o a flor de tierra.

En ambas aldeas hay iglesias evangélicas, campos de fut bol, salones comunales, pero solo San Matías tiene transporte comunitario dirigido hacia la cabecera municipal.

1.1.1.9 Comercio

En la aldea El cerrón el comercio se limita cuando es temporada de cosecha ya sea de frijol o de maíz para satisfacer la demanda interna de leche existen varias casas donde la venden por la mañana; también hay tiendas pequeñas. En San Matías existen regadillos los que irrigan los terrenos dedicados a la siembra con lo cual tienen varias cosechas al año ya sea de cebolla o tomate que es el otro producto agropecuario de la aldea, de allí lo venden a los lugares cercanos como la cabecera municipal o a San Cristóbal frontera.

1.1.1.10 Turismo

Ninguna de estas aldeas posee potencial turístico por lo que este no existen ingresos debido a esta actividad.

1.2 Principales necesidades de las Aldeas

1.2.1 Descripción de las necesidades

Para San Matías:

- Mejoramiento del sistema Vial: se requiere un diseño técnico y un pavimento de las calles.
- Red del sistema de alcantarillado sanitario: Hay inexistencia de alcantarillado sanitario para disposición de aguas negras.

Para El Cerrón:

- Mejoramiento de calles: se requiere que se hagan rodadas para un mejor desplazamiento tanto vehicular como de personas.
- Sistema de abastecimiento de agua: Actualmente se carece de un sistema adecuado por lo cual no se puede esperar un desarrollo integral de la comunidad.

1.2.2 Priorización de las necesidades

Se priorizaron los siguientes proyectos:

Diseño de alcantarillado sanitario para la aldea San Matías y el sistema de abastecimiento de agua potable par la aldea El Cerrón, ambos fueron priorizados acorde y de acuerdo con los COCODES de las mencionadas aldeas.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño del sistema de alcantarillado sanitario para la aldea San Matías

2.1.1 Descripción del proyecto

El proyecto comprende el diseño del sistema de alcantarillado para la aldea San Matías, del Municipio de Asunción Mita, Jutiapa. Para su realización se llevó a cabo un levantamiento topográfico, para obtener la altimetría y planimetría.

La red se encuentra dividida en 5 sistemas conectados a uno principal, debido a que la topografía lo permite, cuenta con colectores que suman 4,724.48 metros de los cuales se diseñaron 88 pozos de visita.

El sistema de tratamiento lo conforma una fosa séptica para su posterior descarga.

2.1.2 Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico se realizó para localizar la red dentro de las calles, los pozos de visita la descarga, y en general, ubicar todos aquellos puntos de importancia.

Se empleó el siguiente equipo: un teodolito marca WILD, estadal marca SOKKISHA, plomadas estacas y clavos.

2.1.2.1 Planimetría

Para representar la proyección del terreno de la comunidad sobre un plano horizontal imaginario, se adoptó el método de conservación de azimut. El resultado debe ser modificado por un factor de corrección dado por:

$$FC=1 \frac{H_{SNM}}{6378000}$$

Donde H_{SNM} = altura sobre el nivel del mar del lugar

2.1.2.2 Altimetría

En cada estación se colocó el nivel de precisión marca WILD usando estadal marca SOKKISHA, este se colocó sobre el eje de las calles tomando elevaciones en los cruces de calles y en los puntos donde había cambio de pendiente.

2.1.3 Trazo de la red

Para el trazo de la red, se deben considerar los siguientes preceptos:

- a. Se debe iniciar el recorrido en los puntos de cotas altas y dirigir el flujo hacia las cotas bajas.
- b. En el diseño, se trata de seguir la pendiente del terreno, así se evitarán excavaciones profundas.
- c. Tratar en lo posible de no dirigir el agua en contra de la pendiente del terreno.

Para este estudio se trazaron las líneas principales, en cada sistema, a la cual se enlazan los ramales de cada tramo, dirigiendo el flujo en el sentido de la pendiente, para transportarlo a los cuerpos receptores.

2.1.4 Criterios de diseño

2.1.4.1 Período de diseño

Los sistemas de alcantarillado serán proyectados para llenar adecuadamente su función durante un periodo de 30 a 40 años; para el presente estudio se contemplaron 30 años.

2.1.4.2 Población de diseño

Según el método geométrico:

$$P_f = P_0 * (1 + r)^n$$

Donde: Pf = Población futura o poblacional de diseño

Po = Población actual

r = Tasa de crecimiento poblacional

n = Período de diseño

Sustituyendo valores

Po = 1,230 habitantes

n = 30 años

r = 3% determinado por el método geométrico, con base en el censo del INE 2002

$$P_f = 1,230 * (1 + 0.03)^{30} = 2,986 \text{ habitantes}$$

2.1.4.3 Dotación

La norma del INFOM establece que se debe utilizar, para el diseño una contribución mínima de 200 lts/hab/día.

2.1.4.4 Factor de retorno

Es el factor que considera que el 75% al 90% del consumo de agua de una población retorna al sistema de alcantarillado: se asume uno de 80%

2.1.4.5 Factor de rugosidad (n)

El factor de rugosidad expresa que tan lisa es la superficie del material por donde se desplaza el flujo y depende del tipo de material de la tubería a utilizar, para este diseño se utilizó tubería PVC; con una rugosidad de 0.010.

En la siguiente tabla se presentan algunos valores para diferentes tipos de superficie:

Tabla I. Factor de rugosidad (n)

Material	Factor de rugosidad
Concreto	0.014
Asbesto cemento	0.011
Mampostería	0.017
Hierro galvanizado	0.015
Hierro fundido	0.013
Fibra de vidrio	0.011
Polietileno (PE)	0.010
Polivinilo (PVC)	0.010

2.1.5Caudal sanitario

2.1.5.1 Caudal domiciliar (QDom)

Es el caudal que agrupa todas las conexiones domiciliarias en un tramo específico. Se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{Dom} = \frac{Dot * Hab * F_r}{86,400} = \frac{200lt/hab/dia * 2,986 hab * 0.80}{86,400} = 5.53ts/s$$

Donde, Q_{Dom} = Caudal domiciliar

Dot = Dotación

Hab = Número de habitantes

Fr = Factor de retorno

2.1.5.2 Caudal comercial (Q_{Com})

Dicho caudal es producido por las actividades comerciales que se realizan en la aldea. En este estudio, por no haber comercio, no existe.

2.1.5.3 Caudal industrial (Q_{Ind})

Es aquel que proviene de las actividades de grandes industrias que se encuentren dentro del perímetro de la aldea; la zona es rural y por ende no se contempla un caudal industrial.

2.1.5.4 Caudal de infiltración (Q_{Inf})

Este caudal es producto, principalmente por la proximidad del nivel freático, así como, deficiencias en la construcción, fallas del material, permeabilidad del terreno y el tipo de juntas. Dicho caudal no aplica para tubería de PVC.

2.1.5.5 Caudal de conexiones ilícitas (Q_{Ili})

Es el caudal producto de las aguas pluviales (lluvia, granizo, rocío) y son agregadas al sistema de alcantarillado sanitario, Según criterio del INFOM, el caudal de conexiones ilícitas es igual a un 10% del caudal domiciliar.

$$Q_{ilícitas} = 10\% * Q_{Dom} = 10\% * \left(5.53 \frac{\text{lts}}{\text{seg}}\right) = 0.53 \text{lts/s}$$

2.1.5.6 Factor de caudal medio (Fqm)

Expresa el volumen de aguas negras que en promedio escurren por la alcantarilla. Debe estar comprendido entre 0.002 y 0.005, de lo contrario se utiliza el límite inmediato. Se determina con la siguiente expresión:

$$F_{qm} = \frac{Q_{Dom} + Q_{Com} + Q_{Ind} + Q_{Inf} + Q_{Illicitas}}{\text{No. de habitantes}} = \frac{5.53 + .55}{2,986} = .002036$$

El parámetro se encuentra dentro del rango permitido, por lo que se adopta este.

2.1.5.7 Factor de flujo instantáneo (FH)

El factor de flujo instantáneo o factor de Harmond, determina la probabilidad de que el sistema de drenaje este siendo utilizado por varios artefactos sanitarios de forma simultánea, a lo largo de un tramo.

Se calcula de la siguiente manera:

$$F_H = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}} = \frac{18 + \sqrt{2.98}}{4 + \sqrt{2.98}} = 3.44$$

Donde, FH = Factor de Harmond

P = Población (en miles)

2.1.6 Caudal de diseño (Qdis)

También conocido como caudal máximo; es la cantidad de agua negra que transporta el sistema de alcantarillado, para cada tramo existente. Se utiliza la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} Q_{dis} &= (\text{No. hab.}) * (F_H) * (F_{qm}) = (2,986) * (3.44) * (0.002036) \\ &= 20.91 \text{ lts/s} \end{aligned}$$

Donde, No. hab. = Número de habitantes futuros

FH = Factor de Harmond

Fqm = Factor de caudal medio

2.1.7 Relación de diámetro de caudales

En el diseño del sistema, la relación entre el tirante y el diámetro interno del tubo (d/D) debe estar comprendido entre 0.10 y 0.75.

Esta relación depende del caudal que transporta la tubería y habitualmente, en los tramos iniciales, es menor a 0.10; para áreas rurales es aceptable que cinco tramos seguidos, posean una relación debajo del límite inferior.

2.1.8 Velocidades mínimas y máximas

La velocidad de flujo mínima del sistema deberá ser mayor o igual a 0.60 m/s, con lo cual se evitará la sedimentación de los sólidos que transporta el flujo; la máxima velocidad será menor o igual a 3.00 m/s, para que el flujo no erosione la tubería, debido a que en algunos ramales hay escasa viviendas y producen caudales bajos, en tales casos se acepta una velocidad de hasta 0.40 m/s.

2.1.9 Fórmula de Manning

Se utiliza para determinar la velocidad del flujo a sección llena y se encuentra en función del diámetro, la pendiente y el coeficiente de rugosidad:

$$V = \frac{0.03429 * D^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

Donde, V = Velocidad a sección llena

D = Diámetro de la sección circular (pulgadas)

S = Pendiente gradiente hidráulica (m/m)

n = Coeficiente de rugosidad

2.1.10 Profundidades mínimas de tubería

Para la instalación se deberán tomar en cuenta, el diámetro de la tubería y las condiciones del tránsito local; para esto se puede consultar la Tabla II.

2.1.11 Cotas invert

Se denomina cota invert a la distancia existente entre el nivel de la rasante del suelo y el nivel inferior interior de la tubería. La diferencia entre la cota invert de la tubería que entra y la cota invert de la tubería que sale, será como mínimo la carga de velocidad en el tubo de salida, a continuación se muestra la fórmula general:

$$h_v = \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

Donde, V= Velocidad en tubería de salida (m/s)

g = Constante gravitacional (9.81 m/s²)

Tabla II. Profundidades mínimas de tubería

Diámetro (Pulgadas)	Tránsito normal (m)	Tránsito pesado (m)
6	1	1.2
8	1.22	1.42
10	1.28	1.48
12	1.38	1.58
16	1.41	1.61
18	1.5	1.7
21	1.58	1.78
24	1.66	1.86
30	1.84	2.04
36	1.99	2.19
42	2.14	2.34
48	2.25	2.45
60	2.55	2.75

2.1.12 Componentes del sistema de alcantarillado

2.1.12.1 Pozos de visita

Los pozos de visita son empleados para la inspección y verificación del buen funcionamiento de la red de alcantarillado, así como para efectuar operaciones de limpieza y mantenimiento; según las normas del INFOM, se recomienda colocarlos en los siguientes casos:

- En las intersecciones de colectores
- Al inicio de todo colector
- En todo cambio de sección o diámetro

- En todo cambio de dirección o pendiente
- En tramos rectos, a distancias no mayores de 100 metros
- En cambios de dirección horizontal

Los pozos de visita de este proyecto serán de ladrillo tayuyo, tendrán un diámetro de 1.20 m; el brocal y la tapadera serán de concreto reforzado y estarán cimentados en una plancha de concreto. Por dentro llevarán un revestimiento de repello y canales que dirigirán los caudales hacia el tubo de salida. Cuando la caída sea mayor de 0.70 m se construirá un sifón de PVC para que el flujo ingrese a nivel de fondo. La ubicación y detalles se pueden observar en los planos de conjunto hidráulico y planta perfil, mostrados en el apéndice.

2.1.12.2 Colectores

También se conoce como red de alcantarillado; son las tuberías por las que se conduce las aguas negras, la tubería mínima que se utilizará en este proyecto será PVC de 6" de diámetro bajo la norma constructiva ASTM 3034.

2.1.12.2.1 Diseño de la red de alcantarillado

Se diseñará un tramo inicial. Este tramo será del ramal 1 que va del PV-4 al PV-5.

Se tiene:

Cota inicio = 497.44

Cota final = 496.40

Distancia horizontal = 57.94m entonces:

Se procede al cálculo de la pendiente del terreno:

$$S = \frac{497.44 - 496.4}{57.94} * 100 = 1.79\%$$

En el plano de densidad de vivienda se observa que en el tramo existen 5 viviendas y el total acumulado es igual a 20 viviendas; de la investigación se tiene que la densidad de vivienda promedio es igual a 5 hab/vivienda.

No. de habitantes = 100 habitantes

No. de habitantes futuros = $100 * (1 + 0.03)^{30} = 243$ habitantes

Cálculo de caudal de diseño

$$Q_{dis} = (\text{No. hab}) * (F_H) * (F_{qm}) = (243) * (4.12) * (0.002038) = 2.04 \text{ lts/s}$$

Donde,

F_{qm} = factor de caudal medio = 0.002038

F_H = factor de Harmond = 4.12

Se propone un diámetro de tubería, como es tramo inicial se asigna uno de 6" tipo PVC, y utilizando la pendiente del terreno de 1.79%; utilizando la fórmula de Manning, Se determina el caudal y la velocidad a sección llena:

$$Q = 27.67 \text{ lts/s}$$

$$V = 1.52 \text{ m/s}$$

Con estos datos se determina las relaciones hidráulicas:

- Relación q/Q , caudal de diseño sobre caudal a sección llena

$$\frac{q}{Q} = \frac{2.04}{27.67} = 0.073586$$

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

$$\frac{d}{D} = 0.184$$

- Relación v/V , también se obtiene a partir de q/Q :

$$\frac{v}{V} = 0.585154$$

Obteniendo el valor de la velocidad del flujo a sección parcialmente llena

$$v = 0.585154 * V = 0.585154 * 1.52 = 0.89 \text{ m/s}$$

Verificamos las especificaciones y relaciones hidráulicas:

Tabla III. Verificación de especificaciones hidráulicas

Caudales lts/s	Velocidad m/s	Diámetros
q/Q	$0.4 \leq v \leq 3.00$	$0.10 \leq d/D \leq 0.75$
$2.04 < 27.67$	$0.4 \leq 0.89 \leq 3.00$	$0.10 \leq 0.18 \leq .75$

Como se puede observar las relaciones hidráulicas cumplen.

Por último se calculan las cotas invert de la siguiente manera (ver tabla V);

- Cota invert salida = $497.44 - 1.20 = 496.24$
- Cota invert entrada = $496.40 - 1.20 + 0.03 = 495.23$

Los datos y resultados del cálculo hidráulico para todos los ramales, realizado con el procedimiento anteriormente descrito, se presentan a continuación:

Tabla IV. Diseño de sistema de alcantarillado sanitario

De PV	A PV	Cota de terreno		D H mts	Hab a servir		No. De casas		F de harmond		Q. diseño		Ø Plg	S Terreno	Sección llena		q/Q Fut	v/V Fut	d/D Fut	v(m/s) Fut
		Inicio	Final		Actual	Futuro	Local	Acumulado	Actual	Futuro	Actual	Futuro			V (m/s)	Q (Lt/s)				
Ramal 1																				
0	1	500.00	499.56	39.95	5	12	1	1	4.44	4.41	0.05	0.11	6	0.0110	1.19	21,68	0,005	0,264	0,052	0,313
1	2	499.56	499.27	99.99	40	97	7	8	4.33	4.25	0.35	0.84	6	0.0029	0.61	11,12	0,076	0,589	0,186	0,359
2	3	499.27	499.3	55.59	65	158	5	13	4.29	4.18	0.57	1.35	6	0.0050	0.80	14,60	0,092	0,624	0,206	0,5
3	4	499.3	497.44	25.95	75	182	2	15	4.28	4.16	0.65	1.54	6	0.0717	3.03	55,29	0,028	0,438	0,115	1,328
4	5	497.44	496.4	57.94	100	243	5	20	4.24	4.12	0.86	2.04	6	0.0179	1.52	27,67	0,074	0,585	0,184	0,888
5	42	496.4	495.4	47.02	260	631	3	52	4.10	3.92	2.17	5.04	6	0.0213	1.65	30,12	0,167	0,743	0,277	1,226
42	40	495.4	494.41	33.98	270	655	2	54	4.10	3.91	2.25	5.22	6	0.0291	1.93	35,25	0,148	0,718	0,261	1,388
40	39	494.41	493.41	88.99	320	777	3	64	4.07	3.87	2.65	6.12	6	0.0112	1.20	21,89	0,28	0,858	0,362	1,03
39	38	493.41	492.42	50.99	335	813	3	67	4.06	3.86	2.77	6.39	6	0.0194	1.58	28,78	0,222	0,805	0,321	1,27
38	34	492.42	491.42	26.94	345	837	2	69	4.05	3.85	2.85	6.57	6	0.0371	2.18	39,79	0,165	0,74	0,275	1,613
34	43	491.42	490.94	49	715	1735	1	143	3.89	3.63	5.67	12.85	8	0.0098	1.36	44,02	0,292	0,869	0,371	1,179
43	45	490.94	490.74	31	720	1748	1	144	3.89	3.63	5.70	12.93	8	0.0065	1.10	35,73	0,362	0,921	0,417	1,014
45	51	490.74	490.59	40	730	1772	2	146	3.88	3.63	5.78	13.09	8	0.0038	0.84	27,24	0,481	0,991	0,489	0,832
51	53	490.59	490.51	31	740	1796	2	148	3.88	3.62	5.85	13.26	8	0.0026	0.70	22,60	0,587	1,04	0,551	0,725
53	59	490.51	490.17	85	760	1845	4	152	3.87	3.61	6.00	13.58	8	0.0040	0.87	28,13	0,483	0,991	0,49	0,86
59	67	490.17	489.6	73.47	765	1857	1	153	3.87	3.61	6.04	13.66	8	0.0078	1.21	39,18	0,349	0,911	0,408	1,101
67	69	489.6	488.86	65.53	910	2209	3	182	3.83	3.55	7.10	15.99	8	0.0113	1.46	47,27	0,338	0,903	0,401	1,317
69	71	488.86	488.23	64.5	930	2257	4	186	3.82	3.54	7.24	16.31	8	0.0098	1.36	43,96	0,371	0,926	0,422	1,255
71	73	488.23	487.6	64.5	945	2294	3	189	3.82	3.54	7.35	16.54	8	0.0021	0.63	20,38	0,812	0,93	0,426	0,585
73	79	487.6	486.89	62.68	1200	2913	3	240	3.75	3.45	9.17	20.50	8	0.0021	0.63	20,38	1,006	0,999	0,499	0,628
79	80	486.89	487.32	25	1210	2937	2	242	3.75	3.45	9.24	20.65	8	0.0021	0.63	20,38	1,013	1,068	0,592	0,671
80	82	487.32	487.23	85.5	1230	2986	4	246	3.74	3.44	9.38	20.96	12	0.0021	0.82	60,10	0,349	0,997	0,496	0,821
82	83	487.23	487.13	85.5	1230	2986	0	246	3.74	3.44	9.38	20.96	12	0.0021	0.82	60,10	0,349	0,983	0,481	0,81
83	84	487.13	487.16	70	1230	2986	0	246	3.74	3.44	9.38	20.96	12	0.0021	0.82	60,10	0,349	0,809	0,324	0,667
84	85	487.16	487.18	70	1230	2986	0	246	3.74	3.44	9.38	20.96	12	0.0021	0.82	60,10	0,349	0,809	0,324	0,667
85	86	487.18	486.89	42	1230	2986	0	246	3.74	3.44	9.38	20.96	12	0.0021	0.82	60,10	0,349	0,773	0,298	0,637
86	87	486.89	486.12	40	1230	2986	0	246	3.74	3.44	9.38	20.96	12	0.0192	2.49	181,95	0,115	0,668	0,23	1,665
87	88	486.12	485.87	76	1230	2986	0	246	3.74	3.44	9.38	20.96	12	0.0033	1.03	75,22	0,279	0,857	0,361	0,883

Continuación Tabla IV

De PV	A PV	Cota de terreno		D H mts	Hab a servir		No. De casas		F de harmond		Q. diseño		Ø Plg	S Terreno	Sección llena		q/Q Fut	v/V Fut	d/D Fut	v(m/s) Fut
		Inicio	Final		Actual	Futuro	Local	Acumulado	Actual	Futuro	Actual	Futuro			V (m/s)	Q (Lt/s)				
Ramal 1.1																				
6	5	496.61	496.4	50.46	15	36	3	3	4.40	4.34	0.13	0.32	6	0.0042	0.73	13.32	0.024	0.421	0.108	0.308
Ramal 1.2																				
41	40	494.67	494.41	86	35	85	7	7	4.34	4.26	0.31	0.74	6	0.0030	0.62	11.36	0.065	0.564	0.173	0.351
Ramal 1.3																				
37	34	491.95	491.42	80	25	61	5	5	4.37	4.30	0.22	0.53	6	0.0066	0.92	16.81	0.032	0.459	0.122	0.423
Ramal 1.4																				
78	77	485.86	486.46	86	10	24	2	2	4.41	4.37	0.09	0.22	6	0.0100	1.13	20.65	0.01	0.328	0.073	0.372
77	75	486.46	487.06	86	15	36	1	3	4.40	4.34	0.13	0.32	6	0.0100	1.13	20.65	0.016	0.37	0.086	0.419
75	73	487.06	487.6	46	15	36	0	3	4.40	4.34	0.13	0.32	6	0.0100	1.13	20.65	0.016	0.37	0.086	0.419
Ramal 1.5																				
81	80	486.28	487.32	90	20	49	4	4	4.38	4.32	0.18	0.43	6	0.0220	1.68	30.63	0.014	0.356	0.083	0.598

Continuación Tabla IV

De PV	A PV	Cota de terreno		D H mts	Hab a servir		No. De casas		F de harmond		Q. diseño		Ø Plg	S Terreno	Sección llena		q/Q Fut	v/V Fut	d/D Fut	v(m/s) Fut
		Inicio	Final		Actual	Futuro	Local	Acumulado	Actual	Futuro	Actual	Futuro			V (m/s)	Q (Lt/s)				
Ramal 2																				
15	14	546.32	542.34	22.42	5	12	1	1	4.44	4.41	0.05	0.11	6	0.1775	4.77	87.02	0.001	0.172	0.027	0.819
14	13	542.34	534.5	58.97	20	49	3	4	4.38	4.32	0.18	0.43	6	0.1329	4.13	75.31	0.006	0.273	0.055	1.128
13	12	534.5	521.99	55.23	30	73	2	6	4.35	4.28	0.27	0.63	6	0.2265	5.39	98.30	0.006	0.283	0.058	1.524
12	11	521.99	513.83	39.35	35	85	1	7	4.34	4.26	0.31	0.74	6	0.2074	5.16	94.05	0.008	0.298	0.063	1.539
11	10	513.83	498.72	70.8	55	133	4	11	4.31	4.21	0.48	1.14	6	0.2134	5.23	95.41	0.0120	0.34	0.077	1.776
10	9	498.72	497.23	50.54	70	170	3	14	4.28	4.17	0.61	1.45	6	0.0295	1.94	35.46	0.041	0.491	0.014	0.954
9	7	497.23	496.82	37.89	85	206	3	17	4.26	4.14	0.74	1.74	6	0.0108	1.18	21.48	0.081	0.602	0.193	0.709
7	5	496.82	496.4	71.6	130	316	7	26	4.21	4.07	1.12	2.62	6	0.0059	0.87	15.82	0.165	0.741	0.276	0.643
Ramal 2.1																				
8	7	496.47	496.82	32.96	10	24	2	2	4.41	4.37	0.09	0.22	6	0.0025	0.57	10.33	0.021	0.404	0.101	0.229

Continuación Tabla IV

De PV	A PV	Cota de terreno		D H mts	Hab a servir		No. De casas		F de harmond		Q. diseño		Ø Plg	S Terreno	Sección llena		q/Q Fut	v/V Fut	d/D Fut	v(m/s) Fut
		Inicio	Final		Actual	Futuro	Local	Acumulado	Actual	Futuro	Actual	Futuro			V (m/s)	Q (Lt/s)				
Ramal 3																				
28	27	504.39	502.68	53.97	15	36	3	3	4.40	4.34	0.13	0.32	6	0.0317	2.02	36.76	0.009	0.311	0.067	0.626
27	26	502.68	502.13	36	30	73	3	6	4.35	4.28	0.27	0.63	6	0.0153	1.40	25.53	0.025	0.424	0.109	0.593
26	25	502.13	501.06	34	30	73	0	6	4.35	4.28	0.27	0.63	6	0.0315	2.01	36.64	0.017	0.38	0.092	0.764
25	23	501.06	500.35	40	40	97	2	8	4.33	4.25	0.35	0.84	6	0.0177	1.51	27.52	0.031	0.45	0.12	0.679
23	22	500.35	498.94	59.99	100	243	5	20	4.24	4.12	0.86	2.04	6	0.0235	1.74	31.66	0.064	0.562	0.172	0.975
22	20	498.94	498.07	38	120	291	4	24	4.22	4.08	1.03	2.42	6	0.0229	1.71	31.25	0.078	0.595	0.189	1.019
20	17	498.07	497.22	46	175	425	3	35	4.17	4.01	1.49	3.47	6	0.0185	1.54	28.08	0.124	0.681	0.238	1.048
17	16	497.22	496.79	25	230	558	2	46	4.13	3.95	1.93	4.49	6	0.0172	1.48	27.09	0.166	0.741	0.276	1.1
16	29	496.79	495.94	54.96	275	667	5	55	4.09	3.91	2.29	5.31	6	0.0155	1.41	25.69	0.207	0.789	0.309	1.111
29	30	495.94	494.96	49.95	295	716	4	59	4.08	3.89	2.45	5.68	6	0.0196	1.59	28.93	0.196	0.778	0.301	1.233
30	32	494.96	494.12	29.94	340	825	3	68	4.05	3.85	2.81	6.48	6	0.0281	1.90	34.59	0.187	0.768	0.294	1.456
32	35	494.12	491.42	67.79	340	825	0	68	4.05	3.85	2.81	6.48	6	0.0398	2.26	41.22	0.157	0.73	0.269	1.651
Ramal 3.1																				
9	16	497.23	496.79	57.97	20	49	4	4	4.38	4.32	0.18	0.43	6	0.0076	0.99	17.99	0.024	0.419	0.107	0.413
Ramal 3.2																				
19	18	499.53	498.83	22.79	10	24	2	2	4.41	4.37	0.09	0.22	6	0.0307	1.98	36.20	0.006	0.277	0.056	0.549
18	17	498.83	497.22	84.97	45	109	7	9	4.32	4.23	0.40	0.94	6	0.0189	1.56	28.43	0.033	0.462	0.125	0.719
Ramal 3.3																				
21	20	499.8	498.07	103.96	40	97	8	8	4.33	4.25	0.35	0.84	6	0.0166	1.46	26.64	0.032	0.455	0.122	0.664
Ramal 3.4																				
24	23	501.66	500.35	91.99	35	85	7	7	4.34	4.26	0.31	0.74	6	0.0142	1.35	24.65	0.03	0.448	0.119	0.605
Ramal 3.5																				
31	30	496.3	494.96	62	30	73	6	6	4.35	4.28	0.27	0.63	6	0.0216	1.66	30.36	0.021	0.404	0.101	0.672

Continuación Tabla IV

De PV	A PV	Cota de terreno		D H	Hab a servir		No. De casas		F de harmond		Q. diseño		Ø	S	Sección llena		q/Q	v/V	d/D	v(m/s)
		Inicio	Final	mts	Actual	Futuro	Local	Acumulado	Actual	Futuro	Actual	Futuro	Plg	Terreno	V (m/s)	Q (Lt/s)	Fut	Fut	Fut	Fut
Ramal 4																				
33	35	494.12	491.42	68.55	20	49	4	4	4.38	4.32	0.18	0.43	6	0.0394	2.25	40.99	0.01	0.325	0.072	0.731
35	44	491.42	490.94	44.65	35	85	2	7	4.34	4.26	0.31	0.74	6	0.0108	1.17	21.41	0.034	0.468	0.128	0.55
44	46	490.94	490.74	30.49	40	97	1	8	4.33	4.25	0.35	0.84	6	0.0066	0.92	16.73	0.05	0.523	0.153	0.48
46	52	490.74	490.59	40.89	65	158	2	13	4.29	4.18	0.57	1.35	6	0.0037	0.69	12.51	0.108	0.654	0.222	0.449
52	54	490.59	490.51	30.35	70	170	1	14	4.28	4.17	0.61	1.45	6	0.0026	0.58	10.60	0.136	0.701	0.25	0.407
54	60	490.51	490.17	87.95	145	352	4	29	4.20	4.05	1.24	2.90	6	0.0039	0.70	12.84	0.226	0.809	0.324	0.57
60	68	490.17	489.6	67.52	170	413	5	34	4.17	4.02	1.45	3.38	6	0.0084	1.04	18.98	0.178	0.757	0.287	0.788
68	70	489.6	488.86	67.52	190	461	4	38	4.16	3.99	1.61	3.75	6	0.0110	1.19	21.62	0.174	0.75	0.282	0.889
70	72	488.86	488.23	63.575	205	498	3	41	4.14	3.98	1.73	4.03	6	0.0099	1.13	20.56	0.196	0.778	0.301	0.876
72	74	488.23	487.6	63.575	215	522	2	43	4.14	3.96	1.81	4.22	6	0.0099	1.13	20.56	0.205	0.787	0.308	0.887
74	73	487.6	487.59	8.01	225	546	0	45	4.13	3.95	1.89	4.40	6	0.0012	0.40	7.30	0.603	1.047	0.561	0.419
Ramal 4.1																				
36	35	493.56	491.42	17.22	5	12	1	1	4.44	4.41	0.05	0.11	6	0.1243	3.99	72.81	0.001	0.184	0.03	0.734
Ramal 4.2																				
47	46	490.95	490.74	31.99	15	36	3	3	4.40	4.34	0.13	0.32	6	0.0066	0.92	16.73	0.019	0.393	0.097	0.361
Ramal 4.3																				
57	56	491.41	490.49	26.23	15	36	3	3	4.40	4.34	0.13	0.32	6	0.0050	0.80	14.60	0.022	0.409	0.103	0.327
56	55	490.49	490.54	76	40	97	5	8	4.33	4.25	0.35	0.84	6	0.0050	0.80	14.60	0.058	0.544	0.163	0.435
55	54	490.54	490.51	49.61	55	133	3	11	4.31	4.21	0.48	1.14	6	0.0050	0.80	14.60	0.078	0.597	0.19	0.478
Ramal 4.4																				
76	74	487.06	487.6	43.85	2	5	2	2	4.46	4.44	0.02	0.04	6	0.0050	0.80	14.60	0.003	0.226	0.041	0.181

Continuación Tabla IV

De PV	A PV	Cota de terreno		D H	Hab a servir		No. De casas		F de harmond		Q. diseño		Ø	S	Sección llena		q/Q	v/V	d/D	v(m/s)
		Inicio	Final	mts	Actual	Futuro	Local	Acumulado	Actual	Futuro	Actual	Futuro	Plg	Terreno	V (m/s)	Q (Lt/s)	Fut	Fut	Fut	Fut
Ramal 5																				
61	62	490.42	490.36	44	15	36	3	3	4.40	4.34	0.13	0.32	6	0.0037	0.69	12.56	0.026	0.428	0.111	0.295
62	58	490.36	490.73	64	35	85	4	7	4.34	4.26	0.31	0.74	6	0.0037	0.69	12.56	0.059	0.548	0.165	0.377
58	63	490.73	490.45	48.83	95	231	3	19	4.25	4.12	0.82	1.94	6	0.0037	0.69	12.56	0.154	0.726	0.266	0.5
63	64	490.45	489.97	20.8	100	243	1	20	4.24	4.12	0.86	2.04	6	0.0037	0.69	12.56	0.162	0.737	0.273	0.507
64	65	489.97	489.56	32.25	110	267	2	22	4.23	4.10	0.95	2.23	6	0.0037	0.69	12.56	0.178	0.756	0.286	0.521
65	66	489.56	489.57	34.17	120	291	2	24	4.22	4.08	1.03	2.42	6	0.0037	0.69	12.56	0.193	0.773	0.298	0.533
66	67	489.57	489.6	33.42	130	316	2	26	4.21	4.07	1.12	2.62	6	0.0037	0.69	12.56	0.208	0.79	0.31	0.544
Ramal 5.1																				
48	49	491.17	490.84	65	30	73	6	6	4.35	4.28	0.27	0.63	6	0.0045	0.76	13.85	0.046	0.501	0.146	0.381
49	50	490.84	490.79	21	35	85	1	7	4.34	4.26	0.31	0.74	6	0.0045	0.76	13.85	0.053	0.531	0.157	0.404
50	58	490.79	490.73	35.28	45	109	2	9	4.32	4.23	0.40	0.94	6	0.0045	0.76	13.85	0.068	0.574	0.178	0.436

Tabla V. Cotas invert y profundidad de pozos

De PV	A PV	Cota de terreno		D H m	S Terr.	Cota Invert		Prof pozo		Mov. Tierras m3
		Inicio	Final			Salida	Entrada	Prfdad.	Cota	
Ramal 1										
0	1	500.00	499.56	39.95	0.011	498.80	498.39	1.20	498.80	38.35
1	2	499.56	499.27	99.99	0.003	498.36	498.10	1.20	498.36	95.99
2	3	499.27	499.30	55.59	0.005	498.07	497.83	1.20	498.07	53.37
3	4	499.30	497.44	25.95	0.072	497.80	496.27	1.50	497.80	24.91
4	5	497.44	496.40	57.94	0.018	496.24	495.23	1.20	496.24	55.62
5	42	496.40	495.40	47.02	0.021	495.20	494.23	1.20	495.20	45.14
42	40	495.40	494.41	33.98	0.029	494.20	493.24	1.20	494.20	32.62
40	39	494.41	493.41	88.99	0.011	493.21	492.24	1.20	493.21	85.43
39	38	493.41	492.42	50.99	0.019	492.21	491.25	1.20	492.21	48.95
38	34	492.42	491.42	26.94	0.037	491.22	490.25	1.20	491.22	25.86
34	43	491.42	490.94	49.00	0.010	490.22	489.77	1.20	490.22	47.04
43	45	490.94	490.74	31.00	0.006	489.74	489.57	1.20	489.74	29.76
45	51	490.74	490.59	40.00	0.004	489.54	489.42	1.20	489.54	38.40
51	53	490.59	490.51	31.00	0.003	489.39	489.34	1.20	489.39	29.76
53	59	490.51	490.17	85.00	0.004	489.31	489.00	1.20	489.31	81.60
59	67	490.17	489.60	73.47	0.008	488.97	488.43	1.20	488.97	70.53
67	69	489.60	488.86	65.53	0.011	488.40	487.69	1.20	488.40	62.91
69	71	488.86	488.23	64.50	0.010	487.66	487.06	1.20	487.66	61.92
71	73	488.23	487.60	64.50	0.002	487.03	486.43	1.20	487.03	107.07
73	79	487.60	486.89	62.68	0.002	484.65	484.54	2.95	484.65	133.63
79	80	486.89	487.32	25.00	0.002	484.51	484.50	2.38	484.51	52.30
80	82	487.32	487.23	85.50	0.002	484.47	484.31	2.85	484.47	198.36
82	83	487.23	487.13	85.50	0.002	484.28	484.14	2.95	484.28	204.17
83	84	487.13	487.16	70.00	0.002	484.11	483.99	3.02	484.11	174.16
84	85	487.16	487.18	70.00	0.002	483.96	483.84	3.20	483.96	183.96
85	86	487.18	486.89	42.00	0.002	483.81	483.75	3.37	483.81	109.87
86	87	486.89	486.12	40.00	0.019	483.72	483.65	3.17	483.72	90.72
87	88	486.12	485.87	76.00	0.003	483.62	483.40	2.50	483.62	152.00

Continuación Tabla V

De PV	A PV	Cota de terreno		D H m	S Terr.	Cota Invert		Prof pozo		Mov. Tierras m3
		Inicio	Final			Salida	Entrada	Prfdad.	Cota	
Ramal 1.1										
6	5	496.61	496.40	50.46	0.004	495.41	495.23	1.20	495.41	48.44
Ramal 1.2										
41	40	494.67	494.41	86.00	0.003	493.44	493.24	1.20	493.44	82.56
Ramal 1.3										
37	34	491.95	491.42	80.00	0.007	490.75	490.25	1.20	490.75	76.80
Ramal 1.4										
78	77	485.86	486.46	86.00	0.010	484.86	484.82	1.00	484.86	91.85
77	75	486.46	487.06	86.00	0.010	484.79	484.74	1.67	484.79	138.29
75	73	487.06	487.60	46.00	0.010	484.71	484.68	2.35	484.71	97.52
Ramal 1.5										
81	80	486.28	487.32	90.00	0.022	485.28	484.50	1.00	485.28	138.60
Ramal 2										
15	14	546.32	542.34	22.42	0.178	542.12	541.38	1.20	542.12	24.21
14	13	542.34	534.50	58.97	0.133	540.84	533.54	1.50	540.84	70.76
13	12	534.50	521.99	55.23	0.227	533.00	520.54	1.50	533.00	66.28
12	11	521.99	513.83	39.35	0.207	520.00	512.87	1.50	520.00	47.22
11	10	513.83	498.72	70.80	0.213	512.33	497.76	1.50	512.33	84.96
10	9	498.72	497.23	50.54	0.029	497.22	496.06	1.50	497.22	54.58
9	7	497.23	496.82	37.89	0.011	496.03	495.65	1.20	496.03	36.37
7	5	496.82	496.40	71.60	0.006	495.62	495.23	1.20	495.62	68.74
Ramal 2.1										
8	7	496.47	496.82	32.96	0.003	495.12	495.65	0.75	495.12	25.71

Continuación Tabla V

De PV	A PV	Cota de terreno		D H m	S Terr.	Cota Invert		Prof pozo		Mov. Tierras m3
		Inicio	Final			Salida	Entrada	Prfdad.	Cota	
Ramal 3										
28	27	504.39	502.68	53.97	0.032	503.19	501.51	1.20	503.19	51.81
27	26	502.68	502.13	36.00	0.015	501.48	500.96	1.20	501.48	34.56
26	25	502.13	501.06	34.00	0.031	500.93	499.89	1.20	500.93	32.64
25	23	501.06	500.35	40.00	0.018	499.86	499.18	1.20	499.86	38.40
23	22	500.35	498.94	59.99	0.024	499.15	497.77	1.20	499.15	57.59
22	20	498.94	498.07	38.00	0.023	497.74	496.90	1.20	497.74	36.48
20	17	498.07	497.22	46.00	0.018	496.87	496.05	1.20	496.87	44.16
17	16	497.22	496.79	25.00	0.017	496.02	495.62	1.20	496.02	24.00
16	29	496.79	495.94	54.96	0.015	495.59	494.77	1.20	495.59	52.76
29	30	495.94	494.96	49.95	0.020	494.74	493.79	1.20	494.74	47.95
30	32	494.96	494.12	29.94	0.028	493.76	492.95	1.20	493.76	28.74
32	35	494.12	491.42	67.79	0.040	492.92	490.25	1.20	492.92	65.08
Ramal 3.1										
9	16	497.23	496.79	57.97	0.008	496.03	495.62	1.20	496.03	55.65
Ramal 3.2										
19	18	499.53	498.83	22.79	0.031	498.33	497.66	1.20	498.33	21.88
18	17	498.83	497.22	84.97	0.019	497.63	496.05	1.20	497.63	81.57
Ramal 3.3										
21	20	499.80	498.07	103.96	0.017	498.60	496.90	1.20	498.60	99.80
Ramal 3.4										
24	23	501.66	500.35	91.99	0.014	500.46	500.18	1.20	500.46	88.31
Ramal 3.5										
31	30	496.30	494.96	62.00	0.022	495.10	493.79	1.20	495.10	59.52

Continuación Tabla V

De PV	A PV	Cota de terreno		D H m	S Terr.	Cota Invert		Prof pozo		Mov. Tierras m3
		Inicio	Final			Salida	Entrada	Prfdad.	Cota	
Ramal 4										
33	35	494.12	491.42	68.55	0.039	492.92	490.25	1.20	492.92	65.81
35	44	491.42	490.94	44.65	0.011	491.22	489.77	1.20	491.22	42.86
44	46	490.94	490.74	30.49	0.007	489.74	489.57	1.20	489.74	29.27
46	52	490.74	490.59	40.89	0.004	489.54	489.42	1.20	489.54	39.25
52	54	490.59	490.51	30.35	0.003	489.39	489.34	1.20	489.39	29.14
54	60	490.51	490.17	87.95	0.004	489.31	489.00	1.20	489.31	84.43
60	68	490.17	489.60	67.52	0.008	488.97	488.43	1.20	488.97	64.82
68	70	489.60	488.86	67.52	0.011	488.40	487.69	1.20	488.40	64.82
70	72	488.86	488.23	63.58	0.010	487.66	487.06	1.20	487.66	61.03
72	74	488.23	487.60	63.58	0.010	487.03	486.43	1.20	487.03	61.03
74	73	487.60	487.59	8.01	0.001	486.40	486.30	1.20	486.40	13.30
Ramal 4.1										
36	35	493.56	491.42	17.22	0.124	492.36	490.25	1.20	492.36	16.53
Ramal 4.2										
47	46	490.95	490.74	31.99	0.007	489.75	489.57	1.20	489.75	30.71
Ramal 4.3										
57	56	491.41	490.49	26.23	0.005	490.11	490.02	1.30	490.11	18.89
56	55	490.49	490.54	76.00	0.005	489.99	489.62	0.50	489.99	44.08
55	54	490.54	490.51	49.61	0.005	489.59	489.34	0.95	489.59	42.66
Ramal 4.4										
76	74	487.06	487.60	43.85	0.005	486.46	486.43	0.60	486.46	31.57

Continuación Tabla V

De PV	A PV	Cota de terreno		D H m	S Terr.	Cota Invert		Prof pozo		Mov. Tierras m3
		Inicio	Final			Salida	Entrada	Prfdad.	Cota	
Ramal 5										
61	62	490.42	490.36	44.00	0.004	489.42	489.31	1.00	489.42	36.61
62	58	490.36	490.73	64.00	0.004	489.28	489.10	1.08	489.28	70.14
58	63	490.73	490.45	48.83	0.004	489.07	488.82	1.66	489.07	64.85
63	64	490.45	489.97	20.80	0.004	488.79	488.75	1.66	488.79	24.21
64	65	489.97	489.56	32.25	0.004	488.72	488.64	1.25	488.72	28.38
65	66	489.56	489.57	34.17	0.004	488.61	488.54	0.95	488.61	27.47
66	67	489.57	489.60	33.42	0.004	488.51	488.43	1.06	488.51	30.21
Ramal 5.1										
48	49	491.17	490.84	65.00	0.005	490.17	489.82	1.00	490.17	53.30
49	50	490.84	490.79	21.00	0.005	489.79	489.72	1.05	489.79	18.06
50	58	490.79	490.73	35.28	0.005	489.69	489.61	1.10	489.69	38.95
Total mov. tierras										5,540.61

2.1.12.3 Acometida domiciliar

Una acometida domiciliar también se conoce con el nombre de conexión domiciliar, y es un tubo que lleva las aguas servidas desde una vivienda o edificio a una alcantarilla común o a un punto de desagüe.

Generalmente al construir un sistema de alcantarillado, se deja previsto una conexión en Y o en T en cada lote edificado o en cada lugar donde haya que conectar un desagüe doméstico.

2.1.12.4 Descarga

El punto de la descarga es por donde las aguas negras serán tratadas, para luego dirigirlas a un cuerpo receptor (desfogue), ya sea un río, lago o mar. En este proyecto se diseñó un sistema a base de fosa séptica que trabajará como tratamiento primario, antes de su descarga al río intermitente que pasa por el lugar.

2.1.12.4.1 Localización de la descarga

El punto de desfogue, previo a un tratamiento primario, de este proyecto estará ubicado a orillas del río Tamazulápa. Se puede observar en los planos de diseño, en el apéndice.

2.1.12.4.2 Diseño de fosas sépticas

La fosa séptica es una unidad de tratamiento primario, consistente en una o varias cámaras construidas para tratar las aguas negra, antes de ser enviadas a los pozos de absorción o puntos de desfogue.

Cumple con la función de sedimentar y digerir los lodos, y permite la transformación anaerobia de las grasas a sustancias y compuestos más simples y estables, a medida que las aguas negras, procedentes del sistema de alcantarillado, entran en la fosa, la velocidad del flujo se reduce, sólidos

mayores forman el cieno, el cual es la acumulación de sólidos en el fondo de la fosa, y las natas que son el conjunto de sólidos parcialmente sumergidos y flotantes que se forma en la superficie.

El periodo de retención de las aguas negras en esta unidad varía de 12 a 72 horas. Dependiendo del caudal a tratar. Para este estudio, se recomienda implementar 48 horas, para dar suficiente tiempo a la sedimentación. El volumen máximo recomendado, para el diseño, es aquel descargado cuando la población corresponde a 246 viviendas (477.76 m³/día).

- Fosa séptica (todos los ramales)

Cálculo de caudal:

$$Q = \text{Dotación} * \# \text{ habitantes} * \text{F.R.}$$

$$Q = 200 \text{ lts/hab/día} * 2986 * 0.8$$

$$Q = 477760 \text{ lts/día} = 477.76 \text{ m}^3/\text{día}$$

Cálculo de dimensiones de fosa séptica:

$$V = L * a * H$$

$$L = 2 * a$$

$$V = 2 * H * a^2$$

$$H = 2, \text{ altura de sólidos (propuesta)}$$

Sustituyendo,

$$477.76 \text{ m}^3/\text{día} = 2 * a^2 * 2.00 \text{ m} \rightarrow a = 10.92 \text{ m}$$

$$L = 21.85 \text{ m}$$

$$H = 2.00 \text{ m}$$

Las dimensiones finales aparecen en la siguiente tabla

Tabla VI. Dimensiones de fosa séptica

Caudal de diseño	Ancho (m)	Largo (m)	Profundidad (m)
477.76	11.00	22.00	2.00

- **Chequeos de muros y losa de fosa séptica**

Datos:

Peso específico del suelo (δ_s) 1600 Kg/m³

Peso específico del concreto (δ_c) = 2,400 Kg/m³

Presión activa del suelo: 150 Kg/m²

Presión activa del agua: 125Kg/m²

Presión máxima admisible del suelo: 7320 Kg/m²

Resistencia del concreto (f'_c): 210Kg/cm²

Resistencia de varillas de acero (f_y): 2810 Kg/cm²

Muro exterior:

Utilizando la siguiente formula se chequeará por volteo:

$$F_{sv} = \frac{M_r + M_c}{M_{act}}$$

Donde:

Fsv: Estabilidad contra volteo > 1.5

Mr: Momento que produce el peso propio del muro

Mc: Momento que ejerce la carga.

Mact: Momento producido por el empuje del suelo

Cálculo de Mc:

Por el método de las áreas tributarias se encuentra que el muro soportará una carga de $P = 23,107.2 \text{ Kg}$.

$Mc = 23,107.2 \text{ Kg} * 5.6 \text{ m}$ (brazo estimado) = **129,400.32 Kg-m**.

Cálculo de Mr:

$2,400 \text{ Kg/m}^3 * 0.20 \text{ m} * 2.20 \text{ m} * 22.4 \text{ m} = 23,654.4 \text{ Kg}$

$23,654.4 \text{ Kg} * 5.6 \text{ m} = \mathbf{132,464.64 \text{ Kg-m}}$

$2,400 \text{ Kg/m}^3 * 0.20 \text{ m} * 5.5 \text{ m} * 22.4 \text{ m} = 59,136.0 \text{ Kg}$

$59,136.0 * 2.75 \text{ m} = \mathbf{162,624 \text{ Kg-m}}$

$132,464.64 \text{ Kg-m} + 162,624 \text{ Kg-m} = \mathbf{295,088.64 \text{ Kg-m}}$

Cálculo de Mact:

$1600 \text{ Kg/m}^3 * 2 \text{ m} * 2 \text{ m} * 22.4 \text{ m} = 143,360 \text{ Kg} * 2/3 \text{ m} = \mathbf{95,577.33 \text{ Kg-m}}$

$$F_{sv} = \frac{Mr + Mc}{Mact} = \frac{129,400.32 + 295,088.64}{95,577.33} = \mathbf{4.44 > 1.5 \text{ OK}}$$

Chequeo de acero en muro exterior

$$150(2) = 300 \text{ Kg/m}^2 ; H_i = \frac{1}{2} (300) (2) = 300 \text{ Kg}$$

$$M = 300 (200/3) = 20,000 \text{ Kg/cm}$$

$$A_{smin} = \frac{M}{f_s * j * d} = \frac{20,000}{1380 * 0.9 * 10} = 1.61 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área de acero en diseño:

$$\pi(1/2")^2 / 4 = 0.1963 \text{ plg}^2 = (2.54\text{cm})^2 / 1\text{plg}^2 = 1.266 \text{ cm}^2 * 5 = \mathbf{6.33 \text{ cm}^2 / \text{m}}$$

6.33 cm² / m > 1.61 cm² / m por tanto el área de acero propuesta es adecuada.

Muro intermedio:

Se utilizará el mismo método usado anteriormente para el siguiente cálculo:

Cálculo de Mc:

Por el método de las áreas tributarias se encuentra que el muro soportará una carga de P = 46,214.4 Kg.

$$Mc = 46,214.4 \text{ Kg} * 5.6 \text{ m (brazo estimado)} = \mathbf{258,800.64 \text{ Kg-m.}}$$

Cálculo de Mr:

$$2,400 \text{ Kg/m}^3 * 0.20 \text{ m} * 2.20 \text{ m} * 22.4 \text{ m} = 23,654.4 \text{ Kg}$$

$$23,654.4\text{Kg} * 5.6 \text{ m} = \mathbf{132, 464.64 \text{ Kg-m}}$$

$$2,400 \text{ Kg/m}^3 * 0.20 \text{ m} * 5.5 \text{ m} * 22.4 \text{ m} = 59, 136.0 \text{ Kg}$$

$$59,136.0 * 2.75 \text{ m} = \mathbf{162,624 \text{ Kg-m}}$$

$$132, 464.64 \text{ Kg-m} + 162,624 \text{ Kg-m} = \mathbf{295,088.64 \text{ Kg-m}}$$

Cálculo de Mact:

$$1,000 \text{ Kg/m}^3 * 2 \text{ m} * 2 \text{ m} * 22.4 \text{ mts} = 89,600 \text{ Kg} * 2/3 \text{ m} = \mathbf{59,733.33 \text{ Kg-m}}$$

$$2,400 \text{ Kg/m}^3 * 0.20 \text{ m} * 5.5 \text{ m} * 22.4 \text{ m} = 59,136.0 \text{ Kg} * 2.75 \text{ m}$$

$$= \mathbf{162,624 \text{ Kg-m}}$$

$$59,733.33 + 162,624 = \mathbf{222357.33 \text{ Kg-m}}$$

$$F_{sv} = \frac{M_r + M_c}{M_{act}} = \frac{258,800.64 + 295,088.64}{222357.33} = \mathbf{2.49 > 1.5 \text{ OK}}$$

Chequeo de acero en muro interior

$$1000 \text{ Kg/m}^2 ; H_i = \frac{1}{2} (1000) (2) = 1000 \text{ Kg}$$

$$M = 1000 (200/3) = 16,666.66 \text{ Kg/cm}$$

$$A_{smin} = \frac{M}{f_s * j * d} = \frac{66,666.7}{1380 * 0.9 * 10} = 5.36 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Área de acero en diseño:

$$\pi(1/2")^2 / 4 = 0.1963 \text{ plg}^2 = (2.54 \text{ cm})^2 / 1 \text{ plg}^2 = 1.266 \text{ cm}^2 * 5 = \mathbf{6.33 \text{ cm}^2 / \text{m}}$$

6.33 cm² / m > 5.36 cm² / m por tanto el área de acero propuesta es adecuada.

Chequeo de losa:

El diseño indica No. 3 @ 0.20 en ambos sentidos

Calculando A_s que conlleva el diseño en un metro lineal:

$$\begin{aligned} A_s &\longrightarrow 100 \text{ cm} \\ 1.27 \text{ cms}^2 &\longrightarrow 15 \text{ cm} \quad \Rightarrow \mathbf{A = 8.45 \text{ cm}^2} \end{aligned}$$

Cálculo del momento resistente $A_{smin} = 3.55 \text{ cm}^2$

$$M_{uAs} = \phi * \left[A_{smin} * f_y * \left(d - \frac{A_{smin} * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right) \right]$$

$$M_{uAs} = 0.9 * \left[8.45 * 2810 * \left(7 - \frac{8.45 * 2810}{1.7 * 210 * 100} \right) \right]$$

$$M_{uAs} = 135,377 \text{ Kg-cm} = \mathbf{1353.77 \text{ Kg - m}}$$

Integración de cargas

CARGA MUERTA (CM)

Se considera el peso propio y las sobrecargas

$$CM = \delta_c * t + \text{sobrecarga}$$

$$CM = 2400 \text{ Kg/m}^3 * 0.10 \text{ m} + 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$CM = 340 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga muerta última (CMu)} = 1.4 * CM$$

$$CMu = 1.4 * 340 \text{ Kg/m}^2$$

$$\mathbf{CMu = 476 \text{ Kg/m}^2}$$

CARGA VIVA (CV)

La losa será accesible, por lo tanto se asumirá una carga viva (CV) de 100 Kg/m^2 .

$$\text{Carga viva última (CVu)} = 1.7 * CV$$

$$CVu = 1.7 * 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$\mathbf{CVu = 170 \text{ Kg/m}^2}$$

CARGA ÚLTIMA (CU)

Esta carga es la que se utiliza para el diseño final y está en función de la carga muerta y la carga viva.

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

$$CU = 476 \text{ Kg/m}^2 + 170 \text{ Kg/m}^2$$

$$\mathbf{CU = 646 \text{ Kg/m}^2}$$

Comparación de momentos

El ACI establece las fórmulas específicas para determinar los momentos negativos y positivos en una losa, dependiendo del tipo de apoyo o caso; para este caso particular utilizaremos únicamente la fórmula del MB(+) para comparar con el momento que resiste el acero en la losa de la fosa:

Momento positivo MB(+)

$$\mathbf{MB(+)} = \mathbf{CBcm * CMu * B^2 + CBcv * CVu * B^2}$$

Donde

MB = Momento actuante (negativa, positiva en ambas longitudes)

CBcm = Coeficiente de carga muerta (+), según relación a/b y empotramiento

CBcv = Coeficiente de carga viva (+), según relación a/b y empotramiento

M = 1, Caso 7

$$MB(+)=0.033*(476\text{Kg/m})*(7.33\text{m})^2+0.035*(170\text{Kg/m})*(7.33\text{m})^2=1163.6\text{Kg-m}$$

Por tanto $MuAs > MB(+)$ 1353.77 Kg – m > 1163.6 Kg-m

Se concluye que el área de acero en la losa resiste el momento producido por la carga.

2.1.13 Evaluación de impacto ambiental

Es necesario tomar en cuenta los factores importantes en lo que se refiere al control que se debe brindar en todas las fases del proyecto, con finalidad de disminuir cualquier riesgo, entre los cuales se mencionan; la seguridad personal, proceso aire, suelo, agua, flora y saneamiento.

2.1.13.1 En construcción

En los trabajos de construcción del sistema de drenaje, es importante considerar las siguientes medidas de mitigación para su ejecución:

- Nivel atmosférico: la emanación de partículas y polvo son el principal contaminante, cuando se realiza la extracción de tierra, por lo tanto, se deberá de humedecer constantemente el suelo (del sitio y el extraído). Así mismo la contaminación auditiva, producto de la utilización de la maquinaria y equipo, deberá mitigarse realizando los trabajos en horas hábiles.
- Nivel lítico: se debe buscar el acomodamiento correcto del sitio donde se harán los depósitos de tierra, compactando de manera adecuada.
- Nivel sanitario: se colocarán letrinas y basureros provisionales, para utilización de los trabajadores, así se evita contaminar los alrededores y provocar enfermedades o molestias a los vecinos.

- Nivel socio-cultural: la circulación peatonal y vehicular podría verse interrumpida, por tal razón, se deberá señalar e informar los días y horas en que podría suceder.
- Nivel ambiental: se tratará la manera de que en la ejecución del proyecto, no se modifique excesivamente el paisaje natural, de lo contrario se reforestaría y se mejorará la vegetación.

2.1.13.2 En operación

En la etapa de funcionamiento del proyecto de drenaje sanitario de la aldea San Matías, cuando se llega a generar los impactos ambientales de mayor significado, principalmente en lo relativo a desechos sólidos y líquidos que el sistema recolecta.

Dada la contaminación que generan las aguas residuales, se puede reducir mediante los siguientes procesos:

- Tratamiento de aguas servidas propuesto, es importante indicar que las fosas sépticas, deben ser limpiadas de los lodos por lo menos cada 6 meses.
- Por la emisión de gases de la fosa séptica, se debe de considerar una posibilidad de riesgo por incendio, por lo que se estima conveniente tener siempre a la mano extintores en áreas cercanas a la fosa.
- Los métodos de tratamiento de las aguas servidas deben ser instaladas tal y como se describen en los diseños y planos del proyecto, para que los desechos sólidos y líquidos sean tratados de la manera indicada y propuesta.

2.1.14 Evaluación socio-económica

Se realiza para conocer la rentabilidad del proyecto o en el caso de la mayoría de proyectos que se desarrollan las municipalidades se enfocan en la cantidad de beneficiarios a atender; para esto se asume que el proyecto será financiado y la inversión no será recuperada. A continuación se presentan algunos métodos a utilizar.

2.1.14.1 Valor presente neto

Consiste en trasladar los movimientos monetarios de un proyecto a través del tiempo, a valores actuales, para determinar la rentabilidad al término del período de funcionamiento; la tasa de interés, se asume el 12%, dado que el proyecto no es de carácter lucrativo, sino de carácter social, la tasa debe ser la mínima utilizada en el mercado. El valor presente neto viene dado por la diferencia entre la suma de ingresos o beneficios y la sumatoria de egresos o costos. El resultado posible es un valor presente neto mayor que cero o menor que cero, lo cual representa la recuperación de la inversión, rentabilidad y la no recuperación con una menor utilidad, respectivamente.

A continuación se presenta el resumen de ingresos y egresos:

Tabla VII. Costos sistema de alcantarillado sanitario

Egresos VPC		
Costo inicial		Q 2,928,350.64
Costo de operación y mantenimiento	Q 2,000 X 12 meses	Q 24,000.00
Ingresos VPB		
Costo conexión	246 viv * Q500.00	Q 123,000.00
Tarifa	246 viv * Q12.00 * 12 meses	Q 35,424.00
	Interés	12%
	n	30 años

La fórmula general es:

$$VPN = VPB - VPC$$

$$VPB = 123,000.00 + 35,424.00 * \left[\frac{(1 + 0.12)^{30} - 1}{0.12 * (1 + 0.12)^{30}} \right] = Q 408,346.84$$

$$VPC = 2,928,350.64 + 24,000.00 * \left[\frac{(1 + 0.12)^{30} - 1}{0.12 * (1 + 0.12)^{30}} \right] = Q 3,121,675.06$$

Sustituyendo,

$$VPN = Q 408,346.84 - Q 3,121,675.06 = - Q 2, 713, 328.22$$

Como se puede observar, el valor presente neto de este proyecto es negativo, lo cual indica que no produce ninguna utilidad; solamente cumple su objetivo de carácter social, beneficiando a los habitantes de la aldea.

2.1.14.2 Tasa interna de retorno

Este indicador es utilizado para evaluar el rendimiento de una determinada inversión; en nuestro proyecto, por ser de carácter social, no se obtendrá una tasa interna de retorno atractiva, por lo que el análisis socioeconómico que se efectuará es el obtener el costo/beneficio del proyecto, el cual se realiza a nivel municipal de la siguiente manera:

Costo = Inversión inicial – VPN (sin costo inicial)

Costo = Q 2,928,350.64 – Q 193,324.42 = Q 273,5026.22

Beneficio = No. de habitantes beneficiados (futuro)

Costo/Beneficio = $\frac{Q\ 273,5026.22}{2986\ \text{habitantes}}$ = Q 813.99/ hab.

El resultado muestra que el proyecto puede ser considerado favorable para la municipalidad, así como para cualquiera de las instituciones que realizan obras para el beneficio social.

2.1.15 Presupuesto

2.1.15.1 Costo del proyecto

El costo del proyecto se integró tomando en cuenta los materiales a ser utilizados con referencia a los precios manejados en la región, para la mano de obra se utilizó para su cálculo, los datos que usan en la municipalidad de Asunción Mita.

2.1.15.2 Cuadro resumen

Tabla VIII. Presupuesto del sistema de alcantarillado sanitario

No,	DESCRIPCIÓN	MATERIALES	MANO DE OBRA	TOTAL
1	Trabajos preliminares			
1.1	Replanteo topográfico		Q4,962.72	Q4,962.72
1.2	Excavación	Q134,618.17	Q10,086.28	Q144,704.4
1.3	Relleno compactado	Q105,133.07	Q7,168.16	Q112,301.2
1.4	Retiro de sobrante	Q53,498.73	Q11,670.00	Q65,168.73
				Q327,137.1

No,	DESCRIPCIÓN	MATERIALES	MANO DE OBRA	TOTAL
2	Instalación de tubería			
2.1	Tubería de 6" norma D 3034	Q748,797.12	Q22,200.00	Q770,997.1
2.2	Tubería de 8" norma D 3034	Q139,574.88	Q2,700.00	Q142,274.8
2.3	Tubería de 12" norma D 3034	Q173,800.84	Q2,150.00	Q175,950.8
				Q1,089.222

Continuación Tabla VIII

No,	DESCRIPCIÓN	MATERIALES	MANO DE OBRA	TOTAL
3	Pozos de Visita			
3.1	Pozo de visita de 0,50 m	Q993.41	Q203.80	Q1,197.20
3.2	Pozo de visita de 0,60 m	Q1,148.54	Q221.34	Q1,369.88
3.3	Pozo de visita de 0,75 m	Q1,435.68	Q247.65	Q1,683.33
3.4	Pozo de visita de 0.95	Q3,637.06	Q565.46	Q4,202.52
3.5	Pozo de visita de 1,00 m	Q7,656.96	Q1,165.99	Q8,822.96
3.6	Pozo de visita de 1,05 m	Q2,009.95	Q300.27	Q2,310.22
3.7	Pozo de visita de 1,06 m	Q2,029.10	Q302.02	Q2,331.12
3.8	Pozo de visita de 1,08 m	Q2,067.38	Q305.53	Q2,372.91
3.9	Pozo de visita de 1,10 m	Q2,105.66	Q309.04	Q2,414.70
3.10	Pozo de visita de 1,20 m	Q128,636.98	Q18,288.36	Q146,925.3
3.11	Pozo de visita de 1,25 m	Q2,392.80	Q335.35	Q2,728.15
3.12	Pozo de visita de 1,30 m	Q2,488.51	Q344.12	Q2,832.63
3.13	Pozo de visita de 1,50 m	Q14,356.81	Q1,895.99	Q16,252.79
3.14	Pozo de visita de 1,66 m	Q6,355.28	Q814.52	Q7,169.80
3.15	Pozo de visita de 1,67 m	Q3,196.78	Q409.02	Q3,605.80
3.16	Pozo de visita de 2,35 m	Q4,498.47	Q528.29	Q5,026.75
3.17	Pozo de visita de 2,38 m	Q4,555.89	Q533.55	Q5,089.44
3.18	Pozo de visita de 2,50 m	Q4,785.60	Q554.60	Q5,340.20
3.19	Pozo de visita de 2,85 m	Q5,455.59	Q615.98	Q6,071.57
3.2	Pozo de visita de 2,95 m	Q11,294.02	Q1,267.05	Q12,561.07
3.21	Pozo de visita de 3,02 m	Q5,781.01	Q645.80	Q6,426.81
3.22	Pozo de visita de 3,17 m	Q6,068.14	Q672.11	Q6,740.26
3.23	Pozo de visita de 3,20 m	Q6,125.57	Q677.37	Q6,802.94
3.24	Pozo de visita de 3,37 m	Q6,450.99	Q707.19	Q7,158.18
3.25	Acometida domiciliar	Q768,468.76	Q60,190.00	Q828,658.7
				Q1,096,095.

Continuación Tabla VIII

No,	DESCRIPCIÓN	MATERIALES	MANO DE OBRA	TOTAL
4	Tratamiento			
4.1	Excavación	Q40,914.84	Q2,156.25	Q43,071.09
4.2	Relleno compactado	Q1,597.20	Q217.80	Q1,815.00
4.3	Retiro de sobrante	Q31,278.50	Q6,810.00	Q38,088.50
4.4	Fosa séptica 11 X 22X 2 m	Q267,364.39	Q62,387.18	Q329,751.5
4.5	Caja distribuidora de caudales	Q2,694.01	Q475.15	Q3,169.16
				Q415,895.3

Total de sistema de alcantarillado (Costo directo)	Q2,928,350.64
---	----------------------

2.1.15.3 Precios unitarios

Los precios unitarios del proyecto se pueden observar en el apéndice.

2.2 Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable en aldea El Cerrón

2.2.1 Descripción del proyecto

Este proyecto consiste en el diseño de una línea de conducción por bombeo hacia un tanque de almacenamiento superficial, ubicado a 2252.17 metros de distancia y 119.59 metros de diferencia de nivel de la captación, dando así una distribución por gravedad hacia toda la población.

Para la red de distribución se tiene previsto el diseño de ramales abiertos, tanto principal como secundarios, con tuberías PVC 160 psi, incluyendo las obras hidráulicas requeridas.

También está contemplado el diseño de una caseta de bombeo y el sistema de desinfección.

2.2.2 Localización de fuentes de abastecimiento

El proyecto contempla la utilización de agua obtenida de fuentes superficiales, a través de una obra de captación existente que fue construida por la municipalidad; esta se encuentra ubicada al oeste de la comunidad en el lugar llamado El Zapote.

2.2.3 Aforo de las fuentes

Se realizó el aforo de las fuentes utilizando el método volumétrico, para determinar el caudal que producen. Obteniendo como resultado un caudal de 21.3 lts/s, en época seca

2.2.4 Calidad del agua

El agua a suministrar debe ser sanitariamente segura, es decir, apta para consumo humano; esto se garantiza cumpliendo los límites sobre calidad establecidos por la norma COGUANOR NGO 29001. Para conocer las características físicas, químicas y bacteriológicas del agua de las fuentes, las muestras deben de ser analizadas en laboratorios calificados como el laboratorio de nacional de salud “LNS”.

El análisis realizado por el laboratorio dio como resultado que el agua es apta para consumo humano y cumple con la norma mencionada.

2.2.4.1 Análisis físico-químico sanitario

Con este se determinan las características del agua que pueden ser percibidas por los sentidos, causando aceptación o rechazo de parte del consumidor, así para determinar las cantidades de minerales y materia orgánica existentes en el agua que afecten su calidad.

2.2.4.2 Análisis bacteriológico

Este análisis determina la presencia de bacterias en el agua; para el consumo humano el agua debe permanecer libre de gérmenes patógenos de origen entérico y parasitario. Regularmente el indicador que determina el nivel de contaminación es la presencia del grupo coliforme.

2.2.5 Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico se realizó para localizar la red dentro de las calles, y en general, para ubicar todos aquellos puntos de importancia.

Se empleó el mismo equipo que el utilizado para el diseño del sistema de alcantarillado. El procedimiento para la altimetría y planimetría se especifica en los incisos 2.1.2.1 y 2.1.2.2, respectivamente

2.2.6 Criterios de diseño

2.2.6.1 Periodo de diseño

Este es el tiempo durante el cual el sistema permitirá un servicio satisfactorio a la población; en el presente estudio se contemplaron 22 años.

2.2.6.2 Tasa de crecimiento poblacional

Es la estimación calculada por el INE entre los últimos dos censos de población, para poder determinar el crecimiento porcentual-anual de una población, en nuestro estudio se utilizó una tasa de 3%.

2.2.6.3 Estimación de la población de diseño

Aunque existen varios métodos para obtener una proyección del crecimiento poblacional se recomienda utilizar el método geométrico, por considerarse el más aproximado en países como Guatemala.

$$P_f = P_0 * (1 + r)^n$$

Donde: Pf = Población futura o poblacional de diseño

Po = Población actual

r = Tasa de crecimiento poblacional

n = Período de diseño

Sustituyendo valores

Po = 415 habitantes

n = 22 años

r = 3% determinado por el método geométrico, con base en el censo de del INE 2002

$$P_f = 415 * (1 + 0.03)^{22} = 795 \text{ habitantes}$$

2.2.6.4 Dotación

Se define como la cantidad de agua que se le proporciona a cada habitante de una población en un día; se expresa por litros habitante por día. Esta se establece en función de tres aspectos importantes, como lo son sus costumbres y el clima que afecta la zona, la disponibilidad del caudal de la fuente y la capacidad económica de la comunidad para costear el mantenimiento y operación del sistema.

Existen varias instituciones que se dedican al diseño y ejecución de acueductos rurales y cada una propone diferentes especificaciones para la selección de la dotación; para este caso se tomo una dotación de 100 lts/hab/día según especificaciones del INFOM.

2.2.7 Determinación de caudales

2.2.7.1 Caudal medio diario (QMD)

Se define como la cantidad de agua que consume una población en un día. Este caudal se puede obtener del promedio de consumos diarios durante un año, pero cuando no se cuenta con registros se puede calcular en función a la población futura y a la dotación, como se muestra a continuación:

$$QMD = \frac{Dot * P_f}{86400} = \frac{100\text{lts/hab/dia} * 795\text{hab}}{86400 \text{ s/dia}} = 0.92 \text{ lts/s}$$

2.2.7.2 Caudal diario máximo (QDM)

Según las normas de diseño para acueductos rurales de UNEPAR, el factor de día máximo (FDM) varía entre 1.2 y 1.8 para poblaciones rurales. En este proyecto, se determinó de 1.2.

El caudal día máximo será:

$$QDM = QMD * FDM = 0.92\text{ts/s} * 1.2 = 1.10\text{ts/s}$$

2.2.7.3 Caudal horario máximo (QHM)

Se utiliza para diseñar el sistema de distribución. Está ligado al factor de hora máximo (FHM), que varía entre 1.8 y 2.5 para poblaciones rurales, se utilizó un factor de 2.00 para este diseño. El caudal máximo horario está dado por:

$$QHM = QMD * FHM = 0.92 * 2 = 1.84\text{ts/s}$$

Para ramales abiertos, se determinan los siguientes caudales:

2.2.7.4 Caudal de vivienda (Qv)

Es el caudal que se asignará a cada una de las viviendas. Se calcula a través de

$$Qv = \frac{QHM}{\text{No. viviendas}} = \frac{1.84\text{ts/s}}{92 \text{ conexiones}} = 0.02\text{ts/s}$$

2.2.7.5 Caudal instantáneo (Qi)

Es el caudal obtenido con base en la probabilidad de que todas las viviendas de un ramal hagan uso simultáneamente del sistema. Se determina según la siguiente ecuación:

$$Qi = k\sqrt{n-1} = 0.15\sqrt{92-1} = 1.43\text{ts/s}$$

Donde $k = 0.15$, para conexiones prediales

n = número de viviendas

2.2.8 Parámetros de diseño

El proyecto se diseñará según la guía para el diseño de abastecimientos de agua potable en zonas rurales del Instituto de Fomento Municipal INFOM y las normas de diseño para acueductos rurales de la Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales UNEPAR.

2.2.9 Componentes del sistema

2.2.9.1 Captación

Las captaciones son obras que recolectan el agua proveniente de uno o varios manantiales de brotes definidos o difusos. Su función es asegurar bajo cualquier condición el flujo y durante todo el año la captación del caudal provisto; el cual posee las siguientes características:

Tabla X. Características del sistema de captación

Captación existente	
Caudal de aforo	21.3 lts/s
Distancia más cercana a punto de contaminación	100 m
Volumen de Tanque	80 m ³
Profundidad de Tanque	1.45 m

2.2.9.2 Línea de conducción

Se refiere a la tubería destinada a conducir el agua de la fuente (captación) al tanque de almacenamiento, misma que está diseñada para

trabajar a presión; la línea de conducción será diseñada por bombeo o impulsión.

La línea de conducción debe tomar en cuenta los siguientes preceptos básicos para el cálculo hidráulico:

- a. Los diámetros mínimos serán de 38 mm (1½"). Atendiendo a razones hidráulicas o económicas podrán aceptarse diámetros hasta de 19 mm (¾")
- b. La velocidad deberá encontrarse en el rango de 0.40 m/s y 3.00 m/s; preferiblemente no mayor de 1.5 m/s.
- c. La tubería será colocada a una profundidad no menor a 0.60 m y se colocarán anclajes donde lo requiera la línea de conducción.
- d. Se instalarán válvulas de limpieza en puntos bajos. Para conducciones menores de 51 mm (2"); el diámetro de la purga será igual al de la conducción. Para conducciones mayores de 51 mm (2"), el diámetro de purga será de 51 mm (2").
- e. Los cálculos hidráulicos se realizarán con las formulas universalmente calificadas como hidráulicamente correctas, tal como la formula de Hazen& Williams.

2.2.9.2.1 Caudal de bombeo

Es el caudal suficiente para abastecer el consumo máximo horario en un determinado tiempo de bombeo; se calcula de la manera siguiente:

$$Q_B = Q_{DM} * \frac{24}{N}$$

Donde: QDM = caudal diario máximo (lts/s)

N = número de horas de bombeo, 12 horas para este sistema

Sustituyendo,

$$Q_B = Q_{DM} * \frac{24}{N} = 1.10 \text{ lts/s} * \frac{24}{12} = 2.21 \text{ lts/s}$$

El caudal de bombeo obtenido es de 2.21 lts/s, este resultado comparado con el valor de aforo de 21.3 lts/s, permite establecer que el caudal de bombeo Q_B es inferior al valor de aforo, por lo que se cubre la demanda de la comunidad.

2.2.9.2.2 Determinación del diámetro económico

El diámetro se determinó con base en los resultados obtenidos por los siguientes criterios:

- Ecuación de Bresse

$$\phi = \left(1.3 \left(\frac{N}{24} \right)^{\frac{1}{4}} * \sqrt{\frac{Q_B * FDM}{1000}} \right) * 100$$

Donde ϕ = Diámetro, en cm

N = número de horas de bombeo

FDM = factor de día máximo

Al sustituir datos se obtiene:

$$\phi = \left(1.3 \left(\frac{12}{24} \right)^{\frac{1}{4}} * \sqrt{\frac{2.21 \text{ lts/s} * 1.2}{1000}} \right) * 100 = 5.61 \text{ cm} \cong 2.21''$$

De este valor consideramos los diámetros 2", 2½" y 3".

Evaluando velocidades para cada diámetro,

$$v = \frac{1.974 * Q_B}{\phi} = \begin{matrix} v_{2''} = 1.09 \text{ m/s} \\ v_{2\frac{1}{2}''} = 0.79 \text{ m/s} \\ v_{3''} = 0.48 \text{ m/s} \end{matrix}$$

Cada uno de los diámetros obtenido anteriormente se evaluará para determinar el que sea óptimo y económico, en función de su desempeño, costo de inversión, mantenimiento y operación. A continuación se describe el procedimiento para un diámetro de 2½ pulgadas.

2.2.9.2.3 Cálculo de la carga dinámica total (CDT)

La carga dinámica total CDT es la presión real expresada en metros columna de agua contra la cual debe operar una bomba para elevar el caudal de agua hasta el nivel requerido; en bombeo vertical, utilizando bomba de eje horizontal, se calcula con la siguiente expresión

$$CDT = H_s + H_{SUC} + H + H_f + H_v + H_{fm}$$

Donde:

H_s = Altura de succión.

H_{suc} = Pérdida de carga en la succión (Hazen& Williams).

H = Altura del eje de la bomba a la descarga.

H_f = Pérdida de carga en la línea de impulsión.

H_v = Pérdida de carga por velocidad.

H_{fm} = Pérdidas menores (válvulas y accesorios) se estimarán como el 10% de las pérdidas por fricción

a. Altura de succión (H_s):

Se tomarán 4 metros como máximo.

b. Pérdida de carga en succión (H_{suc}):

Evaluando la fórmula de Hazen& Williams

$$H_{SUC} = \frac{1743.811 * L * Q^{1.85}}{\emptyset^{4.87} * C^{1.85}}$$

Donde:

L = Longitud de tubería en metros

Q = Caudal en lts/s

\emptyset = Diámetro en pulgadas

C = Coeficiente de rugosidad de Tubería

$$H_{SUC} = \frac{1743.811 * 4 * 2.21^{1.85}}{2.5^{4.87} * 100^{1.85}} = 0.07 \text{ m. c. a}$$

c. Altura del eje de la bomba a la descarga (H):

Cota sobre la ubicación del tanque más dos metros de altura de descarga = 620.31 metros.

Cota de nivel del ojo de impulsor = 501.52 metros.

H = 618.31-501.52 = 118.31 metros

d. Pérdida de carga en la línea de impulsión (Hf):

Datos:

L_{HG} = 242.8 metros

L_{PVC} = 2021.56 metros

Q_B = 2.21 lts/s

C_{HG} = 100

C_{PVC} = 150

\emptyset = 2.5"

Por medio de Hazen& Williams se encuentra

H_{fHG} = 4.02 m.c.a

H_{fPVC} = 14.83 m.c.a

$H_f = H_{fHG} + H_{fPVC} = 4.02 + 14.83 = 18.85 \text{ m.c.a}$

e. Pérdida de carga por velocidad (H_v):

$$H_v = \frac{V^2}{2 * g} = \frac{(0.79)^2}{2 * 9.8} = 0.03 \text{m/s}$$

f. Pérdidas menores, válvulas y accesorios (H_{fm}):

Se tomará como pérdidas menores el 10% de las pérdidas por fricción

$$H_{fm} = 0.10 * 18.85 = 1.88 \text{ m. c. a}$$

Sustituyendo los datos en la ecuación del cálculo de CDT, se obtiene

$$CDT = H_s + H_{SUC} + H + H_f + H_v + H_{fm}$$

$$CDT = 4 + 0.07 + 118.31 + 18.85 + 0.03 + 1.88 = 141.27 \text{ m. c. a}$$

Esta es la altura dinámica teórica en que bomba debe impulsar el caudal, por lo que es conveniente considerar una altura adicional por seguridad:

$$CDT = 141.27 \text{ m. c. a} + 5 \text{ m. c. a}$$

$$CDT = \mathbf{146.27 \text{ m. c. a}}$$

2.2.9.2.4 Verificación del golpe de ariete

Se denomina golpe de ariete al choque violento que se produce sobre las paredes de un conducto forzado, cuando el movimiento del agua es modificado bruscamente; para determinar sobre presión producida por el golpe de ariete se utiliza la fórmula de Lorenzo Allievi:

$$GA = \frac{145}{\sqrt{1 + \left(\frac{E_a * \emptyset}{E_t * e}\right)}} * V$$

Donde:

GA = Golpe de ariete

Ea = Módulo de elasticidad del agua, kg/cm²

Et = Módulo de elasticidad del material del tubo, Kg/cm²

Ø = Diámetro, cm

E = Espesor de la tubería, cm

V = Velocidad del agua, m/s

Sustituyendo

$$GA_{Hg\phi 2.5} = \frac{145}{\sqrt{1 + \left(\frac{20670 \cdot 6.3}{930000 \cdot 0.508}\right)}} * 0.79 = 101.42 \text{ m. c. a}$$

$$GA_{PVC\phi 2.5} = \frac{145}{\sqrt{1 + \left(\frac{20670 \cdot 6.3}{28100 \cdot 0.49}\right)}} * 0.79 = 46.23 \text{ m. c. a}$$

La presión máxima a la que se someterá la tubería de descarga es de:

$$\text{Presión máxima} = 169.83 + 101.42 + 46.23 = 317.481 \text{ m.c.a}$$

Para evitar la rotura en la tubería de descarga se recomienda colocar válvulas de cheque cada tercio de la longitud total de la tubería, así también que la tubería desde la captación hasta cubrir el paso aéreo sea de HG 1000 PSI cedula 40, inmediatamente después que continúe la tubería de 250 PSI y seguidamente una de 160 PSI hasta el tanque de almacenamiento.

2.2.9.2.5 Determinación de la potencia de la bomba

La potencia del conjunto elevatorio, la cual deberá vencer la diferencia de nivel entre los dos puntos y las pérdidas de carga en todo el trayecto, se determina por la siguiente ecuación:

$$POT = \frac{CDT * Q_B}{76 * e_{bomba}} = \frac{146.27 * 2.21}{76 * 0.6} = 7.08 \approx 7.5 \text{ HP}$$

Donde,

CDT = Carga dinámica total, m.c.a

Q_B = Caudal de Bombeo, lts/s

e_b = Eficiencia de la bomba, 60%

Para este proyecto se recomienda utilizar una bomba de eje horizontal de 10 HP, debido al tipo de fuente y su ubicación.

Este procedimiento se realizó para los diámetros de 2", 2.5" y 3" obteniendo los valores siguientes:

Tabla XI. Comparación de costos, según diámetro de tubería

	Resumen de costos		
Descripción	Diámetro de tubería		
	2"	2.5"	3"
Tubería PVC	Q 15,302.80	Q 23,619.50	Q 35,224.90
Tubería de HG	Q 6,111.86	Q 8,532.99	Q 10,157.90
Total	Q 21,414.63	Q 32,152.53	Q 45,382.76
	Potencia de Bomba		
	10 HP	7.5 HP	7 HP
Costo de operación anual del equipo de Bombeo	Q 15,171.00	Q 13,386.30	Q 12,718.20
Costo de ejecución (tubería + equipo de bombeo)	Q 36,585.60	Q 45,538.80	Q 58,101.00
Costo total para el primer año (ejecución + operación)	Q 206,880.06	Q 222,121.04	Q 267,571.37

Considerando el costo total para el primer año del proyecto se seleccionó como diámetro a utilizar el de 2.5", pues este cumple tanto con los requerimientos técnicos como de inversión y operación del sistema.

2.2.9.2.6 Especificaciones del equipo de bombeo

De acuerdo al diseño se determinó que el sistema de bombeo deberá tener las siguientes especificaciones:

Tabla XII. Especificaciones del equipo de bombeo

Especificaciones Generales	
Servicio	Bombeo de agua para consumo
Tipo de bomba	De eje horizontal
Fabricante	Berkeley
Potencia	7.5 HP
Voltaje	460/260 voltios
Número de fases	3 fase
Conexión	Trifásico
Control operativo	Automática
Capacidad	150-200 GPM
Diámetro	3"
Altura de elevación	200 metros
Eficiencia	83%
Caudal mínimo permitido	20 GPM
Presión máxima de trabajo	1000 PSI
Panel de control	220/440 votios

2.2.9.3 Tanque de almacenamiento

Los tanques de almacenamiento tienen como fin principal cubrir las variaciones horarias de consumo, almacenando agua durante las horas de bajo consumo y proporcionando los gastos requeridos a lo largo del día.

Además proporcionan agua durante algunas horas en caso de una emergencia, como una rotura o suspensión del flujo del agua en la línea de conducción.

La capacidad de los tanques se calcula de acuerdo con la demanda real de las comunidades; ante la falta de cualquier información se suele calcular la capacidad del tanque como un porcentaje del consumo medio diario, adoptando criterios de la UNEPAR , establecemos que en un sistema por gravedad el volumen deberá ser del 25% al 45% del caudal medio diario y en sistemas por bombeo deberá ser de 40% a 60% del caudal medio diario, esto en función del clima y en ambos se debe considerar un porcentaje de eventualidades.

DISEÑO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO

Para este proyecto se diseñó un tanque de almacenamiento superficial, con muros perimetrales e intermedio por gravedad, de concreto ciclópeo y losa de concreto reforzado, el diseño se detalla a continuación.

Calculo de volumen

$$\text{Vol} = \frac{\% * \text{QDM} * 86400}{1000} = \frac{.55 * .92 * 86400}{1000} = 43.72 \text{ m}^3 \approx 48\text{m}^3$$

El tanque estará formado de dos particiones iguales, de dimensiones totales de 10.9 metros de largo y 7 metros de ancho con 2 metros de profundidad, el cual tendrá un volumen total de 48 metros cúbicos.

a. Diseño de la losa

Con base en el método 3 de la American Concrete Institute ACI 318R-99, se diseñarán dos losas iguales de 3.80 m * 4.00 m unidas por una viga intermedia, tal como se muestra en la siguiente figura.

Si la geometría de la losa y el tipo de apoyo desarrollan esfuerzos y deformaciones en una sola dirección, se establece que la losa trabaja en un

solo sentido, y si los hace en ambas direcciones ortogonales se denomina losa en dos sentidos; para determinar cómo trabaja una losa se calcula la relación entre sus longitudes, $m = a/b$, donde “a” es la longitud menor y “b” la longitud mayor, si la relación es mayor que 0.5 debe diseñarse en dos sentidos y si es menor que 0.5 se diseñarán en un sentido.

Figura 2. Planta general de la losa del tanque de almacenamiento

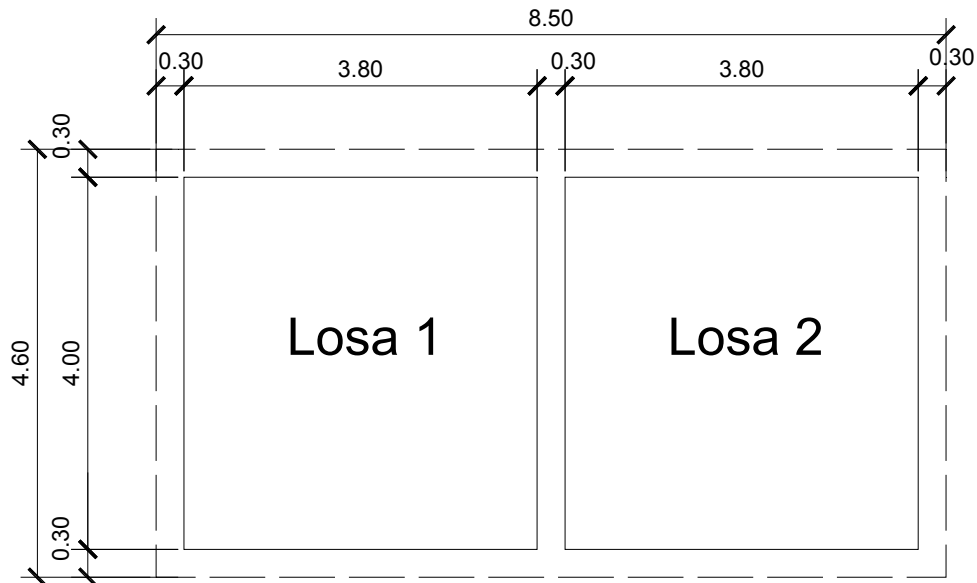


Tabla XIII. Funcionamiento de las losas

Descripción	Losa 1	Losa 2
$m = a/b$	$3.80/4.00 = 0.95 > 0.50$	$3.80/4.00 = 0.95 > 0.50$
Refuerzo	Dos sentidos	Dos sentidos

Para determinar el espesor de la losa (t) se utilizará la siguiente fórmula

$$t = \frac{\text{perimetro}}{180} \qquad t = \frac{(3.80 + 4.00) * 2}{180} = 0.086$$

Se utilizará un espesor de 10 cm.

Integración de cargas

CARGA MUERTA (CM)

Se considera el peso propio y las sobrecargas

$$CM = \delta c * t + \text{sobrecarga}$$

$$CM = 2400 \text{ Kg/m}^3 * 0.10 \text{ m} + 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$CM = 340 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga muerta última (CMu)} = 1.4 * CM$$

$$CMu = 1.4 * 340 \text{ Kg/m}^2$$

$$\mathbf{CMu = 476 \text{ Kg/m}^2}$$

CARGA VIVA (CV)

La losa será accesible por lo tanto se asumirá una carga viva (CV) de 100Kg/m².

$$\text{Carga viva última (CVu)} = 1.7 * CV$$

$$CVu = 1.7 * 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$\mathbf{CVu = 170 \text{ Kg/m}^2}$$

CARGA ÚLTIMA (CU)

Esta carga es la que se utiliza para el diseño final y está en función de la carga muerta y la carga viva.

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

$$CU = 476 \text{ Kg/m}^2 + 170 \text{ Kg/m}^2$$

$$\mathbf{CU = 646 \text{ Kg/m}^2}$$

Determinación de momentos

El ACI establece las fórmulas específicas para determinar los momentos negativos y positivos en una losa, dependiendo del tipo de apoyo o caso; las fórmulas que se emplean aparecen a continuación:

Momentos negativos

$$D_0 \quad MA(-) = C_{An} * CU * A^2$$

$$MB(-) = C_{Bn} * CU * B^2$$

Momentos positivos

$$MA(+) = C_{Acm} * C_{mu} * A^2 + C_{Acv} * C_{Vu} * A^2$$

$$MB(+) = C_{Bcm} * C_{mu} * B^2 + C_{Bcv} * C_{Vu} * B^2$$

MA, MB = Momento actuante (negativa, positiva en ambas longitudes)

CAn, CBn = Coeficiente (-), según relación a/b y empotramiento

CAcm, CBcm = Coeficiente de carga muerta (+), según relación a/b y empotramiento

CAcv, CBcv = Coeficiente de carga viva (+), según relación a/b y empotramiento

M = 1, Caso 7

$$MA(-) = 1/3 \quad MA(+) = 1/3 * 264.14 \text{ Kg-m} = 88.05 \text{ Kg-m}$$

$$MB(-)=0.071*646 \text{ Kg/m}*(4 \text{ m})^2 = 733.81 \text{ Kg-m}$$

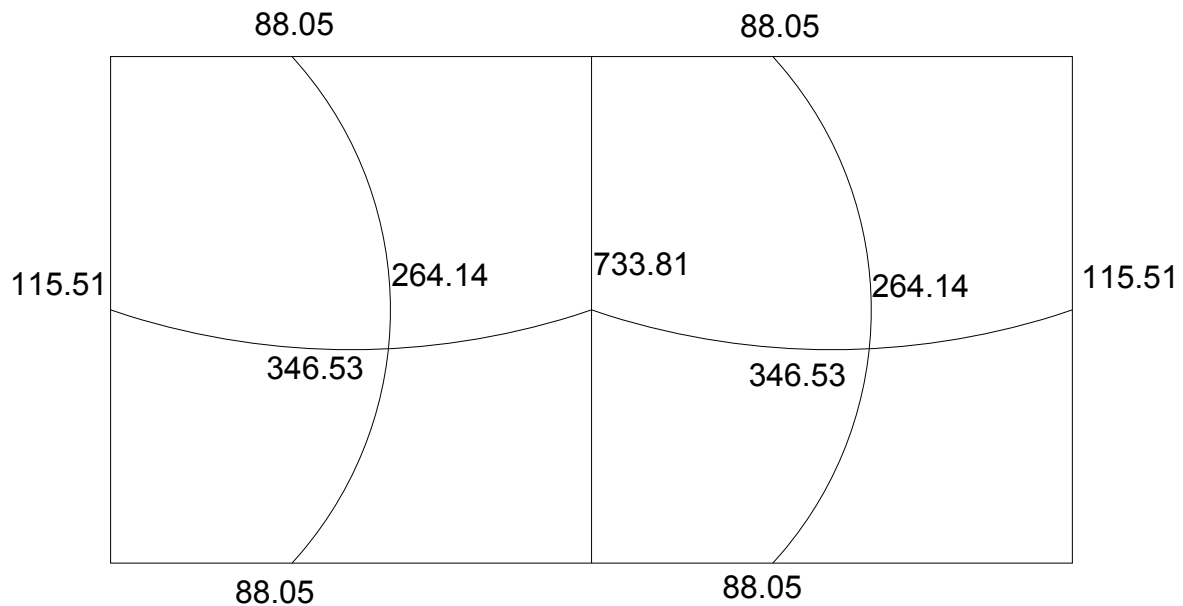
$$MA(+)=0.027*(476\text{Kg/m})*(3.8 \text{ m})^2+0.032*(170\text{Kg/m})*(3.8 \text{ m})^2=264.14\text{Kg-m}$$

$$MB(+)=0.033*(476\text{Kg/m})*(4 \text{ m})^2+0.035*(170\text{Kg/m})*(4 \text{ m})^2=346.53\text{Kg-m}$$

Tabla XIV. Resumen de cálculos de momentos

Descripción	Losa 1	Losa 2
Relación m = a/b	0.95	0.95
Caso empotramiento según ACI	Caso 7	Caso 7
MA (-) (Kg-m)	88.05	88.05
MB (-) (Kg-m)	733.81	733.81
MA (+) (Kg-m)	264.14	264.14
MB (+) (Kg-m)	346.53	346.53

Figura 3. Diagrama de momentos actuantes (Kg-m)



Diseño del acero de refuerzo

El refuerzo para la losa se diseña considerando una franja unitaria de un metro; el procedimiento es el siguiente:

Suponiendo varillas No. 3; con $\varnothing = 0.9525$ cm el peralte será:

Peralte efectivo (d) = t- Recubrimiento(R) – $\varnothing/2$

$$d = 10 \text{ cm} - 2.5 \text{ cm} - 0.9525/2$$

$$d = 7.02$$

$$\mathbf{d = 7 \text{ cm}}$$

Acero mínimo (A_{min}) que deberá de utilizarse para refuerzo:

$$A_{\min} = \frac{0.4 \cdot 14.1 \cdot b \cdot d}{F_y} = \frac{0.4 \cdot 14.1 \cdot 100 \cdot 7}{2810} = 1.405 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento mínimo (S_{min}) para acero mínimo (A_{min}):

$$1.405 \text{ cm}^2 \longrightarrow 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \longrightarrow S_{\min} S_{\min} = 50.53 \text{ cm}$$

Según el ACI 318-99; capítulo 13; sección 132.3.2; el espaciamento máximo de la armadura en las secciones críticas no debe exceder de dos veces el espesor de la losa (2*t).

$$S_{\max} = 2 * t$$

$$S_{\max} = 2 * 10 \Leftrightarrow S_{\max} = 20 \text{ cm},$$

Utilizar **S_{max} = 20 cm.**

Calculando A_{smin} que deberá utilizarse para S_{max} para refuerzo:

$$\begin{aligned} A_{smin} &\longrightarrow 100 \text{ cm} \\ 0.71 \text{ cm}^2 &\longrightarrow 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow A_{smin} = 3.55 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Calculo del momento resistente $A_{smin} = 3.55 \text{ cm}^2$

$$M_{u_{As \text{ min}}} = \phi * \left[A_{smin} * f_y * \left(d - \frac{A_{s \text{ min}} * f_y}{1.7 * f'c * b} \right) \right]$$

$$M_{u_{As \text{ min}}} = 0.9 * \left[3.55 * 2810 * \left(7 - \frac{3.55 * 2810}{1.7 * 210 * 100} \right) \right]$$

$$M_{u_{Asmin}} = 60,336.97 \text{ Kg-cm} = \mathbf{603.37 \text{ Kg - m}}$$

Para los momentos menores que resisten el $M_{u_{Asmin}}$ se usa A_{smin} y con un espaciamiento de $S_{max} = 20 \text{ cm}$; para los momentos mayores al $M_{u_{Asmin}}$ se calcula el área faltante de la siguiente forma:

$$\mathbf{MB(-) = 773.81 \text{ Kg - m}}$$

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

$$A_{sreq} = \left[100 * 7 - \sqrt{(100 * 7)^2 - \frac{773.81 * 100}{0.003825 * 210}} \right] * 0.85 \left[\frac{210}{2810} \right]$$

$$A_{sreq} = 3.76 \text{ cm}^2$$

Calculando el espaciamiento (S_{req}) para el acero requerido (A_{sreq}):

$$3.76 \text{ cm}^2 \longrightarrow 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \longrightarrow S_{req} \Leftrightarrow S_{req} = 18.88 \text{ cm}$$

Utilizar espaciamiento de

$$S_{req} = 15 \text{ cm}$$

Para el momento anterior, se colocará un área de refuerzo de 3.86 cm^2 a un espaciamiento de 15 cm .

Verificación por corte

Los esfuerzos por corte serán resistidos únicamente por el concreto que conforma la losa, por lo que solamente se comprueba si el espesor de la losa es el adecuado para soportar los esfuerzos.

- Cálculo del corte máximo actuante:

$$V_{\max} = \frac{CU * L}{2} = \frac{646 * 4}{2} = 1292.00 \text{ Kg}$$

- Cálculo del corte máximo resistente

$$V_{\text{res}} = 45 * \sqrt{f'c} * t = 45 * \sqrt{210} * 10 = 6521.12 \text{ Kg}$$

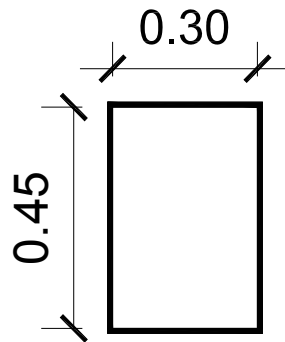
Como $V_{\max} < V_{\text{res}}$ significa que el espesor es adecuado y la losa resiste los esfuerzos de corte. El armado de la losa se detalla en el apéndice D, hoja No. 10 de los planos constructivos.

b. Diseño de la viga

Las vigas se encuentran apoyadas completamente de los muros; los esfuerzos a que están sometidas mayoritariamente son de compresión. Por lo tanto no requieren un análisis detallado. Para el dimensionamiento se considera

tanto la facilidad de armado como las especificaciones sobre refuerzos (máximo y mínimo). Conservando el espesor superior del muro, las vigas serán de 0.30 metros de base, 0.45 metros de altura, 0.40 metros de peralte efectivo, 2 varillas corridas No. 6 en ambas camas, estribos No. 3 a cada 0.20 metros.

Figura 4. Sección de vigas del tanque de almacenamiento



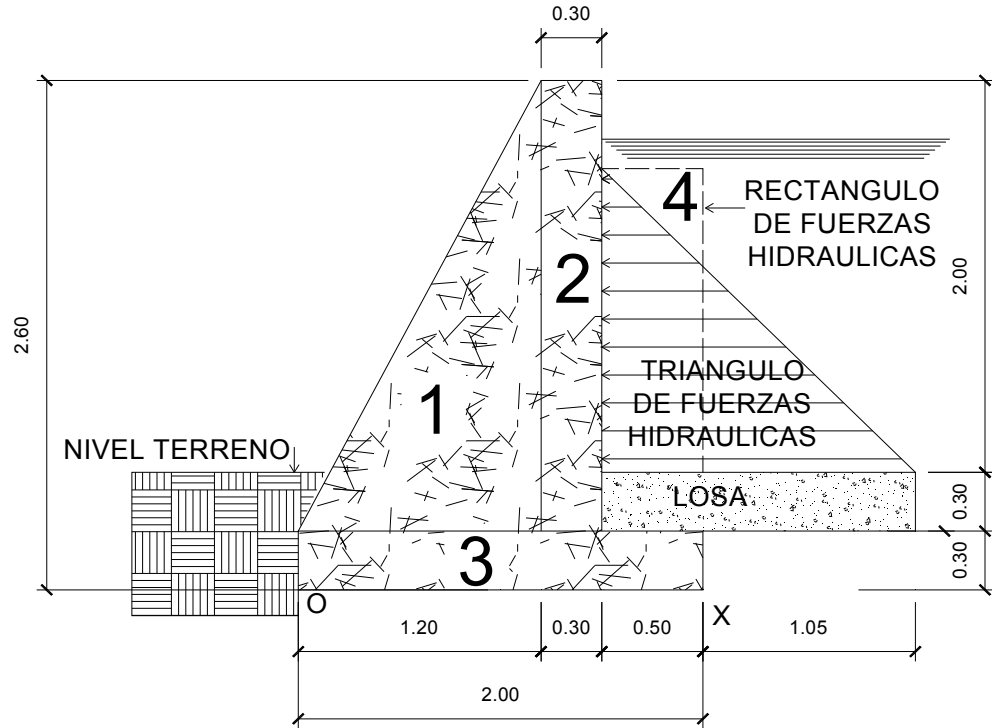
Los detalles se presentan en la hoja No. 10 de los planos constructivos en el apéndice.

c. Diseño de muro perimetral

El muro se construirá de concreto ciclópeo, ya que la piedra es el material que predomina en el lugar. El tanque se diseñará en su condición crítica; esta se da cuando el tanque se encuentra lleno, sometido al empuje del agua, y soportando las cargas de la losa y de las vigas.

El diseño consiste en verificar que las presiones máximas que se ejercen sobre las paredes del tanque y sobre el suelo no afecten la estabilidad del tanque; el muro tendrá una altura total de 2.60 metros, considerando que la altura del nivel del agua es de 2.00 metros.

Figura 5. Sección del muro perimetral



Datos de diseño:

Altura (h) = 2.0 m

Base (B) = 2.0 m

Peso específico del suelo (δ_s) = 1,500 Kg/m³

Peso específico del concreto ciclópeo (δ_{cc}) = 2,500 Kg/m³

Ángulo de fricción (ϕ) = 30° (asumido)

Coefficiente de fricción (μ) = 0.9

Valor soporte del suelo (V_s) = 15,000 Kg/m³ (asumido)

Fuerza activa (F_a):

$$F_a = \delta_{\text{agua}} * H^2/2$$

$$F_a = 1000 \text{ Kg/m}^3 * (2 \text{ m})^2/2$$

$$F_a = 2000 \text{ Kg/m}$$

Momento de volteo respecto O (Mact):

$$M_{act} = F_a * H/3$$

$$M_{act} = 2000 \text{ Kg/m} * (2/3 + 0.6) \text{ m}$$

$$M_{act} = 2533.35 \text{ Kg - m}$$

Momento que produce el peso propio del muro (Mr)

Se divide geoméricamente la sección transversal del muro (Figura 5), para calcular el peso por unidad lineal y el momento producido en el punto O (Tabla XV).

Tabla XV. Datos de muro perimetral

Fig	Area (m ²)	δ (Kg/m ³)	W (Kg/m)	Brazo (m)	M, (Kg-m)
1	1.38	2,500.00	3,450.00	0.80	2,760.00
2	0.69	2,500.00	1,725.00	1.35	2,328.75
3	0.60	2,500.00	1,500.00	1.00	1,500.00
4	1.00	1,000.00	1,000.00	1.75	1,750.00
Σ			7,675.00	Σ	8,338.75

Momento concentrado (Mc):

Cálculo de la carga Wmuro E

$W_{\text{muro E}} = W_{\text{viga}} + W_{\text{losa}} + W_{\text{concentrada}}$

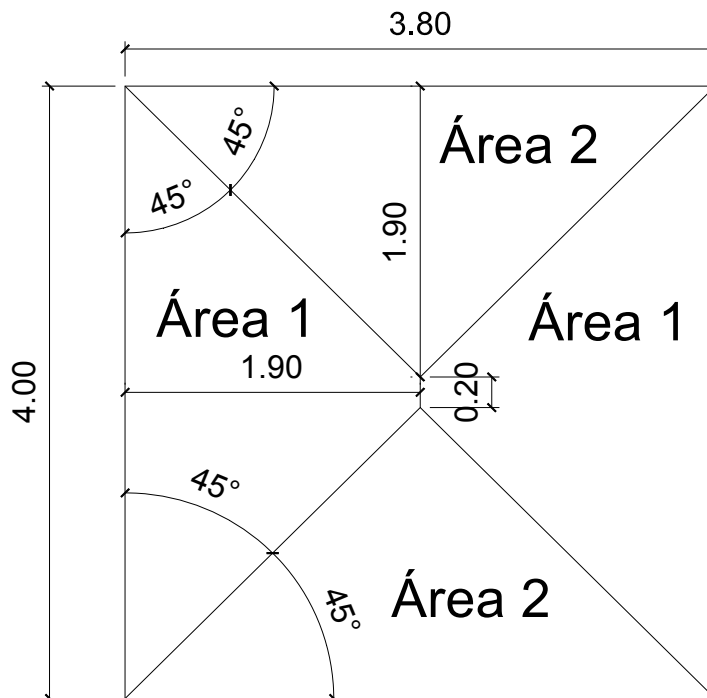
$W_{\text{viga}} = \delta_c * h * b = (2400 \text{ Kg/m}^3 * 0.45 \text{ m} * 0.30 \text{ m}) * 1.4 = 453.6 \text{ Kg/m}$

Cálculo de área tributaria

$$A_1 = \frac{1}{2} * (4 \text{ m} + 0.20 \text{ m}) * 1.90 \text{ m} = 3.99 \text{ m}^2$$

$$A_2 = \frac{1}{2} * (1.9 \text{ m} + 3.80 \text{ m}) * 1.90 \text{ m} = 3.61 \text{ m}^2$$

Figura 6. Diagrama de áreas tributarias



$$W_{\text{losa}} = \frac{CU * A_1}{L_1} = \frac{646 * 3.99}{4} = 644.38 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{concentrada}} = W_{\text{viga}} + W_{\text{losa}} = 453.6 + 644.38 = 1097.98 \text{ Kg/m}$$

Entonces

$$W_{\text{muro E}} = 453.6 + 644.38 + 1097.98 = 2,195.96 \text{ Km/m}$$

$$M_c = W * \text{Brazo} = 2,195.96 * (1.20 + 0.15)$$

$M_c = 2,964.55 \text{ Kg} - \text{mts}$

- Verificación de estabilidad contra volteo ($F_s > 1.5$)

$$F_s = \frac{M_r + M_c}{M_{act}} = \frac{8,338.75 + 2,964.55}{2,533.33} = 4.46 > 1.5$$

- Verificación de estabilidad contra deslizamiento ($F_\delta > 1.5$)

$$F_\delta = W_t * \text{Coeficiente de fricción} / F_a$$

$$F_\delta = \frac{(2195.96 + 7,675.00) * 0.9 * \tan 30^\circ}{2000} = \frac{5,129.10}{2000} = 2.56 > 1.5$$

- Verificación de la presión máxima bajo la base del muro $P_{\text{max}} < V_s$:

Donde la excentricidad (e_x) = Base/2 - a

$$a = \frac{M_r + M_c - M_{act}}{W_t} = \frac{8,338.75 + 2,964.55 - 2,533.33}{9870.96} = 0.89 \text{ m}$$

$$e_x = \frac{2.0}{2} - 0.89 = 0.11 \text{ m}$$

Módulo de sección unitario (S_x):

$$S_x = \frac{1}{6} * \text{base}^2 * \text{long} = \frac{1}{6} * (2.0 \text{ m})^2 * 1 \text{ m} = 0.67 \text{ m}^3$$

Presión (P):

$$P = \frac{W_t}{A} \pm \frac{W_t * e_x}{S_x} = \frac{9870.86}{2.0 * 1} \pm \frac{9870.86 * 0.11}{0.67} = 4935.43 \pm 1620.59$$

$$P_{\max}=6,556.02 \text{ Kg/m}^2 < 15,000 \text{ Kg/m}^2 (V_s)$$

$$P_{\min}=3,314.84 \text{ Kg/m}^2 > 0$$

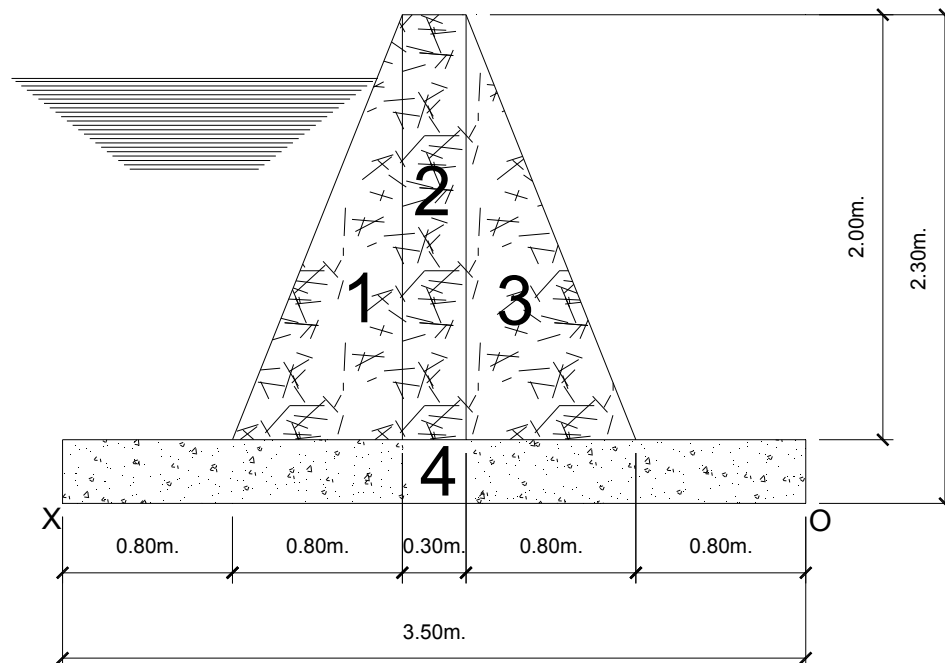
La presión máxima actuante es menor que la capacidad de soporte del suelo (V_s) y la presión mínima indica que no existen presiones negativas.

Todas las verificaciones para el diseño dan resultados correctos, por tanto las dimensiones son las adecuadas.

d. Diseño del muro intermedio

El muro se construirá de concreto ciclópeo, se diseñará en su condición crítica, que se da cuando una parte del tanque se encuentra lleno y el otro vacío, con el empuje del agua y soportando las cargas de la losa y de las vigas.

Figura 7. Sección del muro intermedio



Datos de diseño:

$$\text{Altura (h)} = 2.0 \text{ m}$$

$$\text{Base (B)} = 3.5 \text{ m}$$

$$\text{Peso específico del agua } (\delta_a) = 1,000 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Peso específico del concreto ciclópeo } (\delta_{cc}) = 2,500 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Ángulo de fricción } (\phi) = 30^\circ$$

$$\text{Coeficiente de fricción } (\mu) = 0.9$$

$$\text{Valor soporte del suelo (Vs)} = 15,000 \text{ Kg/m}^3$$

Cálculo de los coeficientes activo (Ka) y pasivo (Kp) del suelo

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = \frac{1}{3} \qquad K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{1 + \sin 30}{1 - \sin 30} = 3$$

Momento producido por el empuje del agua (Ma)

- Presión de empuje del suelo (Pa)

$$P_a = K_a * \delta_a * h = \frac{1}{3} * 1,000 * 2.0 = 666.67 \text{ Kg/m}^2 \approx 0.67 \text{ ton/m}^2$$

La carga total (Pta) se calcula como el área del diagrama de presiones actuantes en su centroide.

$$P_{ta} = \frac{1}{2} * P_a * h = \frac{1}{2} * 666.67 * 2.0 = 666.67 \text{ Kg/m}^2 \approx 0.67 \text{ ton/m}^2$$

- El momento es:

$$M_a = P_{ta} * \text{centroide} \left(\frac{h}{3} \right) = 666.67 * \frac{2.0}{3} = 444.45 \text{ Kg} * \text{m}$$

$$\mathbf{M_a = 444.45 \text{ Kg} * \text{m}}$$

Momento que produce el peso propio del muro (M_r)

Se divide geoméricamente la sección transversal del muro (Figura 7), para calcular el peso por unidad lineal y el momento total que se produce en el punto "O" (Tabla XVI).

Tabla XVI. Datos de muro intermedio

Fig	Area (m ²)	δ (Kg/m ³)	W (Kg/m)	Brazo (m)	M, (Kg-m)
1	0.80	2,500.00	2,000.00	2.12	4,233.33
2	0.60	2,500.00	1,500.00	1.70	2,550.00
3	0.80	2,500.00	2,000.00	1.28	2,566.67
4	1.05	2,500.00	2,625.00	1.75	4,593.75
Σ			8,125.00	Σ	13,949.75

Momento que producen las cargas (M_c) inducidas por la losa (W_{losa}) y las vigas (W_{viga} , $W_{concentrada}$)

- Carga uniformemente distribuida (W_{muro})

$$W = W_{losa} + W_{viga} + W_{concentrada}$$

$$W_{losa} = \frac{CU * A_1}{L_1} = \frac{646 * 7.98}{4} = 1,288.77 \text{ Kg/m}$$

$$W_{viga} = \delta_c * h * b = (2400 \text{ Kg/m}^3 * 0.45 \text{ m} * 0.30 \text{ m}) * 1.4 = 453.6 \text{ Kg/m}$$

$$W_{concentrada} = 1,288.77 + 453.6 = 1742.37 \text{ Kg/m}$$

Sustituyendo,

$$W_{\text{muro I}} = 1288.77 + 453.6 + 1742.37 = 3.484.74 \text{ Kg/m}$$

- Considerando W como carga puntual (Pc)

$$Pc \text{ I} = 3,484.74 \text{ Kg/m} * 1\text{m} = 3,484.74 \text{ Kg} \approx 3.48 \text{ ton}$$

- Peso del muro (Wtm I) =

$$W_{\text{tm I}} = \sum W + Pc \text{ I} = 8.125,00 + 3,484.74 = 11,609.74 \text{ Kg/m}$$

- Momento que ejerce la carga (Mc)

$$Mc = Pc \text{ I} * \text{brazo} = 3,484.74 * (0.15+0.8+0.8) = 6,098.3 \text{ Kg-m}$$

$$\mathbf{Mc = 6,098.3 \text{ Kg-m}}$$

Chequeos

- Verificación de la estabilidad contra volteo (Fsv)

$$F_{sv} = \frac{Mr + Mc}{M_{act}} = \frac{13,949.75 + 6,098.3}{444.45} = \mathbf{45.11 > 1.5}$$

- Verificación de la estabilidad contra deslizamiento (Fd)

$$F_d = \frac{\mu * W_{tm \text{ i}}}{Pts * 1 \text{ mts}} = \frac{0.9 * 11,609.74}{666.67 * 1} = \mathbf{15.67 > 1.5}$$

- Verificación de la presión máxima (Pm)

$$a = \frac{Mr + Mc + M_{act}}{W_{tm \text{ I}}} = \frac{13,949.75 + 6,098.3 - 444.45}{11,609.74} = 1.68 \text{ m}$$

a partir de el punto X.

$$e_x = \frac{\text{Base}}{2} - a = \frac{3.5}{2} - 1.68 = 0.07 \text{ m}$$

Módulo se sección unitario (Sx):

$$S_x = \frac{1}{6} * \text{base}^2 * \text{Long} = \frac{1}{6} * (3.50)^2 * 1 \text{ m} = 2.04 \text{ m}^2$$

Presión (P)

$$P = \frac{W_{tmi}}{A} \pm \frac{W_t * e_x}{s_x} = \frac{11,609.74}{3.5 * 1} \pm \frac{11,609.74 * 0.07}{2.04} = 3317.07 \pm 398.37$$

$$P_{\max} = 3,715.44 \text{ Kg/m}^2 < 15,000 \text{ Kg/m}^2 \text{ (Vs)}$$

$$P_{\min} = 2,918.7 \text{ Kg/m}^2 > 0$$

La presión máxima actuante es menor que la capacidad de soporte del suelo (Vs) y la presión mínima indica que no existen presiones negativas.

Todas las verificaciones para el diseño dan resultados correctos, por tanto las dimensiones son las adecuadas.

2.2.9.5 Red de distribución

La red de distribución es el sistema de tuberías unidas entre sí, que conducen el agua desde el tanque de almacenamiento hasta el consumidor; la función principal es brindar un servicio continuo, en cantidad suficiente y de calidad aceptable.

Para el diseño de la red es necesario considerar los siguientes criterios:

- Se debe garantizar el buen funcionamiento del acueducto, por lo tanto se diseñará con el caudal de hora máxima (QHM).

- Se utilizarán redes abiertas, dado que las viviendas que se encuentran dispersas.
- El diámetro mínimo a utilizar será de 19 mm (3/4") y con PVC de 250 Psi.
- La presión deberá mantenerse en el rango de 10 a 40 m.c. a.; aunque en algunos casos se puede permitir un mínima de 6 m.c.a., debido a que la topografía es irregular.
- Las velocidades en la red, se mantendrá en un máximo de 3 m/s y 0.5 m/s como mínimo.
- Se utilizarán accesorios y obras de arte para garantizar el correcto funcionamiento del sistema.

Cálculo de caudales en tramos

Para el cálculo del caudal de diseño, en los diferentes ramales, se prosigue de la siguiente manera:

- a. Se determina la población actual y futura existente en la longitud del ramal; el cálculo se realizará para el ramal A, en el cual se encuentran 15 viviendas y una iglesia a la que se le asignan 3 conexiones; el diseño de los demás ramales se puede consultar en la tabla XVII.

Población actual = 75 habitantes

Población futura = $75 \cdot (1 + 0.03)^{22} = 144$ habitantes con una proyección de 29 viviendas futuras, para un total de 32 conexiones. (Agregadas las 3 por iglesia).

- b. Luego se compara el caudal de vivienda (Q_v) con el caudal instantáneo (Q_i), utilizando el mayor de ellos.

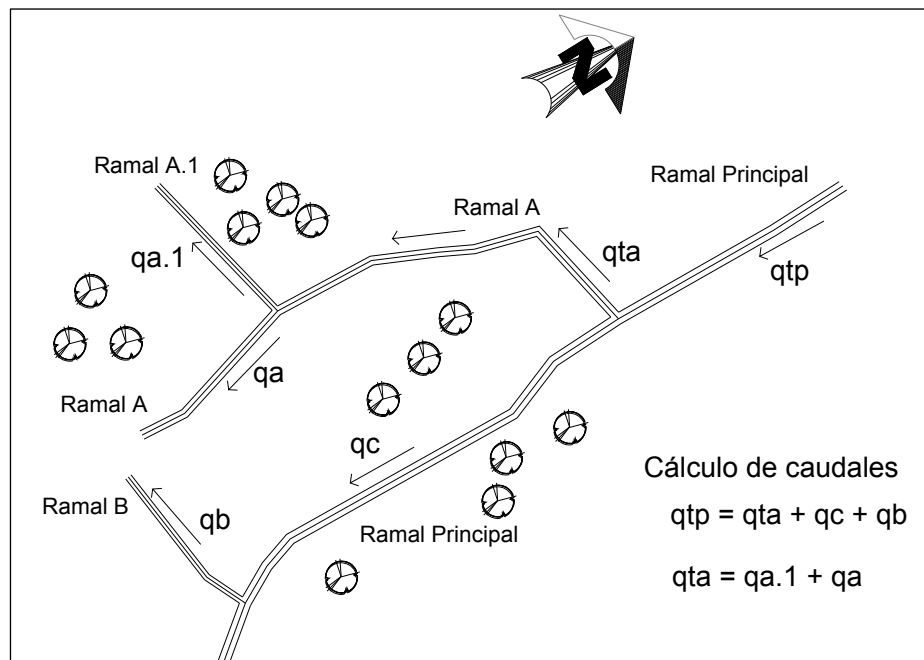
$$Q_v = 0.02 \text{ lts/s} \cdot 32 \text{ conexiones} = 0.64 \text{ lts/s}$$

$$Q_i = k\sqrt{n-1} = 0.15 \cdot \sqrt{32-1} = 0.84 \text{ lts/s}$$

Con base en los caudales requeridos se integran los consumos requeridos en cada ramal y se distribuye el caudal disponible, previendo el sentido del flujo según el principio de continuidad, Figura 8.

Para calcular el caudal de diseño para el ramal A (q_{ta}) se debe integrar el caudal producido en el ramal A.1 con el propio ramal A (q_a), y el ramal A, a su vez incluye al ramal principal (q_{tp}).

Figura 8. Cálculo de caudales de diseño con ramificaciones



- c. Se calcula la velocidad, en función del diámetro, utilizando la siguiente expresión:

$$vel = \frac{4 * Q_d}{\pi \emptyset^2}$$

Donde,

Qd = Caudal de diseño en m³/s

∅ = Diámetro de tubería, en m

Los diámetros son propuestos según la magnitud del caudal de diseño para cada tramo.

Para este ramal se utilizó un diámetro de 1.5”, dado que es un ramal secundario y la velocidad se encuentra en el rango establecido

$$vel = \frac{4 * 4.2/1000}{\pi(0.0635)^2} = 1.3264 \text{ m/s}$$

- d. Se utiliza la fórmula de Hazem& Williams para calcular la pérdida por fricción en el ramal.

$$H_f = 6.34 + 1.37 = 7.71 \text{ m.c.a.}$$

- e. Se traza la línea piezométrica, la cual se define como el perfil de las presiones en determinado tramo. Para trazarla, es necesario conocer las cotas piezométricas de cada nodo: la cota piezométrica inicial en un sistema de distribución por gravedad es igual a la elevación de la salida del tanque de almacenamiento. El resto de cotas son el resultado de la resta entre la cota piezométrica del nodo anterior y las pérdidas por fricción del tramo analizado.
- f. Por último, se chequean las presiones, que serán la diferencia existente entre las cotas piezométrica y de terreno en un punto. Los cálculos de los incisos “d” a “f” se pueden observar en la tabla XVIII.

Tabla XVII. Diseño de sistema de abastecimiento de agua potable

Ramal	nodos desde hasta		Conx futuras	Hab futuro	Q instlts/s	Q vivlts/s	QDM (lts/s)	Ø Diámetro Pulg	Q de diseño lts/s	velocidad m/s
Principal	0	1	2	10	0.15	0.04	0.12	2.5	4.3	1.36
Principal	1	2	8	40	0.40	0.16	0.46	2	2.73	1.35
Principal	2	caja	20	100	0.65	0.4	1.16	2	1.69	0.83
Principal	caja	caja	0	0	0.00	0	0.00	2	1.69	0.83
Principal	caja	3	8	40	0.40	0.16	0.46	2.5	1.69	0.53
Principal	3	3T1	33	165	0.85	0.66	1.91	1.5	1.35	1.18
A	2	4	22	110	0.69	0.44	1.27	1.5	1.04	0.91
A.1	4	4T1	2	10	0.15	0.04	0.12	0.75	0.2	0.70
A	4	4T2	10	50	0.45	0.2	0.58	1.5	0.84	0.74
B	3	3T2	6	30	0.34	0.12	0.35	1	0.34	0.67
C	1	5	8	40	0.40	0.16	0.46	2	1.57	0.77
C	5	6	2	10	0.15	0.04	0.12	1.5	1.23	1.08
C.1	5	5T	6	30	0.34	0.12	0.35	1	0.34	0.67
C.2	6	6T1	6	30	0.34	0.12	0.35	1	0.34	0.67
C	6	6T2	26	130	0.75	0.52	1.50	1.5	0.89	0.78

Tabla XVIII. Cálculo de pérdida, cota piezométrica y presión

Ramal	Nodos		Pérdida m.c.a.	Cota Terreno	Cota Piezométrica	Presión m.c.a.	Presión Psi
	desde	hasta					
Principal	0	1	2.11	602.10	614.20	12.10	17.18
Principal	1	2	6.27	581.42	607.93	26.51	37.64
Principal	2	caja	2.13	568.36	605.80	37.44	53.15
Principal	caja	caja	0.00	568.36	568.36	0.00	0.00
Principal	caja	3	0.34	560.40	568.02	7.62	10.81
Principal	3	3T1	18.28	517.43	549.74	32.31	45.87
A	2	4	6.34	566.51	601.59	35.08	49.81
A.1	4	4T1	2.62	567.52	598.97	31.45	44.65
A	4	4T2	1.37	559.01	600.22	41.21	58.52
B	3	3T2	1.72	559.06	566.29	7.23	10.27
C	1	5	2.69	590.10	611.51	21.41	30.40
C	5	6	0.45	590.79	611.06	20.27	28.78
C.1	5	5T	1.04	590.50	610.47	19.97	28.35
C.2	6	6T1	0.55	594.11	610.51	16.40	23.28
C	6	6T2	2.25	597.74	608.81	11.07	15.72

2.2.9.5 Obras hidráulicas

Caja de válvulas

Las cajas de válvulas se utilizarán para proteger las válvulas de compuerta, de limpieza y de globo, las cuales se encuentran en la red de distribución y a lo largo de la línea de conducción; serán de mampostería de piedra y estarán enterradas y protegidas por tapaderas de concreto reforzado.

Caja de válvulas de cheque

Las válvulas de cheque se contemplan para aislar 1/3 de tubería de la línea de conducción, y así reducir de una manera eficiente el golpe de ariete, cuando la bomba se apague; serán construidas con mampostería de piedra y estarán enterradas y protegidas por tapaderas de concreto reforzado.

Caja rompresión

Se entiende por caja rompresión a las estructuras destinadas para controlar la presión interna de la tubería, rompiendo o aliviando la presión en la línea de conducción; evitando así la falla de tubería y accesorios, cuando la presión estática de diseño iguala o supera la presión de trabajo máxima de los mismos.

La caja disipa la presión en el instante que el agua tiene contacto con la atmósfera y disminuye súbitamente su velocidad, al tener un cambio drástico de sección hidráulica.

La caja rompresión se construirá según el plano constructivo, y salvo estipulación u órdenes en contrario, serán de mampostería de piedra de manera que el 67% será de piedra bola y el 33% mortero proporción 1:2, cemento, arena de río.

Además tendrá un recubrimiento mínimo de 1.5 cms y un alisado interno, proporción 1:1, para impermeabilizar. Estarán protegidas por tapaderas de concreto reforzado. Los detalles se muestran en el plano N° 8.

2.2.9.5.1 Paso aéreo

Esta estructura es utilizada donde es imposible enterrar o revestir la tubería y para salvar depresiones de terreno, la tubería queda expuesta y generalmente es de tipo Hg.

Para este proyecto se requiere un paso aéreo de 120 metros de luz, el cual se ubica entre las radiaciones R-1.1 y R-4.1 de la tubería de conducción y se compone de tubería Hg, soportada por cable galvanizado sujeto a dos columnas de concreto reforzado, con sus respectivos anclajes de concreto ciclópeo como lo muestran los planos, en apéndice D.

Datos de diseño:

Diámetro de tubería Hg	=	2½"
Longitud	=	120 m
Peso de tubería + accesorios	=	3 kg/m
Peso específico del agua	=	1000kg/m

- Cálculo de cargas verticales:

Carga muerta:

$$CM' = (\text{peso tubería}) + (\text{peso del agua}) = Wt + Wa$$

$$\text{Peso de tubería } \varnothing 2\frac{1}{2}'' = Wt = \text{peso de tubos} + \text{peso accesorios}$$

$$Wt = 8.62 \text{ Kg/m} + 5 \text{ Kg/m} = 9.12 \text{ Kg/m}$$

$$W_t = 9.12 \text{ Kg/m}$$

Peso de agua = $W_a = (\text{Área de tubo}) \cdot (\text{Peso específico del agua})$

$$W_a = \pi(0.03294 \text{ m})^2 \cdot (1000 \text{ Kg/m})$$

$$W_a = 3.40 \text{ Kg/m}$$

$$CM' = 9.12 + 3.40 = 12.53 \text{ Kg/m}$$

Carga viva:

Se asumirá el peso de una persona (70 Kg) para pasar de un extremo a otro por posibles reparaciones que puedan ocurrir, por lo que se distribuirá el peso promedio de una persona a lo largo de cada tubo.

$$CV = 70 \text{ Kg} / 120 \text{ m} = .58 \approx 0.60 \text{ Kg/m}$$

- Cálculo de cargas horizontales

Las cargas horizontales críticas para este tipo de estructuras, es la provocada por el viento. Para ello se asumirá una velocidad de viento crítico de 70 km/hora, mismo que desarrolla una presión de 100 Kg/m²

$$W_v = (\text{diámetro de tubo}) \cdot (\text{presión de viento})$$

$$W_v = (0.0762 \text{ m}) \cdot (100 \text{ Kg/m}^2) = 7.62 \text{ Kg/m}$$

- Integración de cargas:

De acuerdo con las normas de ACI, cuando existe carga de viento, la carga última está dada por:

$$U = 0.75 \cdot (1.4CM' + 1.7CV + 1.7W_v)$$

$$U = 0.75 \cdot (1.4 \cdot (12.53) + 1.7 \cdot (0.60) + 1.7 \cdot (7.62)) = 22.87 \text{ Kg/m}$$

Pero U no debe ser menor a $(1.4*CM^1+1.7*CV) = 1.4*12.53+1.7*0.60 = 18.56$ Kg/mts entonces se tomará la carga más alta en este caso:

$$U = 22.87 \text{ Kg/m}$$

- Diseño del cable principal:

Se utilizará la fórmula del *WireRope Hand Book*, 1963, sección 3.

$$TH = \frac{UL^2}{8d}$$

$$T = TH * \sqrt{1 + \frac{16d^2}{L^2}}$$

$$TV = \sqrt{T^2 - TH^2}$$

$$Y = \frac{UX * (S - X)}{2TH}$$

Donde:

U = Carga última

L = Luz

d = Flecha

TH = Tensión horizontal

TV = Tensión vertical

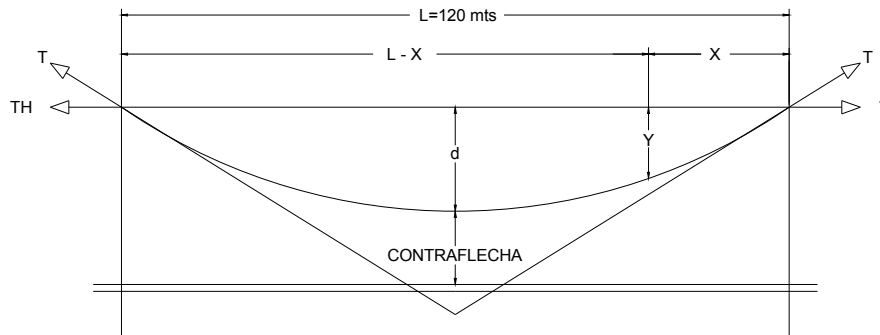
T = Tensión máxima

Para determinar la flecha “d” en pasos aéreos y puentes colgantes, el Dr. DB Steinman recomienda una relación económica entre flecha-luz de L/9 a L/12 para luces grandes, sin embargo da como resultado columnas muy esbeltas, por lo que no se adoptará este criterio, se calcularán diferentes valores para “d” y se tomará el más conveniente tomando en cuenta que satisfaga la condición para columnas cortas (esbeltez < 22) según lo establece el reglamento ACI, los resultados se presentan en el cuadro siguiente:

Tabla XIX. Tensión en el cable

U (Kg/mts)	L (mts)	d (mts)	TH (Kg)	T (Kg)	TV (Kg)
22.87	120.00	2.30	17898.26	17950.78	1372.2
22.87	120.00	2.40	17152.50	17207.30	1372.2
22.87	120.00	2.50	16466.40	16523.48	1372.2
22.87	120.00	2.60	15833.08	15892.43	1372.2
22.87	120.00	2.70	15246.67	15308.29	1372.2
22.87	120.00	2.80	14702.14	14766.04	1372.2
22.87	120.00	2.90	14195.17	14261.34	1372.2

Figura 9. Modelo matemático del cable en suspensión



De la tabla anterior se seleccionó la flecha de 2.5m, con lo cual se tiene una tensión máxima de 16,523.48 kilogramos. El criterio que se tomó para elegir “d” es el siguiente: Para que la columna esté dentro del rango de una columna corta debe tener una longitud libre no mayor de 3m, tomando en cuenta una sección de columna de 1.00 m * 0.5 m (ya que si se toma una sección menor dará una longitud libre más pequeña).

Los diámetros de cable más usados en pasos aéreos para agua potable son los siguientes:

Diámetro	Esfuerzo de ruptura	Peso
5/8"	12,600 Kg	0.88 Kg/m
7/8"	24,200 Kg	1.71 Kg/m

Con base en los datos anteriores se selecciona el cable de 7/8" de diámetro, con alma de acero de 6*19 hilos y una resistencia a la tensión de 24,200 Kilogramos. Integrando el peso propio del cable a la carga muerta se tiene:

$$CM = CM' + \text{peso del cable} = 12.53 + 1.71 = 14.24 \text{ Kg/m}$$

Carga última:

$$U = 0.75 * (1.4 * (14.24) + 1.7 * (0.60) + 1.7 * (7.62)) = 25.43 \text{ Kg/m}$$

El valor corregido de la tensión es el siguiente:

$$T = 18,373.07 \text{ Kg} \quad TH = 18,309.60 \text{ Kg} \quad TV = 1525.80 \text{ Kg}$$

Se concluye que el diámetro de 7/8" es el adecuado, pues su esfuerzo de ruptura alcanza los 24,200 Kg mayor a los 18,373.07 Kg de la tensión final.

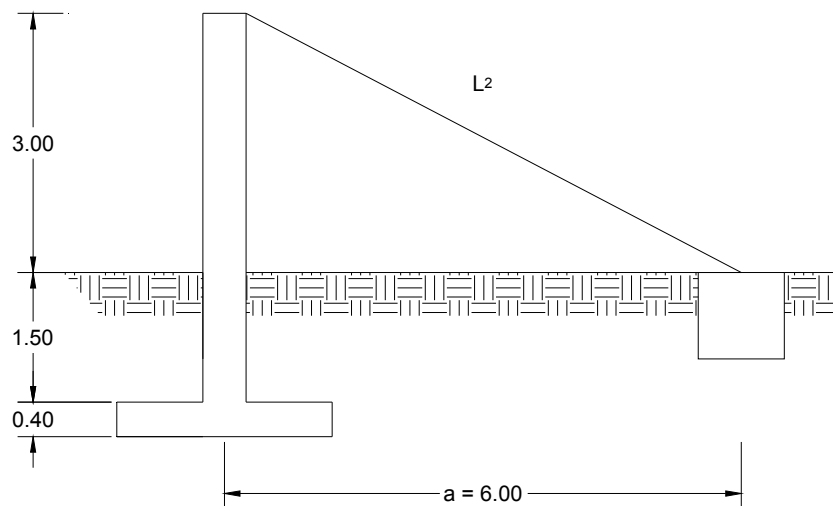
- Cálculo de la longitud de total del cable principal

Según el *Wire Hand Book*, cuando la flecha "d" es el 5% de la longitud suspendida entre soportes, o menos, la longitud (L1) entre soportes viene dado por la siguiente fórmula:

$$L_1 = L + \frac{8d^2}{3L} \quad \% = \left(\frac{d}{L}\right) * 100 = \left(\frac{2.5}{120}\right) * 100 = 2.1\% < 5\% \quad L_1 = 120 + \frac{8(2.5)^2}{3 * 120} = 121\text{m}$$

Para la longitud de los tensores (L_2) el Dr. DB Steinman recomienda una relación de: $a = 2 \cdot H = 2 \cdot 3 = 6 \text{ m}$

Figura 10 Esquema del cable en los tensores



De la figura anterior se puede calcular L_2 , con el teorema de Pitágoras de la siguiente manera: $L_2 = \sqrt{(6.00)^2 + (3.00)^2} = 6.70 \text{ m}$, la longitud total del cable será $L_1 + 2 \cdot L_2$ más un 10% de incremento por dobleces y empalmes.

$$LT = (L_1 + 2 \cdot L_2) \cdot 1.10 = (121.00 + 2 \cdot 6.00) \cdot 1.10 = 146.3 \approx 150 \text{ m}$$

- Diseño de péndolas o tirantes verticales:

Son los tirantes verticales que sostienen la tubería, van unidas al cable principal. La separación óptima de dichas péndolas es de 2.00 m, según el Dr. DB Steinman.

La carga de tensión que soportará cada péndola está dada por la siguiente fórmula:

$$Q = U * S$$

Donde: U = Carga última

S = Separación de péndolas

$$Q = (25.43)*(2.00) = 50.86 \text{ Kg}$$

Se utilizará cable galvanizado de ¼" de diámetro de 6*9 hilos cuya resistencia de ruptura es de 1600 Kg.

Para calcular la longitud de cada péndola se utiliza la ecuación del *WireRope Hand Book*, que es la siguiente:

$$Y = \frac{UX(L - X)}{2TH}$$

Donde: U = Carga última

X = Separación de péndolas

L = Luz

Y = Variación de la flecha

TH = tensión horizontal

Tabla XX Altura de péndolas

No. de Péndola	X (m)	L-X (m)	Y (m)	Cantidad de péndolas	Altura de péndola	Longitud de péndola
1	1.5	118.5	0.12	2	2.88	5.75
2	3.5	116.5	0.28	2	2.72	5.43
2	5.5	114.5	0.44	2	2.56	5.13
4	7.5	112.5	0.59	2	2.41	4.83
5	9.5	110.5	0.73	2	2.27	4.54
6	11.5	108.5	0.87	2	2.13	4.27
7	13.5	106.5	1.00	2	2.00	4.00
8	15.5	104.5	1.12	2	1.88	3.75
9	17.5	102.5	1.25	2	1.75	3.51
10	19.5	100.5	1.36	2	1.64	3.28
11	21.5	98.5	1.47	2	1.53	3.06
12	23.5	96.5	1.57	2	1.43	2.85
13	25.5	94.5	1.67	2	1.33	2.65
14	27.5	92.5	1.77	2	1.23	2.47
15	29.5	90.5	1.85	2	1.15	2.29
16	31.5	88.5	1.94	2	1.06	2.13
17	33.5	86.5	2.01	2	0.99	1.98
18	35.5	84.5	2.08	2	0.92	1.83
19	37.5	82.5	2.15	2	0.85	1.70
20	39.5	80.5	2.21	2	0.79	1.58
21	41.5	78.5	2.26	2	0.74	1.48
22	43.5	76.5	2.31	2	0.69	1.38
23	45.5	74.5	2.35	2	0.65	1.29
24	47.5	72.5	2.39	2	0.61	1.22
25	49.5	70.5	2.42	2	0.58	1.15
26	51.5	68.5	2.45	2	0.55	1.10
27	53.5	66.5	2.47	2	0.53	1.06
28	55.5	64.5	2.49	2	0.51	1.03
29	57.5	62.5	2.50	2	0.50	1.01
30	59.5	60.5	2.50	2	0.50	1.00
					Σ	78.75

Debido a que las péndolas van sujetas al cable principal por medio de accesorios como abrazaderas, su longitud debe incrementarse en un 15%. La longitud del cable para péndolas = $78.75 * 1.15 = 90.00$ m.

- Torres de soporte:

Las torres (columnas) servirán básicamente para cambiar el sentido a la tensión del cable principal, en dirección del anclaje. Serán construidas de concreto reforzado, en cuanto a sus dimensiones tendrán una altura de 2.55 mts, con una sección de 0.50 m * 1.20 m.

Datos de diseño:

$f'c$ = Resistencia a la compresión del concreto = 210 Kg/ cm^2

f_y = Fluencia del acero grado 40 = 2810 Kg/ cm^2

W_c = Peso específico del concreto = $2,400$ Kg/ m^3

I = inercia de la sección de la columna = $bh^3/12$

A_g = Área de la sección de la columna

A_s = Área de la sección de acero de refuerzo

L_u = Longitud libre de columna = 3 m

r = radio de giro = $\sqrt{\frac{I}{A}}$

E = Módulo de elasticidad del concreto = $15,100\sqrt{f'c}$

Verificación por esbeltez:

$$2 * \frac{L_u}{r} \leq 22 \qquad r = \sqrt{\frac{(0.5) * (1.00)^3 / 12}{(0.5 * 1.00)}} = 0.288$$

$$2 * 3 / 0.288 = 20.833 < 22 \text{ Ok}$$

- Refuerzo de acero en la columna:

Considerando que la columna únicamente trabaja a compresión, bajo una carga axial muy pequeña (TV = 1.53 Ton), comparada con lo que la sección de la columna puede resistir, se usará el criterio de la sección 10.8.4 de las normas ACI 318-83, que dice que cuando un elemento sujeto a compresión tiene una sección transversal mayor que la requerida para las condiciones de carga, con el fin de determinar el refuerzo mínimo se puede emplear un área de acero de 50% del área total de la columna (Ag).

$$A_s \text{ min} = 50\% \cdot 0.01 A_g = 0.50 \cdot 0.01 \cdot (50 \cdot 100) = 25 \text{ cm}^2 \longrightarrow 10 \text{ varillas No. 6}$$

La carga última que resiste el armado y sección de la columna será (Pu):

$$P_u = \phi [0.85 f'_c (A_g - A_s) + (A_s f_y)]$$

$$P_u = 0.7 [0.85 \cdot 210 \cdot (100^2 - 28.5) + (28.5 \cdot 2810)] = 677,248 \text{ Kg} \approx 677 \text{ ton}$$

Al comparar la carga que resiste la columna (Pu) con la carga actuante (TV) se puede observar que la columna resiste satisfactoriamente la carga actuante

$$P_u > TV \longrightarrow 677 \text{ Ton} > 1.53 \text{ Ton Ok}$$

El refuerzo transversal será No. 3 cada 20 cm.

- Zapata

Debido a que la carga que soportará la zapata, debido a TV, es de una tonelada y media se asumirá una un peralte de 30 cm peralte que será el doble de lo recomendado por las normas de ACI.

$$\text{Recubrimiento mínimo del refuerzo} = 7.5 \text{ cm}$$

$$t = 30 + 7.5 = 37.5 \longrightarrow \text{se tomará el peralte de 40 cm}$$

Cálculo del factor de carga última

$$F_{cu} = \frac{U}{CM + CV} = \frac{25.43}{14.24 + 0.60} = 1.71$$

Integración de carga que soportará la zapata

1. Tensión vertical del cable	=	1.5258 Ton
2. Peso de la columna (3.50*1.0*0.5*2.4)	=	4.2000 Ton
3. Peso del suelo ((1.0*2.5*1.5*2+1.0*.5*1.5*2)*15)	=	13.5000 Ton
4. Peso propio de la zapata (2.5*3.0*0.4*2.4)	=	<u>7.2000 Ton</u>
		26.4258 Ton

$$\frac{P_z}{A_z} \leq \text{Valor soporte del suelo} = 15 \text{ Ton/m}^2$$

$$\frac{26.4258 \text{ Ton}}{(3.0 * 2.5) \text{ m}^2} = 3.52 \text{ Ton/m}^2 < 15 \text{ Ton/m}^2$$

La carga última que soportará la zapata está dada por

$$W_{uz} = P_z * F_{cu} = 3.52 * 1.72 = 6.05 \text{ Ton/m}^2$$

Verificación del corte simple:

$$d = t - R - \frac{\phi}{2} = 0.40 - .08 - \frac{0.127}{2} = .2565 \approx .26 \text{ m}$$

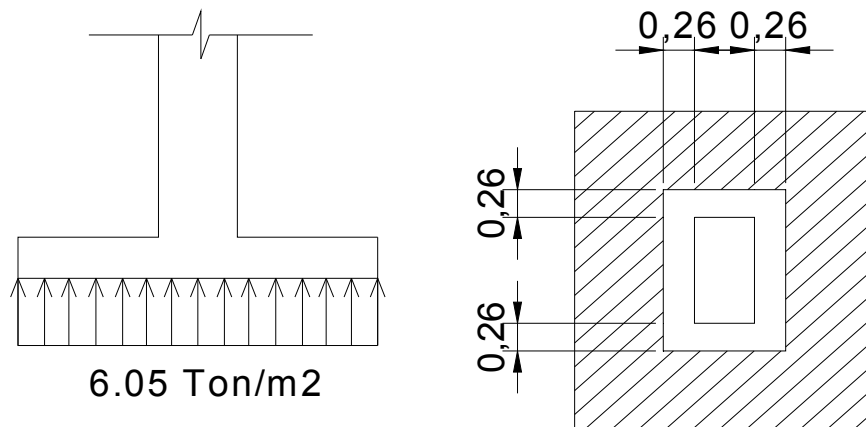
Siempre debe cumplirse: $V_a < V_c$

$$V_a = W_{uz} * L_z * (L_z - L_{col} - R) = (6.05 * 3.00) * (3.00 - 1.20 - 0.08) = 31.22 \text{ Ton}$$

$$V_c = \frac{0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b d}{1000} = \frac{0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 300 * 26}{1000} = 50.92 \text{ Ton}$$

31.22Ton < 50.92Ton Ok

Figura 11 Diagrama de distribución de corte en zapata de paso aéreo



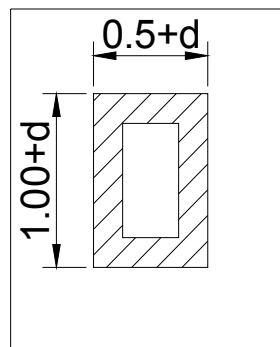
Verificación por corte punzonante

$$V_a = W_{uz} * (A_z - A_{punzonante}) = (6.05) * (7.5 - 5.043) = 14.86\text{Ton}$$

$$V_c = \frac{0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * (2 * 205 + 2 * 246) * 26}{1000} = 306.21\text{Ton}$$

$$14.86\text{Ton} < 306.21\text{Ton} \quad \text{Ok}$$

Figura 12 Diagrama de perímetro de punzonamiento en zapata de paso aéreo



Verificación por flexión

$$M_u = W_{uz} * \left(\frac{B_{col}^2}{2}\right) = 6.05 * \left(\frac{0.5^2}{2}\right) = 0.756 \text{ Ton} - \text{m/m}$$

$$A_s = \left[(300 * 26 - \sqrt{(300 * 26)^2 - \frac{756 * 300}{0.003825 * 210}}) * \left(0.85 * \frac{210}{2810}\right) \right] = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$P_c = \frac{A_s}{bd} = \frac{1.15}{300 * 26} = 0.000147$$

$$P_{min} = 0.4 * \left(\frac{14.1}{f_y}\right) = 0.4 * \left(\frac{14.1}{2810}\right) = 0.0020$$

$P_c < P_{min}$ Ok Usar el acero mínimo, dado por:

$$A_{smin} = 0.002 * bd = 0.002 * 300 * 26 = 15.6 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento:

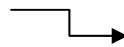
$$15.6 \text{ cm}^2 \longrightarrow 100 \text{ cm}$$

$$5.06 \text{ cm}^2 \longrightarrow S \quad \Rightarrow S = 32 \approx 30 \text{ cm}$$

Refuerzo ubicar hierro No. 8 @ 30 cm en ambos sentidos.

- Anclaje de concreto ciclópeo (muerto de concreto)

Asumiendo un ángulo de fricción de 30°



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

$$T_H = 18.31 \text{ Ton}$$

$$T = 18.37 \text{ Ton}$$

$$T_V = 1.52 \text{ Ton}$$

Suponiendo que Ancho = Largo = Alto = h

$$W = h^3 * (W_{cc}) = h^3 * (2.7 \text{ Ton/m}^3) = 2.7 h^3 \text{ Ton}$$

$$E = 1/2 * \delta_s * h^3 * k_p = 1/2 * 15 \text{ Ton/m}^3 * h^3 * 3 = 22.5 h^3 \text{ Ton}$$

Verificación contra volteo:

$$\frac{\sum M_{\text{resistentes}}}{\sum M_{\text{actuantes}}} \geq 1.5 \qquad \sum M_{\text{resistentes}} = 1.5 \sum M_{\text{actuantes}}$$

Momentos:

$$E \left(\frac{h}{3} \right) + W \left(\frac{h}{2} \right) = 1.5 * \left(\frac{TV * h}{2} + TH * h \right)$$

$$22.5 h^3 \left(\frac{h}{3} \right) + 2.7 h^3 \left(\frac{h}{2} \right) = 1.5 * \left(\frac{1.52 * h}{2} + 18.31 * h \right)$$

Despejando "h" se tiene: $h = 1.47\text{m} \longrightarrow$ se tomará 1.50m

$$22.5 * 1.5^3 \left(\frac{1.5}{3} \right) + 2.7 * 1.5^3 \left(\frac{1.5}{2} \right) = 1.5 * \left(\frac{1.52 * 1.5}{2} + 18.31 * 1.5 \right) \rightarrow \frac{44.80}{28.66} = 1.56 > 1.5$$

El resultado anterior está muy cerca de límite por lo que se aumentará "h" a 1.75mts

$$22.5 * 1.75^3 \left(\frac{1.75}{3} \right) + 2.7 * 1.75^3 \left(\frac{1.75}{2} \right) = 1.5 * \left(\frac{1.52 * 1.75}{2} + 18.31 * 1.75 \right) \rightarrow \frac{83.00}{33.37} = 2.48 > 1.5 \quad OK$$

Verificación contra deslizamiento

$$F = \mu * (W - TV) = 0.5 * (1.75^3 * 2.7 - 1.52) = 6.47\text{Ton}$$

$$E = 22.5 * h^3 = 22.5 * 1.75^3 = 120.6\text{Ton}$$

$$\frac{E + F}{TH} \geq 1.5 \quad \rightarrow \quad \frac{120.6 + 6.47}{18.31} = 6.93 > 1.5 \quad OK$$

Las dimensiones asumidas de 1.75 m por lado son correctas, pues resisten las cargas a las que estarán sometidas estos anclajes.

2.2.10 Sistema de desinfección

Para este proyecto se utilizará un alimentador automático de tricloro instalado en serie con la tubería de conducción, en la salida de la bomba dentro de la caseta de bombeo. La cantidad de litros que se tratarán a través del sistema será el caudal de bombeo por doce horas al día.

Las tabletas de tricloro son pastillas de 200 gramos, con una solución de cloro al 90% y 10% de estabilizador. La velocidad a la que se disuelve en agua en reposo es de 15 gramos en 24 horas. Para determina la cantidad de tabletas al mes para clorar el caudal de bombeo se hace mediante la siguiente expresión:

$$G = \frac{m * a * d}{\%CL}$$

Donde,

G= gramos de tricloro

m= miligramos por litro deseados

a= litros de agua a tratarse por día

d= número de días

%Cl= concentración de cloro

La cantidad de gramos de tricloro oscila entre 0.07% y 0.15%, este depende del caudal de bombeo a tratar, para este proyecto (2.21 lts/s = 55,692 lts/día) se utilizará un valor del 0.1%, por lo que se tiene:

$$G = \frac{.001 * 55,692 * 30}{0.9} = 1856.4 \text{ gr}$$

Por tanto $1856.4 \text{ g} / 200 \text{ g} \approx 9$

El cálculo muestra que se deben utilizar, mensualmente, 9 tabletas; estas deberán ser colocadas en el alimentador, en forma gradual.

2.2.11 Planos y detalles

Los planos constructivos para el sistema de abastecimiento de agua potable se presentan en el apéndice D; y están conformados por los siguientes planos:

- Densidad de poblacional
- Planta de topografía
- Línea de conducción
- Planta de isobaras
- Planta de diseño hidráulico
- Planta-perfil de ramales abiertos
- Detalle de tanque de almacenamiento
- Detalle de paso aéreo
- Detalle de caseta de bombeo
- Detalles

2.2.12 Cuantificación de materiales

Se determinó la cantidad de materiales a utilizar; de manera global se puede observar en el apéndice B.

2.2.13 Presupuesto

En la elaboración del presupuesto se calcularon los renglones de trabajo, precios unitarios y mano de obra a destajo; cuantificado de materiales con precios que se manejan en la cabecera municipal, en lo referente a mano de obra (directa e indirecta) se aplicaron los pagos que la municipalidad asigna, El costo total del proyecto se obtuvo realizando sumatoria de todos los costos totales por renglón. El presupuesto se presenta a continuación.

Tabla XXI. Presupuesto del sistema de abastecimiento de agua potable

No,	DESCRIPCIÓN	MATERIALES	MANO DE OBRA	TOTAL
1	Línea de conducción			
1.1	Replanteo topográfico		Q1,771.91	Q1,771.91
1	Excavación y relleno		Q58,333.25	Q58,333.25
1.3	Instalación de tubería PVC 160 psi 2 1/2"	Q66,763.08	Q13,770.00	Q80,533.08
1.4	Instalación de tubería PVC 250 psi 2 1/2"	Q28,195.96	Q3,870.00	Q32,065.96
1.5	Instalación de tubería HG liviano 2 1/2"	Q13,860.00	Q1,575.00	Q15,435.00
1.6	Codos 45° HG liviano 2 1/2"	Q180.00	Q30.00	Q210.00
1.7	Codos 90° HG liviano 2 1/2"	Q285.00	Q45.00	Q330.00
1.8	Codos 45° PVC 250 psi 2 1/2"	Q139.58	Q20.00	Q159.58
1.9	Codos 45° PVC 160 psi 2 1/2"	Q139.58	Q20.00	Q159.58
1.1	Codos 90° PVC 160 psi 2 1/2"	Q218.55	Q30.00	Q248.55
1,10	Cajas de válvulas	Q4,150.26	Q1,000.00	Q5,150.26
1.12	Anclaje 0,60 * 0,40 *0,40	Q912.66	Q1,575.00	Q2,487.66
1.13	Alimentador automático de tricloro	Q5,112.00	Q1,200.00	Q6,312.00
				Q203,196.83

Continuación Tabla XXI

No,	DESCRIPCIÓN	MATERIALES	MANO DE OBRA	TOTAL
2	Paso aéreo			
2.1	Instalación de tubería HG liviano 2 1/2"	Q14,520.00	Q2,200.00	Q16,720.00
2.2	Cable 7/8" 6*19 hilos de 24.200 Kg/rup	Q8,250.00	Q750.00	Q9,000.00
2.3	Cable 1/4" 6*9 hilos de 1.600 Kg/rup	Q742.50	Q270.00	Q1,012.50
2.4	Columnas de 0.50 m*1.00 m	Q4,246.98	Q1,600.00	Q5,846.98
2.5	Zapatas de 2.5 m * 3,00 m	Q9,764.86	Q1,200.00	Q10,964.86
2.6	Mordaza para tirantes	Q2,400.00	Q600.00	Q3,000.00
2.7	Muertos de concreto de 1.75*1.75*1.75	Q10,406.84	Q2,000.00	Q12,406.84
2.8	Varilla de anclaje de 7/8"	Q1,000.00	Q50.00	Q1,050.00
2.9	Dispositivo de polea y cojinete	Q6,000.00	Q2,000.00	Q8,000.00
2.10	Alambre galvanizado	Q400.00	Q80.00	Q480.00
				Q68,481.18

No,	DESCRIPCIÓN	MATERIALES	MANO DE OBRA	TOTAL
3	Caseta y sistema de bombeo			
3.1	Cimiento	Q16,522.34	Q1,420.00	Q17,942.34
3.2	Columnas tipo A (0.15*0.15)	Q10,541.87	Q1,600.00	Q12,141.87
3.3	Columnas tipo B (0.10*0.15)	Q233.49	Q200.00	Q433.49
3.4	Soleras	Q11,999.65	Q4,020.00	Q16,019.65
3.5	Levantado de muro	Q58,041.44	Q539.00	Q58,580.44
3.6	Losa y piso	Q2,279.86	Q200.00	Q2,479.86
3.7	Instalación eléctrica	Q1,500.00	Q1,000.00	Q2,500.00
3.8	Sistema de bombeo	Q60,502.80	Q10,000.00	Q70,502.80
				Q180,600.45

Continuación Tabla XXI

No,	DESCRIPCIÓN	MATERIALES	MANO DE OBRA	TOTAL
4	Línea de distribución			
4	Replanteo topográfico		Q1,214.38	Q1,214.38
4.1	Excavación y relleno		Q86,741.50	Q86,741.50
4.2	Instalación de tubería PVC 160 psi de 2 1/2"	Q5,890.86	Q1,215.00	Q7,105.86
4.3	Instalación de tubería PVC 160 psi 2"	Q13,704.16	Q4,365.00	Q18,069.16
4.4	Instalación de tubería PVC 160 psi 1 1/2"	Q16,501.94	Q5,460.00	Q21,961.94
4.5	Instalación de tubería PVC 250 psi 3/4"	Q457.93	Q330.00	Q787.93
4.6	Cajas de válvulas	Q4,150.26	Q180.00	Q4,330.26
4.7	Caja rompe-presión	Q3,849.10	Q1,500.00	Q5,349.10
				Q145,560.13

Continuación Tabla XXI

No,	DESCRIPCIÓN	MATERIALES	MANO DE OBRA	TOTAL
5	Tanque de distribución			
5.1	Excavación y relleno		Q2,250.00	Q2,250.00
5.2	Muros perimetrales por gravedad	Q71,843.44	Q4,475.00	Q76,318.44
5.3	Muro intermedio por gravedad	Q8,092.98	Q875.00	Q8,967.98
5.4	Viga tipo 1 (0.45*0.30*8.50)	Q2,215.30	Q400.00	Q2,615.30
5.5	Viga tipo 2 (0.45*0.30*4.60)	Q4,201.02	Q600.00	Q4,801.02
5.6	Techo de losa	Q4,104.72	Q977.50	Q5,082.22
5.7	Fondo de tanque	Q18,296.85	Q977.50	Q19,274.35
5.8	Cajas de válvulas	Q2,766.84	Q500.00	Q3,266.84
5.9	Instalación PVC 160 psi	Q3,272.70	Q675.00	Q3,947.70
				Q126,523.84

Total de mano de obra abastecimiento de agua potable	Q724,362.44
---	--------------------

2.2.14 Especificaciones técnicas

Todas las especificaciones generales que se deben utilizar, se colocaron en cada uno de los planos constructivos, para cada uno de los elementos del sistema.

CONCLUSIONES

1. El sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea El Cerrón, solventará el problema de escasez y proveerá a los usuarios de un servicio sin interrupción, que además contará con un sistema eficaz de cloración para evitar la contaminación con algún agente patógeno.
2. Con el diseño y posterior ejecución del proyecto de sistema de alcantarillado sanitario, se brindará una solución técnica al problema de saneamiento ambiental, eliminando focos de contaminación, malos olores y enfermedades gastrointestinales, causadas por las aguas negras que corren a flor de tierra.
3. Los dos proyectos son de carácter social ya que el gobierno de Guatemala, a través de la municipalidad de Asunción Mita, financiará las obras, sin obtener utilidad alguna y su beneficio se verá en la mejora de la calidad de vida de los residentes de las dos aldeas.
4. La realización del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), favorece el desarrollo de las capacidades técnicas del futuro profesional de la Ingeniería Civil, ya que confronta la teoría con la práctica en la búsqueda de soluciones tanto técnicas como económicas a problemas reales, beneficiando con ello a comunidades del área rural de la república.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de Asunción Mita

1. Durante la ejecución de los proyectos, tanto del abastecimiento de agua potable como del alcantarillado sanitario, deberá contar con la supervisión técnica de un profesional de ingeniería civil, para que no sufran modificaciones y se cumpla con las especificaciones establecidas en los planos.
2. Realizar el mantenimiento preventivo y correctivo de las válvulas del proyecto de abastecimiento de agua potable, así mismo vigilar que el agua reciba la cantidad de cloro necesario y realizar pruebas bacteriológicas rutinarias para su calidad.
3. Dar el mantenimiento necesario a los drenajes para no tener problemas por taponamientos, además se debe instruir a los usuarios acerca de lo que se debe o no, introducir dentro de ellos.
4. Tomar en cuenta que los presupuestos de ambos proyectos fueron elaborados durante el segundo semestre del año 2010, por lo tanto, antes de adjudicar cualquier proyecto se deben revisar; ya que los precios de materiales y mano de obra podrían variar según el tiempo.

BIBLIOGRAFÍA

1. Cabrera Riepele, Ricardo Antonio. Apuntes de Ingeniería Sanitaria II. Tesis de graduación de Ingeniería Civil, Guatemala. Universidad de San Carlos de Guatemala, 1989.
2. Comisión Guatemalteca de Normas COGUANOR. **Normas para exámenes bacteriológico y físico-químico sanitario**, Norma COGUANOR 29001. Guatemala.
3. Dirección de Ingeniería Sanitaria, Secretaría de Salubridad y Asistencia. **Manual de saneamiento: agua vivienda y desechos**. México, editorial Limusa, 1984.
4. Instituto de Fomento Municipal –INFOM-. Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales –UNEPAR-. **Guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales. Guatemala, 1997.**
5. Instituto de Fomento Municipal –INFOM-. **Normas generales para el diseño de alcantarillados**. Guatemala, 2001.
6. León Medrano, David Israel. Planificación y diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea YichwitzChonó, San Pedro Soloma, Huehuetenango. Tesis de graduación Ingeniería Civil, Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2000.
7. UndaOpazo, Francisco. Ingeniería Sanitaria, aplicada a saneamiento y salud pública. México: Hispanoamericana, 1969.

APÉNDICE

APÉNDICE A

RESULTADOS DE ANÁLISIS FÍSICO-QUÍMICO SANITARIO



REPUBLICA DE GUATEMALA
CENTRO AMERICA

LABORATORIO NACIONAL DE SALUD "LNS"

DIRECCION DE REGULACION, VIGILANCIA Y CONTROL DE LA SALUD



Ministerio de Salud Pública

Informe de Análisis Muestra(s) Control de la Unidad de Alimentos

UGCF095
Rev. 0 (1 de 1)

Página 1 de 1

No. del LNS:	AC09-0286	Marca:	-----
Nombre del Producto:	AGUA	Tipo de Recipiente:	PLASTICO
Tipo de Muestra:	AGUA	Lote:	-----
Condición de la Muestra:	APROPIADA	Fecha de Vencimiento:	-----
Remitente:	DR. OSCAR ESCOBAR MARTINEZ	Fecha de Ingreso:	17/02/2009
Procedencia:	A/S JUTIAPA, NACIMIENTO EL ZAPOTE ASUNCION MITA.	Fecha de Egreso:	12/03/2009

Resultado de Análisis

ANALISIS	RESULTADO	SEGUN NORMA	
		L.M.A.*	L.M.P.*
Olor	NO RECHAZABLE	NO RECHAZABLE	NO RECHAZABLE
pH	7.07	7 - 7.5	6.5 - 8.5
Nitritos (NO ₂)	< 0.07 mg/L	-----	1 mg/L
Nitratos**** (NO ₃)	6.53 mg/L	-----	10 mg/L
Hierro Total (Fe)	0.000 mg/L	0.1 mg/L	1.0 mg/L
Calcio (Ca)	14.45 mg/L	75 mg/L	150 mg/L
Magnesio (Mg)	8.00 mg/L	50.00 mg/L	100 mg/L
Conductividad	188.5 µS/cm	-----	< 1,500 µS/cm
Dureza	64.13 mgCaCO ₃ /L	100.00 mg/L	500.000 mg/L
Turbiedad	1.7 UNT**	5.0 UNT**	15.0 UNT**
Color	3.86 u***	5.0 u***	35 u***

Area Contaminantes Ambiente y Salud

Inga. Mónica Méndez de Maldonado
Supervisora a.i.

Método:

Standard Methods For The Examination of Water and Wastewater 20th. Ed.

Los resultados encontrados se refieren a la(s) muestra(s) tal como fue(ron) entregada(s) y no necesariamente al lote entero del cual fue(ron) tomada(s).

OBSERVACIONES:

La muestra fue analizada a temperatura de 23.5°C

Resultados expresados en mg/L= miligramo/litro, ppm= partes por millón

*LMA= LIMITE MÁXIMO ACEPTABLE, *LMP= LIMITE MÁXIMO PERMISIBLE

**UNT= UNIDADES NEFELOMÉTRICAS DE TURBIEDAD

***Color: u. UNIDADES DE COLOR VERDADERO EN LA ESCALA PLATINO-COBALTO

**** NITRATOS: SEGÚN LINEAMIENTOS GUIA PARA CALIDAD DEL AGUA POTABLE, 3ra. EDICIÓN, OMS. GENEVA, 2004, EL VALOR MÁXIMO ES DE 50 mg NO₃/L.

DE LOS PARÁMETROS ANALIZADOS LA MUESTRA CUMPLE CON LA NORMA COGUANOR NGO 29001 "AGUA POTABLE ESPECIFICACIONES".

Analista/Supervisor	Código Laboratorio
CG,ERM/MdeM	CT25-CAS/281

LAR

ÚLTIMA LÍNEA

Prohibida la reproducción total o parcial de éste documento sin previa autorización del Laboratorio Nacional de Salud.

SIRVIENDO CON CALIDEZ, CALIDAD Y COBERTURA

Km.22 Carretera al Pacífico, Bárcenas, Villa Nueva, Guatemala, C.A.
Tels.: 6630-6017, 6630-6024, 6630-6035, 6630-6036, 6630-5837 FAX: 6630-6011
E-mail: laboratorio_nacional_desalud@yahoo.com

APÉNDICE B

RESULTADOS DE ANÁLISIS BACTERIOLÓGICO



MINISTERIO DE SALUD PÚBLICA Y ASISTENCIA SOCIAL
DIRECCION AREA DE SALUD, JUTIAPA
Final Calle Principal Colonia El Paraiso, Barrio Latino, Jutiapa
Telefax 7844-4614

Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social
Dirección General de Servicios de Salud
DIRECCION DE AREA
Barrio Latino, Jutiapa
Telefax. 7844-13-15

**INFORME DEL EXAMEN BACTERIOLÓGICO
(Por medio de Membranas de Filtración)**

EXAMEN BACTERIOLÓGICO:

MUESTRA DE:

AGUA

FECHA QUE FUE CAPTADA: 16 de febrero de 2,009.

HORA EN QUE SE CAPTO: 9:38 hrs.

SITIO: Aldea El Zapote, Asunción Mita, Jutiapa,

FUENTE: Nacimiento el Zapote

PERSONA QUE CAPTO LA MUESTRA: _ISA. Robel de Jesús Córdón Mayorga

FECHA EN QUE DIO PRINCIPIO EL EXAMEN: 17 de febrero de 2,009

CARACTERÍSTICAS GENERALES:

COLOR: Claro

SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN: Ninguna

INVESTIGACIÓN DEL GRUPO COLIFORME: E. Coli

INCUBACIÓN GRADOS CENTÍGRADOS: 44.5 ° Centígrados

No. DE MEMBRANA FILTRANTES	MEDIOS SELECTIVOS	Vol. DE MUESTRA	COLIFORMES X 100/ ML	TIEMPO DE INCUBACION
<u>01</u>		<u>100 c.c.</u>	<u>00/100</u>	<u>24 hrs.</u>

CONCLUSIONES: **El agua analizada es apta para consumo humano.**

OBSERVACIONES: _____

FECHA: 31 de marzo 2009

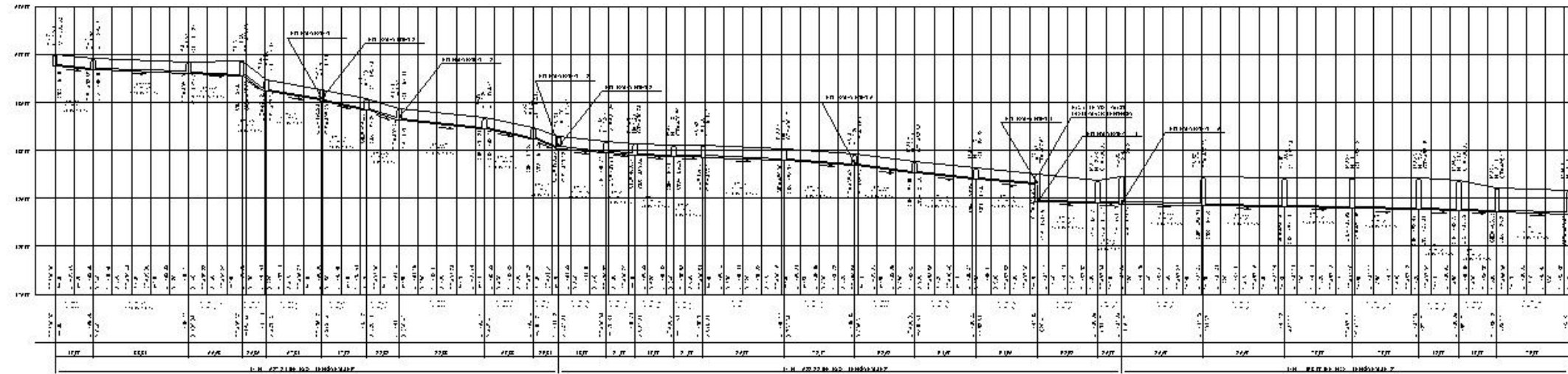
TIEMPO DE SOLIDARIDAD

LABORATORIO BACTERIOLÓGICO DE AGUA

GOBIERNO DE ÁLVARO COLOM GUATEMALA

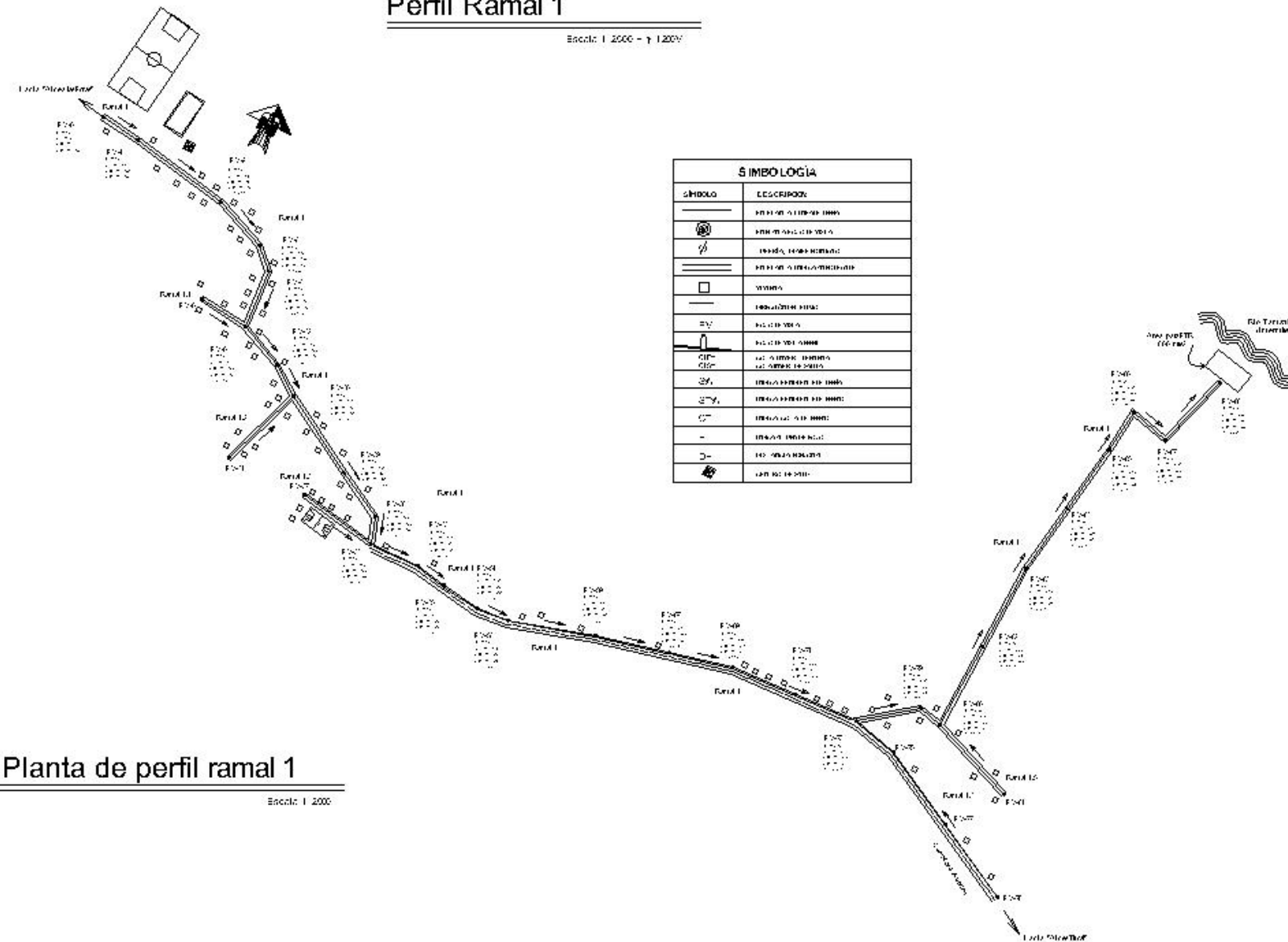
APÉNDICE C

PLANOS DE DISEÑO DE ALCANTARILLADO



Perfil Ramal 1

Escala: 1:200 - y 1:200'




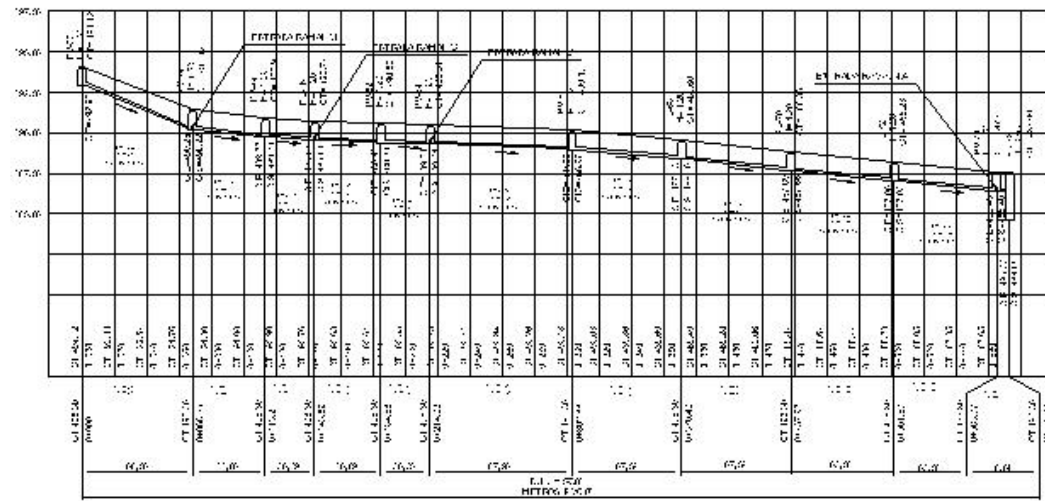
Planta de perfil ramal 1

Escala: 1:200

Ramal 1

De P.V.	A P.V.	Ángulo	Distancia (m)	Cota Inicio	Cota Final
0	0		00.00	00.00	000.00
0	1	97° 46' 48"	30.00	000.00	499.50
1	2	100° 34' 48"	00.00	499.50	499.27
2	3	112° 30' 30"	00.00	499.27	499.50
3	4	130° 24' 30"	20.00	499.50	497.44
4	5	170° 20' 48"	07.04	497.44	496.40
5	6	114° 47' 28"	47.02	496.40	495.40
6	7	120° 01' 30"	33.08	495.40	494.41
7	8	120° 21' 30"	48.00	494.41	493.41
8	9	118° 07' 30"	00.00	493.41	492.42
9	10	102° 12' 30"	20.04	492.42	491.42
10	11	88° 27' 30"	40.00	491.42	490.04
11	12	100° 40' 48"	31.00	490.04	490.74
12	13	08° 40' 30"	40.00	490.74	490.00
13	14	80° 04' 48"	31.00	490.00	490.51
14	15	74° 01' 48"	80.00	490.51	490.17
15	16	77° 00' 30"	73.47	490.17	489.00
16	17	77° 00' 30"	02.03	489.00	488.80
17	18	87° 42' 30"	04.00	488.80	488.23
18	19	87° 42' 30"	04.00	488.23	487.00
19	20	02° 33' 30"	02.08	487.00	486.80
20	21	104° 40' 48"	20.00	486.80	487.32
21	22	2° 40' 48"	80.00	487.32	487.23
22	23	2° 40' 48"	80.00	487.23	487.13
23	24	0° 30' 30"	70.00	487.13	487.10
24	25	0° 30' 30"	70.00	487.10	487.18
25	26	7° 30' 28"	42.00	487.18	486.80
26	27	104° 01' 30"	40.00	486.80	486.12
27	28	17° 40' 30"	70.00	486.12	486.87

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA	
DISEÑO DE SISTEMA DE ALGANTARILLADO PARA ALDEA SAN MATIAS, ASUNCION MITA JUTAPA	
PLANTA-PERFIL RAMAL 1	ESCALA: 1:200
DISEÑADO POR: JUAN JOSÉ HERRERA ARENIZ CORRECCION: JAC-ABR	DISEÑADO POR: JUAN JOSÉ HERRERA ARENIZ CORRECCION: JAC-ABR
2 / 11	



Perfil ramal 4

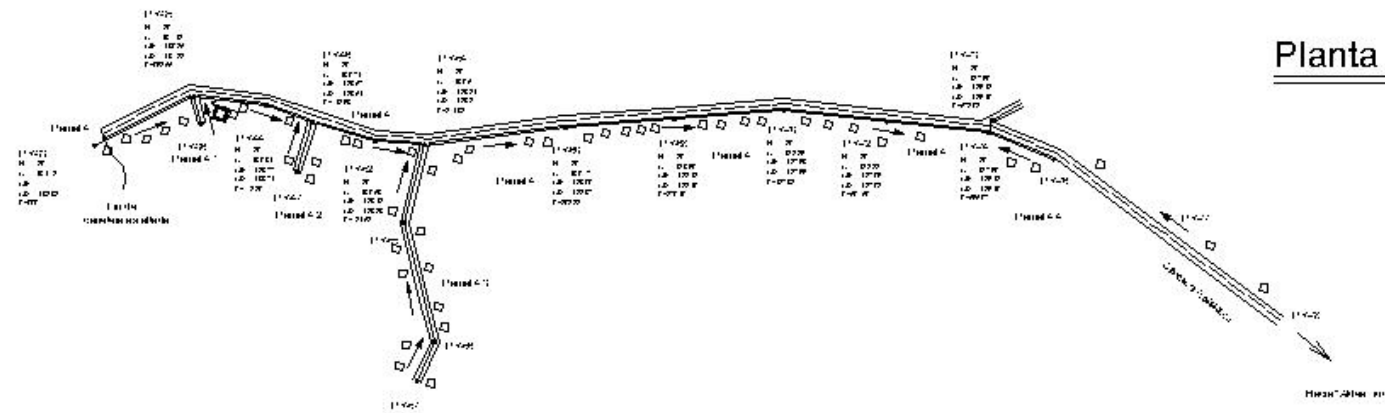
Escala: 1:2000 - y 200'



Perfil ramal 4.1

Escala: 1:2000 - y 100'

SIMBOLOGÍA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	PERFIL DEL TERRENO EXISTENTE
	PERFIL DEL TERRENO PROYECTADO
	EXISTENTE, TUBO RECTANGULAR
	PROYECTADO, TUBO RECTANGULAR
	EXISTENTE, TUBO CIRCULAR
	PROYECTADO, TUBO CIRCULAR
	EXISTENTE, TUBO CIRCULAR
	PROYECTADO, TUBO CIRCULAR
	EXISTENTE, TUBO CIRCULAR
	PROYECTADO, TUBO CIRCULAR
	EXISTENTE, TUBO CIRCULAR
	PROYECTADO, TUBO CIRCULAR



Planta de perfil ramal 4

Escala: 1:2000



PV-36
 H = 1.20
 C1 = 18° 12'
 C2 = 126.30
 C3 = 126.27
 G40° 122'

PV-35
 H = 1.20
 C1 = 18° 12'
 C2 = 126.30
 C3 = 126.27
 G40° 122'

Ramal 4.1

Planta de ramal 4.1

Escala: 1:1000

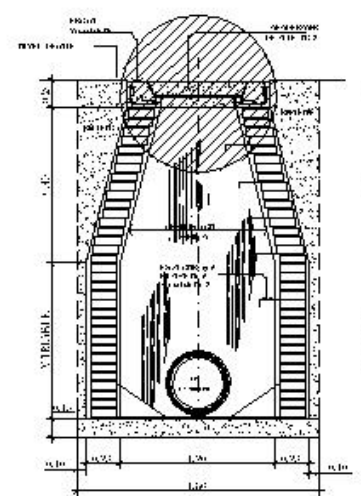
Ramal 4

St. E.V.	A. E.V.	Altim.: (m)	Distanc: (m)	Con. rfid.	Con. fird.
33	36	60° 27' 07"	65.00	474.12	471.42
36	44	88° 27' 37"	44.00	471.42	470.08
44	40	100° 40' 48"	30.40	470.08	470.74
40	62	78° 40' 37"	40.80	470.74	470.00
62	64	80° 04' 48"	30.30	470.00	470.01
64	60	74° 01' 48"	37.00	470.01	470.17
60	68	77° 00' 37"	67.64	470.17	480.00
68	70	77° 00' 37"	67.62	480.00	488.80
70	72	87° 42' 37"	63.67	488.80	488.23
72	74	87° 42' 37"	63.68	488.23	487.00
74	73	60° 30' 37"	68.67	487.00	487.00

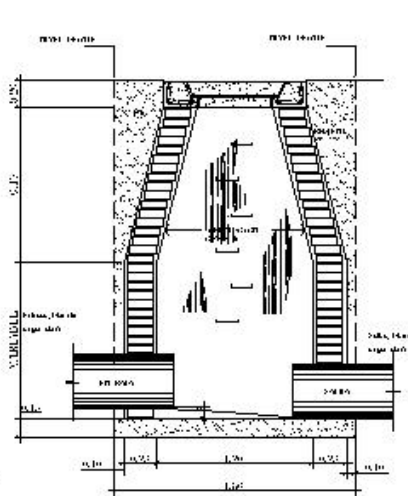
Ramal 4.1

St. E.V.	A. E.V.	Altim.: (m)	Distanc: (m)	Con. rfid.	Con. fird.
36	36	104° 07' 37"	17.22	471.42	470.00

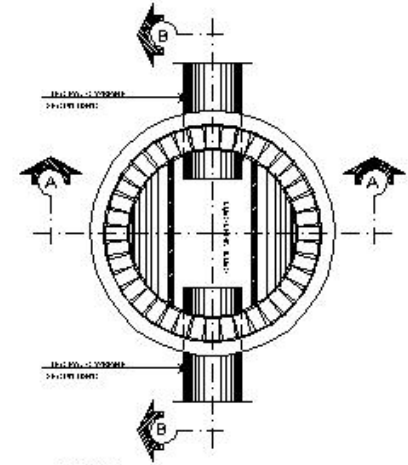
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA PROFESIONAL SUPERIOR SAJÓ	
DISEÑO DE SISTEMA DE ALGANTARILLADO PARA ALDEA SAN MATIAS, ASUNCIÓN MITA JUTIAPA	
AUTOR: JUAN JOSÉ HERRERA ARENIZ CORREO: JAC-1487	FECHA: JULIO DE 2011
7 / 11	



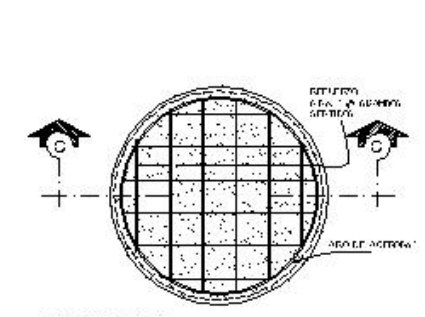
SECCIÓN AA
INSCALAS A 1/200 LSA 1/25



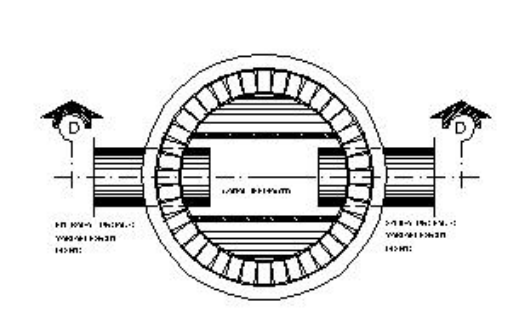
SECCIÓN B-B
INSCALAS A 1/200 LSA 1/25



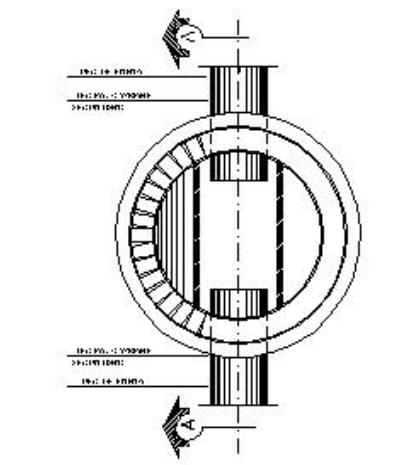
PLANTA
INSCALAS A 1/200 LSA 1/25



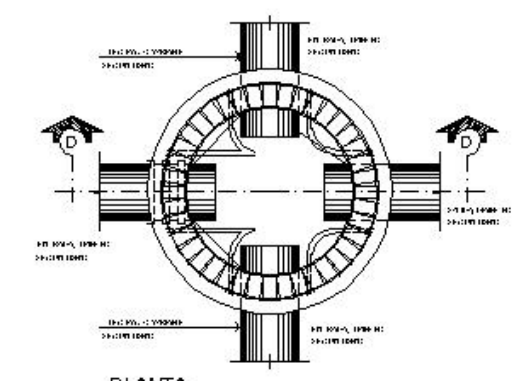
DETALLE No.2
ALMACEN ALMAGRA LSA 1/25



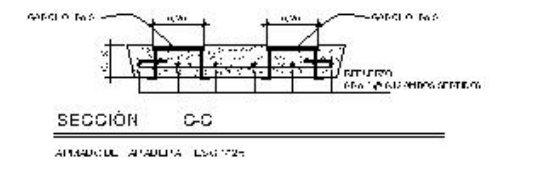
PLANTA
INSCALAS A 1/200 LSA 1/25



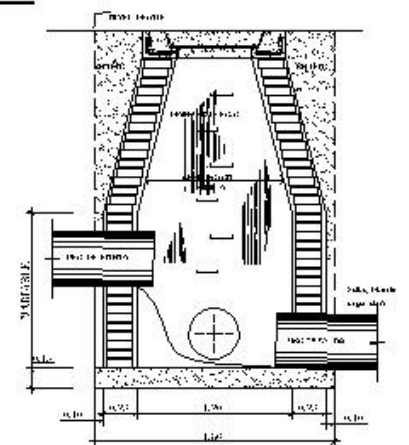
PLANTA
INSCALAS A 1/200 LSA 1/25



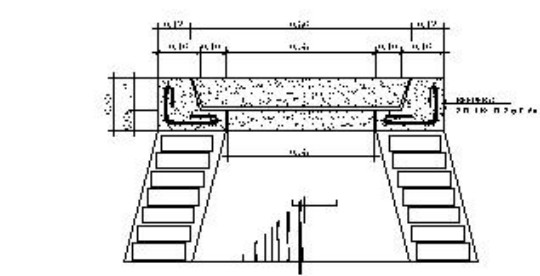
PLANTA
ALMACEN ALMAGRA LSA 1/25



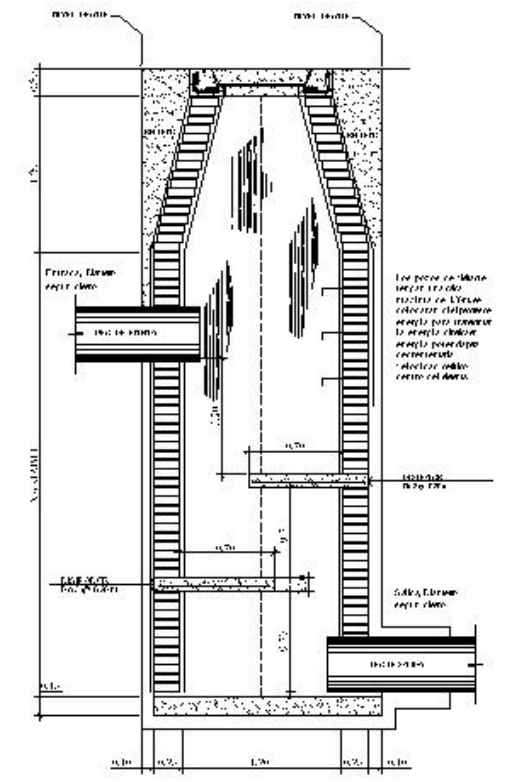
SECCIÓN C-C
ALMACEN ALMAGRA LSA 1/25



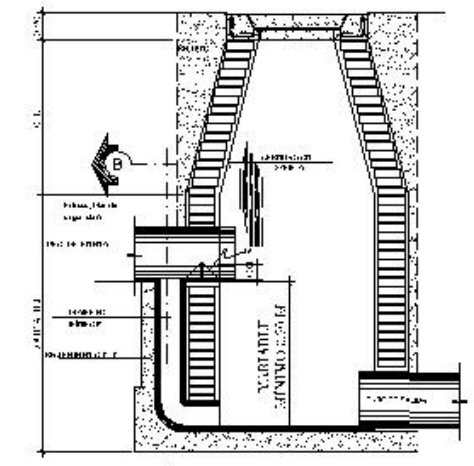
SECCIÓN D-D
LSA 1/25



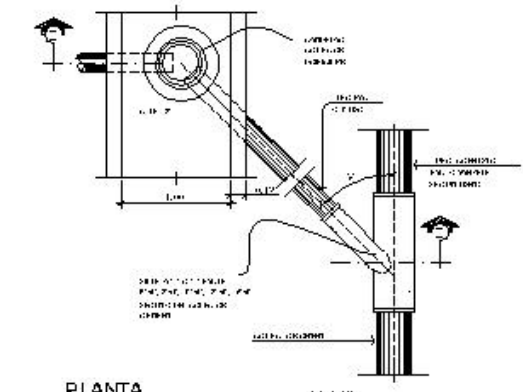
DETALLE No.1
BENCAL LSA 1/25



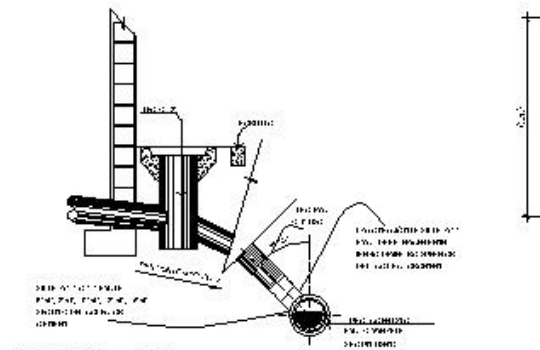
SECCIÓN D-D
INSCALAS A 1/200 LSA 1/25



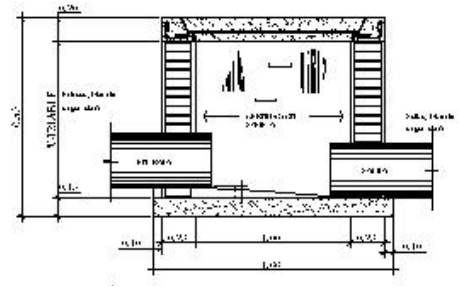
SECCIÓN AA
INSCALAS A 1/200 LSA 1/25



PLANTA
CANTON CANTON LSA 1/25



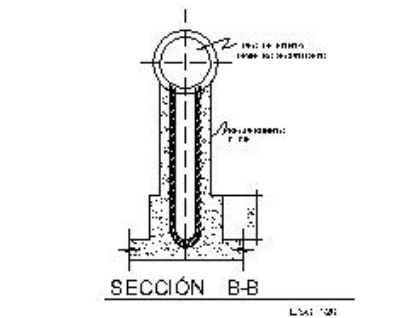
SECCIÓN E-E
CANTON CANTON LSA 1/25



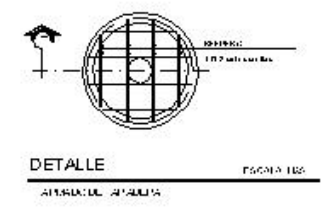
SECCIÓN CAJA DE VISITA
CANTON CANTON LSA 1/25

ESPECIFICACIONES:

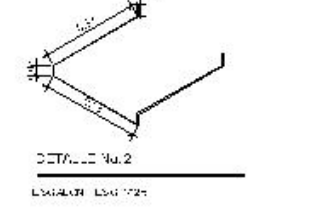
- ACERO**
- 1.- Al menos el 100% de la longitud.
- CONCRETO**
- 1.- Al menos el 100% de la longitud.
 - 2.- El concreto debe ser de tipo normal.
 - 3.- El concreto debe ser de tipo normal.
 - 4.- El concreto debe ser de tipo normal.
- VER A DERIV.**
- 1.- Ver a deriv.
 - 2.- Ver a deriv.
 - 3.- Ver a deriv.
 - 4.- Ver a deriv.
- NOTA**
- 1.- Los detalles y especificaciones de los materiales deben ser aprobados por el ingeniero responsable del proyecto.



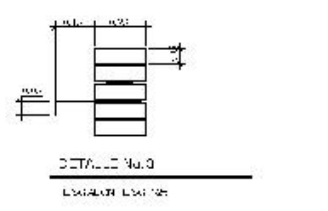
SECCIÓN B-B
LSA 1/25



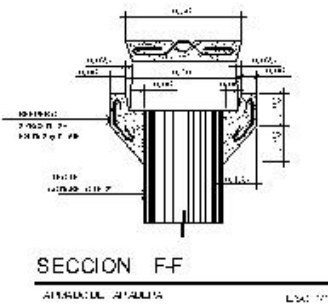
DETALLE
ALMACEN ALMAGRA LSA 1/25



DETALLE No.2
LSA 1/25

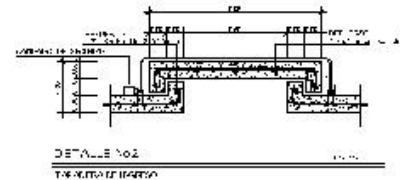
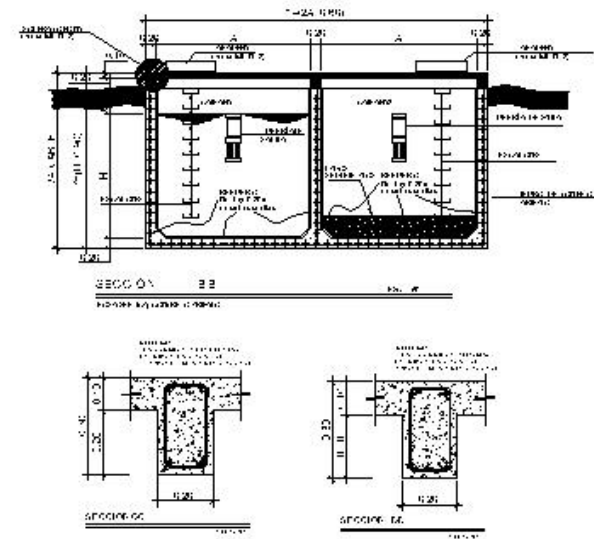
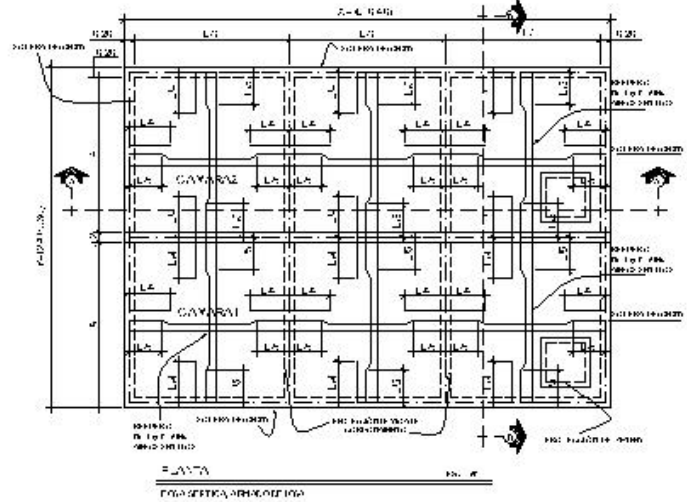
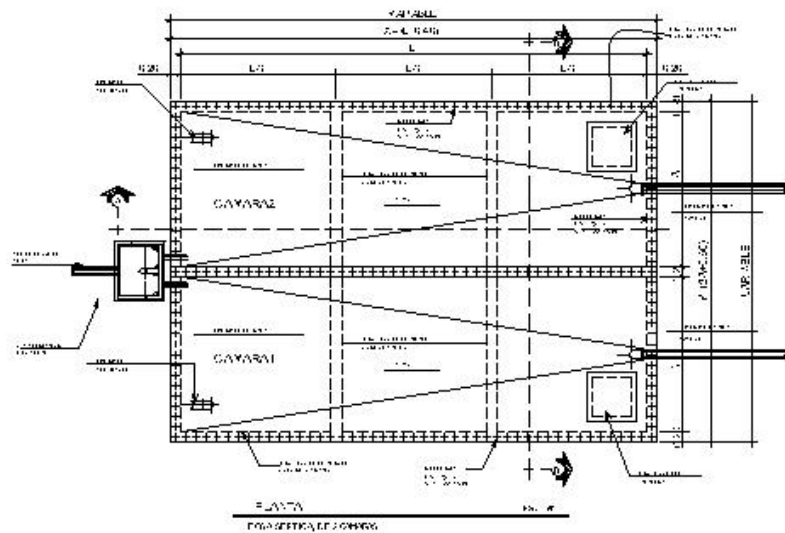


DETALLE No.3
LSA 1/25



SECCIÓN FF
ALMACEN ALMAGRA LSA 1/25

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO PARA ALDEA SAN MATIAS, ASUNCIÓN MITA JUTIAPA	
DETALLES - SECCIONES TÍPICAS	ESCALA
DISEÑO: JUAN JOSÉ HERRERA GARCÍA	DISEÑO: JUAN JOSÉ HERRERA GARCÍA
10 / 11	



NOTAS DEL DISEÑO

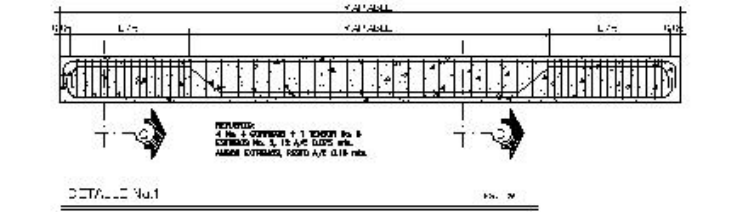
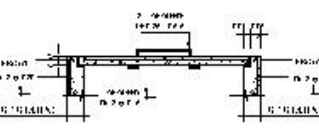
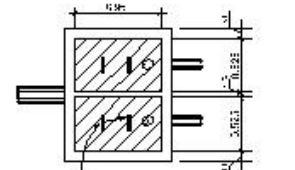
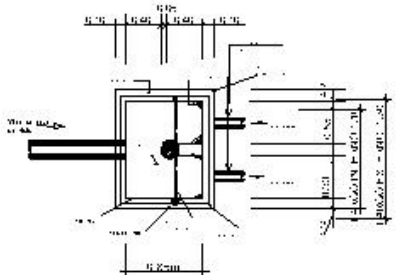
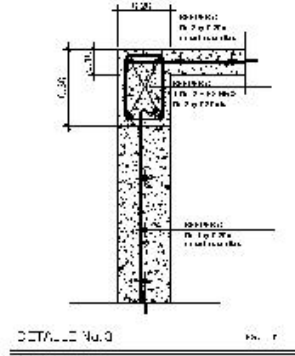
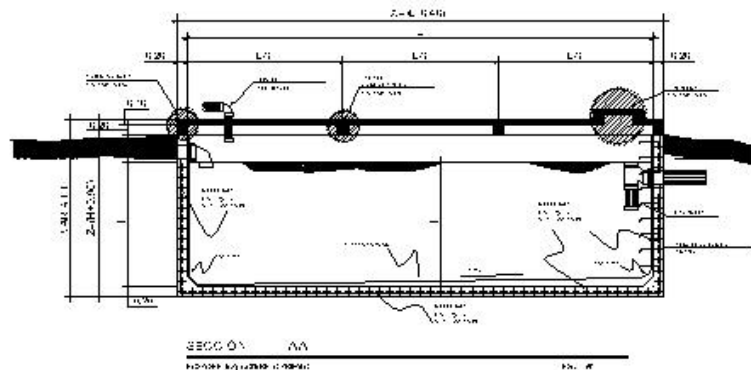
1. El diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales debe ser acorde a las características de la zona.

FOSEPTICA

1. Se debe considerar el nivel de la cámara de flotación para evitar que el agua se filtre hacia el suelo.
2. La cámara de flotación debe tener un nivel de agua superior al nivel del terreno.

FORMA DE OPERACIÓN DE LA FOSA

1. El agua de las aguas residuales que se produce en la casa se acumula en la cámara de flotación.
2. Cuando el agua de las aguas residuales que se produce en la casa se acumula en la cámara de flotación, el agua se eleva y se desliza hacia la cámara de flotación.
3. Cuando el agua de las aguas residuales que se produce en la casa se acumula en la cámara de flotación, el agua se eleva y se desliza hacia la cámara de flotación.
4. Cuando el agua de las aguas residuales que se produce en la casa se acumula en la cámara de flotación, el agua se eleva y se desliza hacia la cámara de flotación.
5. Cuando el agua de las aguas residuales que se produce en la casa se acumula en la cámara de flotación, el agua se eleva y se desliza hacia la cámara de flotación.
6. Cuando el agua de las aguas residuales que se produce en la casa se acumula en la cámara de flotación, el agua se eleva y se desliza hacia la cámara de flotación.
7. Cuando el agua de las aguas residuales que se produce en la casa se acumula en la cámara de flotación, el agua se eleva y se desliza hacia la cámara de flotación.
8. Cuando el agua de las aguas residuales que se produce en la casa se acumula en la cámara de flotación, el agua se eleva y se desliza hacia la cámara de flotación.
9. Cuando el agua de las aguas residuales que se produce en la casa se acumula en la cámara de flotación, el agua se eleva y se desliza hacia la cámara de flotación.
10. Cuando el agua de las aguas residuales que se produce en la casa se acumula en la cámara de flotación, el agua se eleva y se desliza hacia la cámara de flotación.



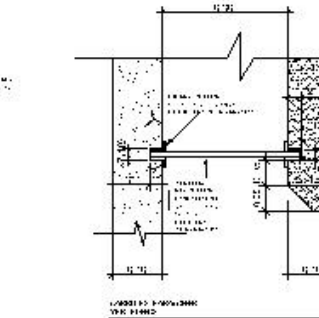
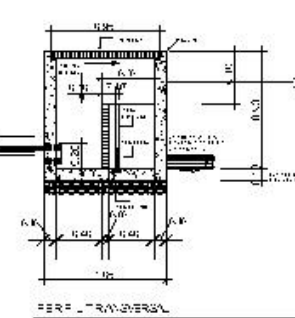
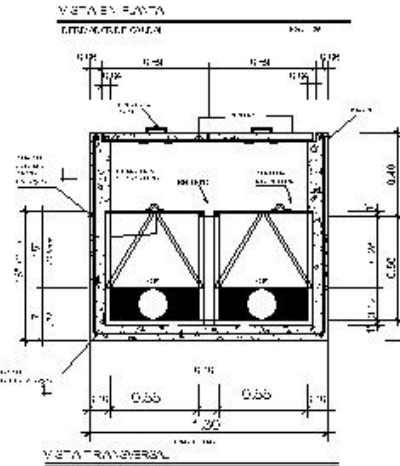
ESPECIFICACIONES:

ACERO

1. El acero debe tener un espesor mínimo de 2.00 mm.

CONCRETO

1. El concreto debe tener un f'_{ck} de 20 MPa.
2. La relación de agua/cemento máxima por litro de cemento debe ser de 0.45.
3. El agregado grueso (playa) debe tener un tamaño máximo de 10 mm.
4. La proporción de cemento debe ser de 1 parte de cemento por 2 partes de agregado grueso.



CUADRO DE DIMENSIONES DE FOSA SEPTICA DE DOS CAMARAS

ANCHO (A)	LONGITUD (L)	ALTO (H)	ANCHO DE LA CÁMARA DE FLOTACIÓN (A1)	LONGITUD DE LA CÁMARA DE FLOTACIÓN (L1)	ANCHO DE LA CÁMARA DE TRATAMIENTO (A2)	LONGITUD DE LA CÁMARA DE TRATAMIENTO (L2)	ANCHO DE LA CÁMARA DE TRATAMIENTO (A3)	LONGITUD DE LA CÁMARA DE TRATAMIENTO (L3)
1.20	2.40	1.80	0.60	1.20	0.60	1.20	0.60	1.20

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA EN SALUD

DISEÑO DE SISTEMA DE ALGANTARILLADO PARA
ALDEA SAN MATIAS, ASUNCION MITA JUTIAPA

DETALLE DE FOSEPTICA

INGENIERO: JUAN JOSÉ HERRERA GONZÁLEZ
CORREO: JHERRERA@USC.QU

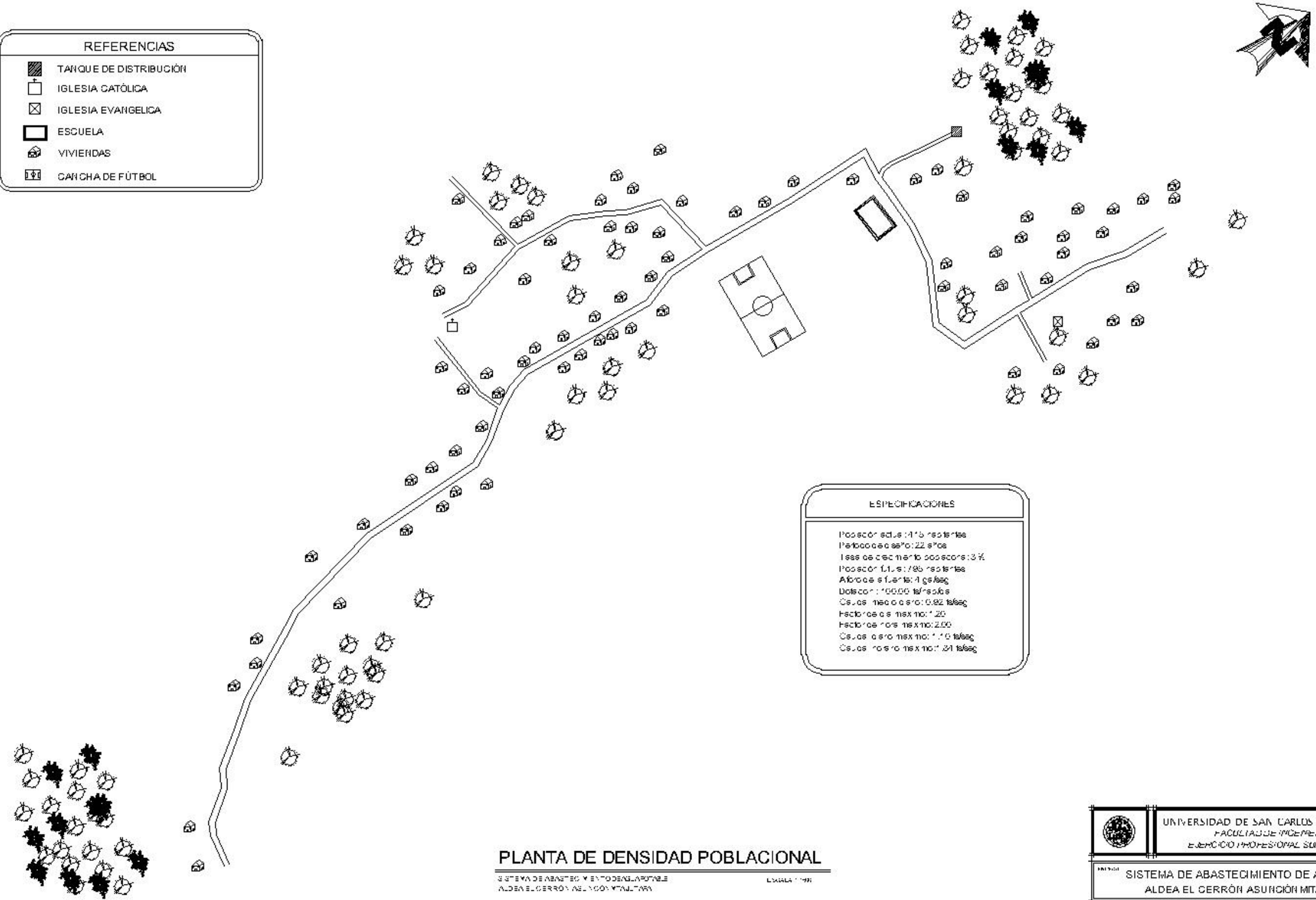
INGENIERO: JUAN JOSÉ HERRERA GONZÁLEZ
CORREO: JHERRERA@USC.QU

11 / 11

APÉNDICE D

PLANOS DE DISEÑO DE AGUA POTABLE

REFERENCIAS	
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
	IGLESIA CATÓLICA
	IGLESIA EVANGÉLICA
	ESCUELA
	VIVIENDAS
	CANCHA DE FÚTBOL

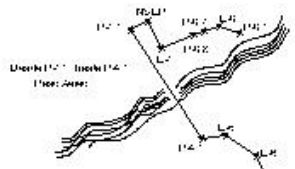


ESPECIFICACIONES
Población edul: 115 residentes
Período de esq: 22 años
Tasa de crecimiento poblacional: 3 %
Población LUL: 180 residentes
Alrededor fuente: 4 gal/seg
Distribución: 100.00 gal/seg
Caudal máximo: 0.82 l/seg
Reducción máxima: 1.20
Reducción mínima: 2.00
Caudal mínimo: 1.10 l/seg
Caudal máximo: 31 l/seg

PLANTA DE DENSIDAD POBLACIONAL
 SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
 ALDEA EL CERRÓN ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA

ESCALA 1:1000

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA EL CERRÓN ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA			
PLANTA DE DENSIDAD POBLACIONAL		Escala: 1:1000	
JUAN JOSÉ HERRERA GARCÍA CARRER: SEG-URB	JUAN JOSÉ HERRERA GARCÍA CARRER: SEG-URB	FECHA: 2011	
INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA Y CENSO			1 / 11



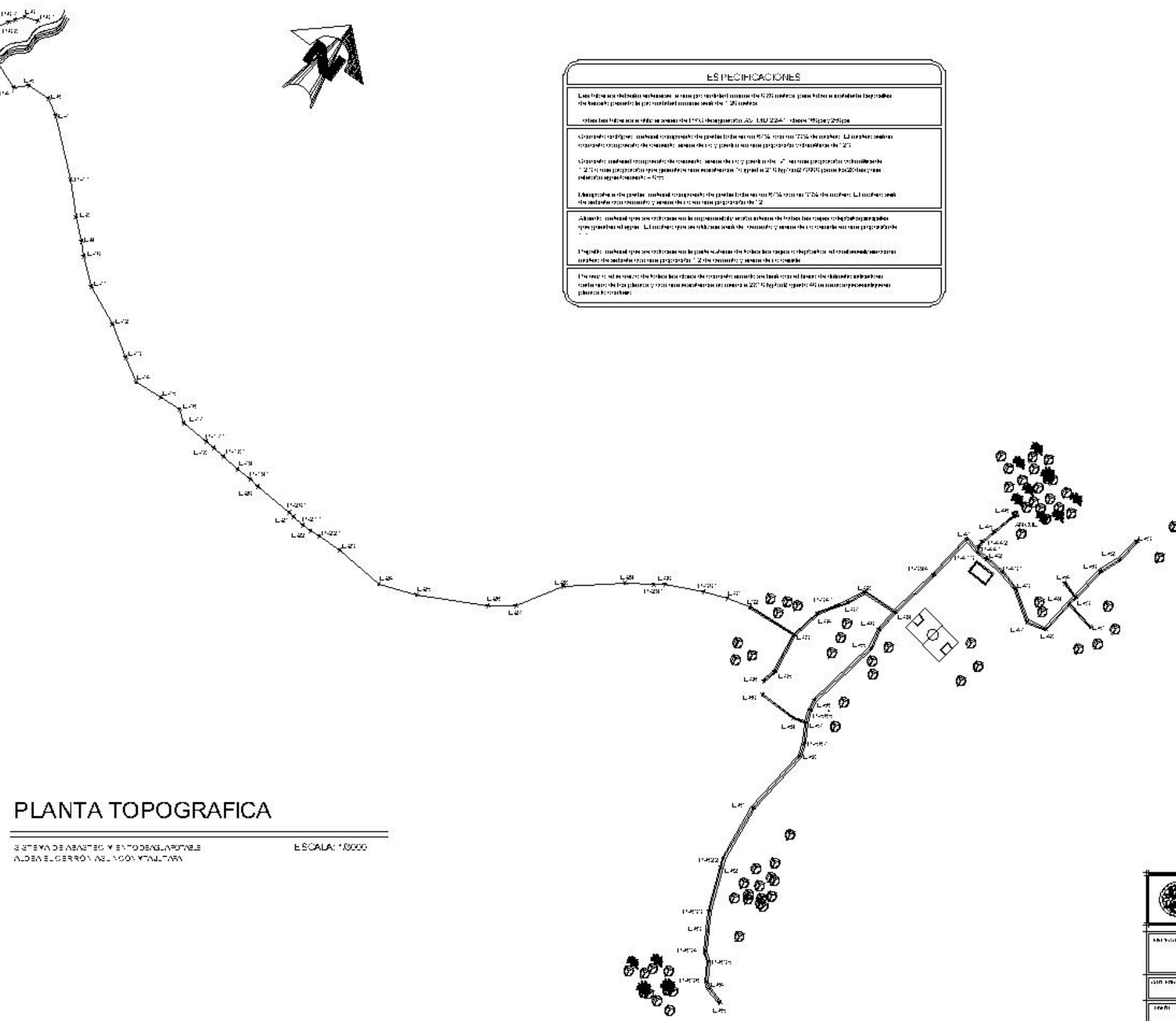
ESPECIFICACIONES	
Las libretas de dibujo se confeccionan en base por milímetros con una línea de 0.20 milímetros para líneas de contorno de precisión de 0.20 milímetros y líneas de precisión de 0.10 milímetros.	
Las libretas de dibujo se confeccionan en base por milímetros con una línea de 0.20 milímetros para líneas de contorno de precisión de 0.20 milímetros y líneas de precisión de 0.10 milímetros.	
Características de dibujo: Se debe utilizar el sistema de proyección ortográfica de la zona. El sistema de proyección de coordenadas debe ser el que se indique en el plano de proyección correspondiente.	
Características de dibujo: Se debe utilizar el sistema de proyección ortográfica de la zona. El sistema de proyección de coordenadas debe ser el que se indique en el plano de proyección correspondiente.	
Características de dibujo: Se debe utilizar el sistema de proyección ortográfica de la zona. El sistema de proyección de coordenadas debe ser el que se indique en el plano de proyección correspondiente.	
Características de dibujo: Se debe utilizar el sistema de proyección ortográfica de la zona. El sistema de proyección de coordenadas debe ser el que se indique en el plano de proyección correspondiente.	
Características de dibujo: Se debe utilizar el sistema de proyección ortográfica de la zona. El sistema de proyección de coordenadas debe ser el que se indique en el plano de proyección correspondiente.	
Características de dibujo: Se debe utilizar el sistema de proyección ortográfica de la zona. El sistema de proyección de coordenadas debe ser el que se indique en el plano de proyección correspondiente.	
Características de dibujo: Se debe utilizar el sistema de proyección ortográfica de la zona. El sistema de proyección de coordenadas debe ser el que se indique en el plano de proyección correspondiente.	



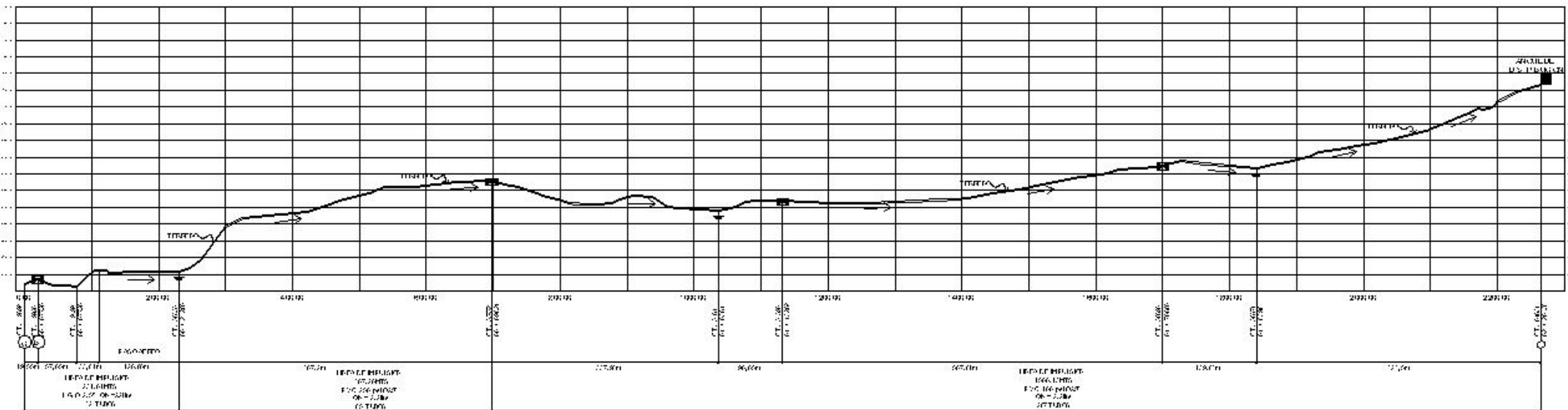
PLANTA TOPOGRAFICA

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
ALDEA EL CERRÓN ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA

ESCALA: 1:5000

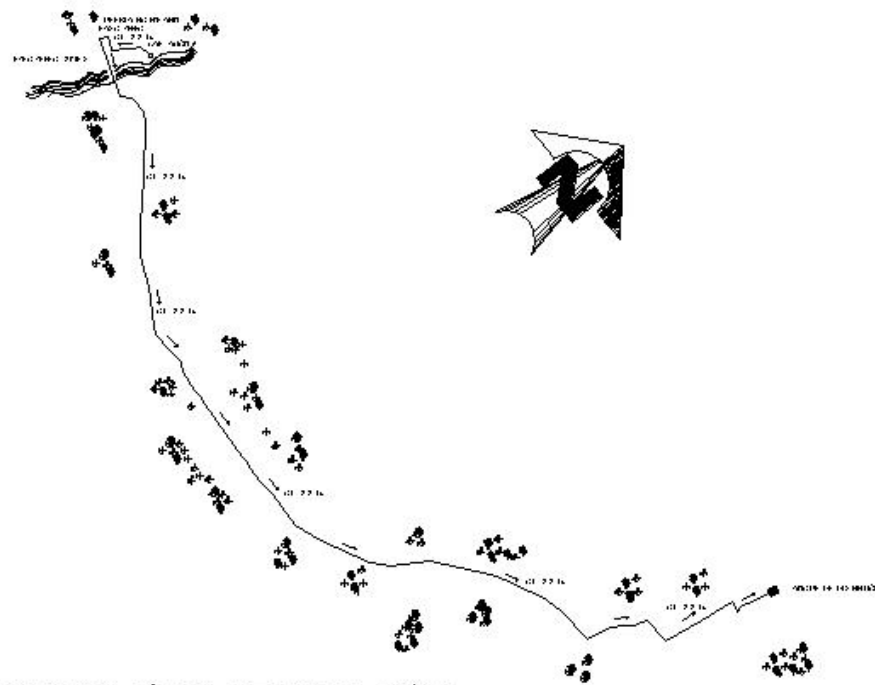


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPLENENTE	
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA EL CERRÓN ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA	
PLANTA TOPOGRAFICA	1:5000
JOSE JOSE HERNANDEZ GONZALEZ CARRERA DE INGENIERIA	JOSE JOSE HERNANDEZ GONZALEZ CARRERA DE INGENIERIA
2 / 11	



PERFIL LÍNEA DE IMPULSIÓN

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO Y ENTODENLAPOTABLE
ALDEA CERRÓN ASUNCIÓN MITA JUTIAPA



PLANTA LÍNEA DE IMPULSIÓN

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO Y ENTODENLAPOTABLE
ALDEA CERRÓN ASUNCIÓN MITA JUTIAPA

REFERENCIAS	
	TUBERÍA PVC 100 mm (EN SECCIONES DE 10.000 m)
	TUBERÍA PVC 200 mm (EN SECCIONES DE 10.000 m)
	TUBERÍA PVC 1000 mm (EN SECCIONES DE 10.000 m)
	CAPTACIÓN
	VALVULA DE CONTROL
	DIRECCIÓN DEL FLUJO
	ALINEAMIENTO HORIZONTAL
	VALVULA DE AIRE
	VALVULA DE VENTILACIÓN

ESPECIFICACIONES:

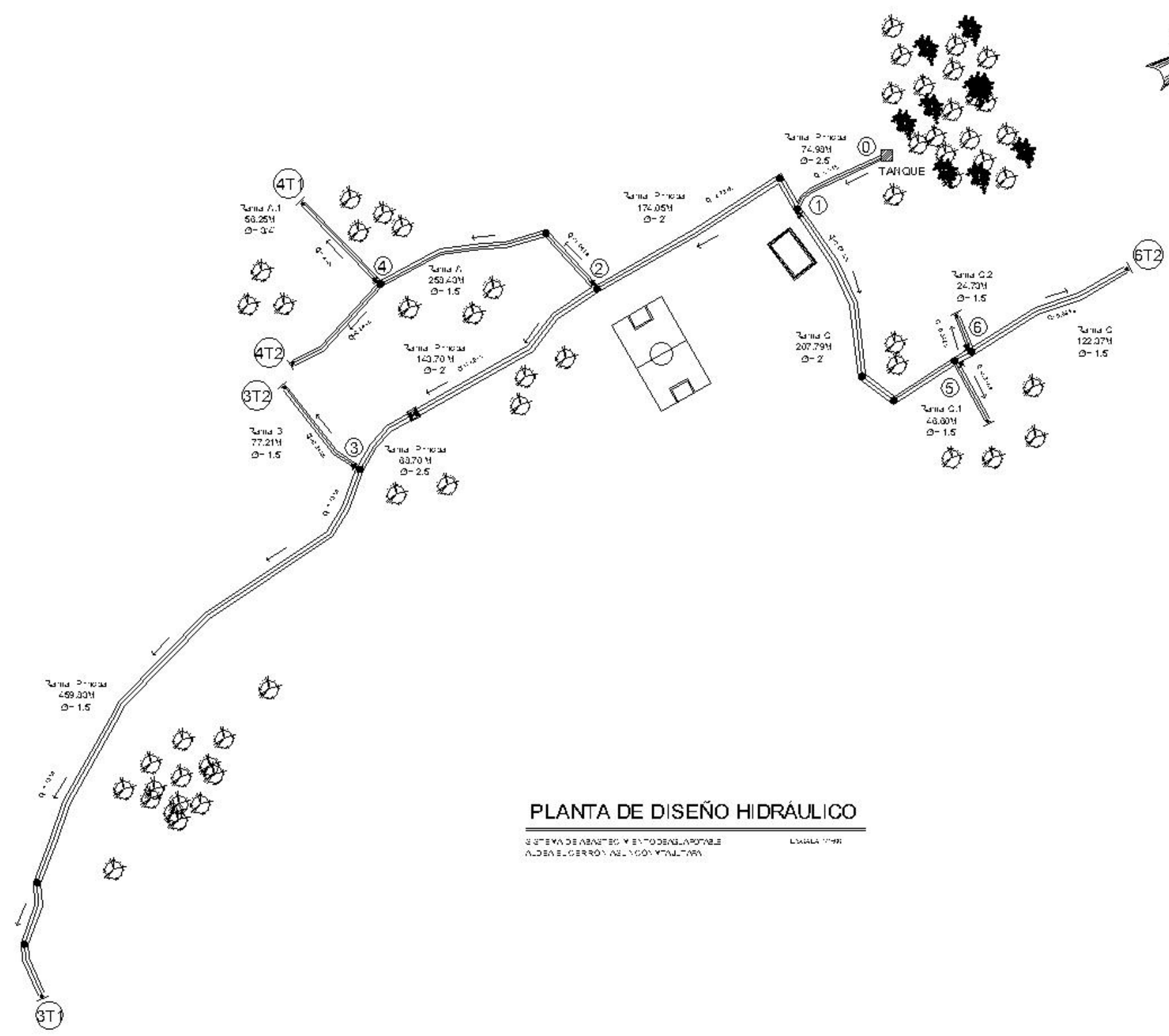
Todas las tuberías de PVC de sección AS 1 M D 22-1", de color negro, con un espesor mínimo de 0.20 metros sobre el color (no superior a 1.00).
Las tuberías de PVC de sección AS 1 M A 300, de 40 cm de diámetro, de color negro, con un espesor de 0.20 metros, sobre el color (no superior a 1.00).
Todas las tuberías de PVC de sección AS 1 M A 300, de 40 cm de diámetro, de color negro, con un espesor de 0.20 metros, sobre el color (no superior a 1.00).

Las tuberías de sección AS 1 M A 300, de 40 cm de diámetro, de color negro, con un espesor de 0.20 metros, sobre el color (no superior a 1.00).
Las tuberías de sección AS 1 M A 300, de 40 cm de diámetro, de color negro, con un espesor de 0.20 metros, sobre el color (no superior a 1.00).
Sección en tramos de 5.00 metros, o 0.50 metros de unión.
Serán de 15 toneladas de peso y el diámetro será de 150 mm, con un espesor de 0.20 X 0.20 X 0.20.

PLANTA-PERFIL DE CONDUCCIÓN

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO Y ENTODENLAPOTABLE
ALDEA CERRÓN ASUNCIÓN MITA JUTIAPA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA CARRERA PROFESIONAL SUPERIOR	
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA CERRÓN ASUNCIÓN MITA JUTIAPA	
PLANTA-PERFIL LINEA DE IMPULSIÓN	3
JUAN JOSÉ HERNÁNDEZ INGENIERO CIVIL	JUAN JOSÉ HERNÁNDEZ INGENIERO CIVIL
11	



SIMBOLOGIA	
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
	NODO
	TUBERIA PVC 180 PSI, CIRCUITOS PRINCIPALES
	TUBERIA PVC 180 PSI, TRAMOS SECUNDARIOS
	DIRECCIÓN DE FLUJO
$c = \dots$	MAGNITUD DEL CAUDAL EN EL RAMAL (L/S)
L, \varnothing	LONGITUD DE TUBERIA (M), DIAMETRO (")
	VALVULA DE COMPUERTA
	TAPÓN HEMBRA
	CAJA ROMPE PRESIÓN
	CODO 45°, CODO 90°, TEE

LEYENDA GENERAL

Las tuberías de fibra de vidrio reforzada, se usan por su facilidad de instalación, su costo y su resistencia a la corrosión, para tuberías de distribución y tuberías de fuerza de presión de gran capacidad, con un límite de 125 metros.

Las tuberías de fibra de vidrio reforzada, se usan por su facilidad de instalación, su costo y su resistencia a la corrosión, para tuberías de fuerza de presión de gran capacidad, con un límite de 125 metros.

Las tuberías de fibra de vidrio reforzada, se usan por su facilidad de instalación, su costo y su resistencia a la corrosión, para tuberías de fuerza de presión de gran capacidad, con un límite de 125 metros.

Las tuberías de fibra de vidrio reforzada, se usan por su facilidad de instalación, su costo y su resistencia a la corrosión, para tuberías de fuerza de presión de gran capacidad, con un límite de 125 metros.

Las tuberías de fibra de vidrio reforzada, se usan por su facilidad de instalación, su costo y su resistencia a la corrosión, para tuberías de fuerza de presión de gran capacidad, con un límite de 125 metros.

Las tuberías de fibra de vidrio reforzada, se usan por su facilidad de instalación, su costo y su resistencia a la corrosión, para tuberías de fuerza de presión de gran capacidad, con un límite de 125 metros.

Las tuberías de fibra de vidrio reforzada, se usan por su facilidad de instalación, su costo y su resistencia a la corrosión, para tuberías de fuerza de presión de gran capacidad, con un límite de 125 metros.

Las tuberías de fibra de vidrio reforzada, se usan por su facilidad de instalación, su costo y su resistencia a la corrosión, para tuberías de fuerza de presión de gran capacidad, con un límite de 125 metros.

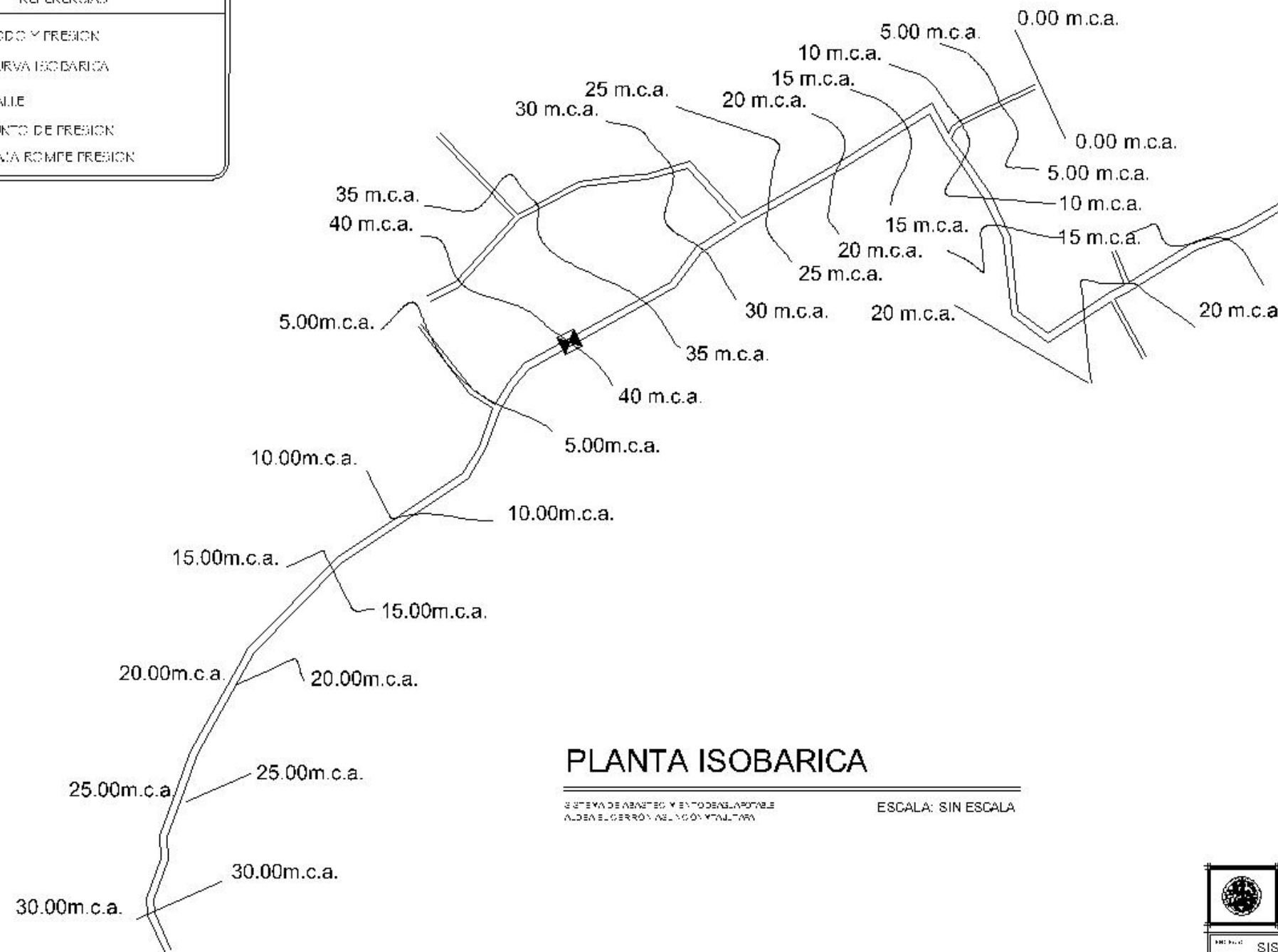
Las tuberías de fibra de vidrio reforzada, se usan por su facilidad de instalación, su costo y su resistencia a la corrosión, para tuberías de fuerza de presión de gran capacidad, con un límite de 125 metros.

PLANTA DE DISEÑO HIDRAULICO

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO Y ENTORNO DESARROLLABLE
ALDEA CERRÓN ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA CERRÓN ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA	
		PLANTA DE DISEÑO HIDRAULICO	
AUTOR: JUAN JOSÉ HERNÁNDEZ ALÍZ CARRERA: INGENIERIA	SUPERVISOR: JUAN JOSÉ HERNÁNDEZ ALÍZ CARRERA: INGENIERIA	FECHA: 11/05/2011	PÁGINA: 4
INSTITUCIÓN: INSTITUTO TECNOLÓGICO DE GUATEMALA			11

REFERENCIAS	
X	NODO Y PRESION
—	CURVA ISOBARICA
—	CALLE
X	PUNTO DE PRESION
■	CAMA ROMPE PRESION

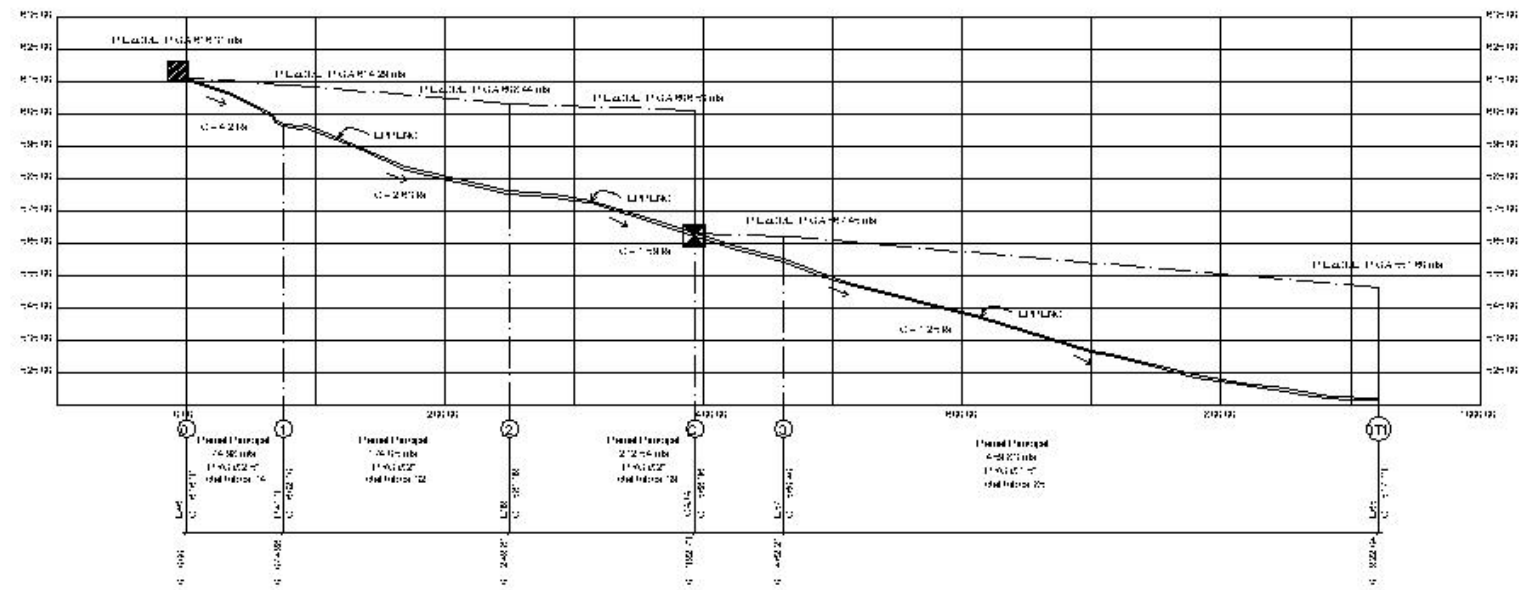


PLANTA ISOBARICA

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO Y ENTUBAMIENTO
ALDEA EL CERRÓN ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA

ESCALA: SIN ESCALA

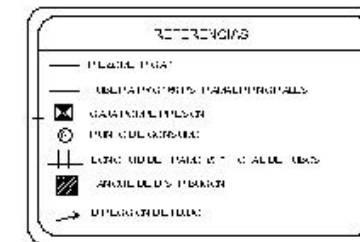
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		TÍTULO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA EL CERRÓN ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA	
		TÍTULO: PLANTA ISOBARICA	
AUTOR: JUAN JOSÉ HERNÁNDEZ MATEO CARRER: INGENIERO	TÍTULO: JUAN JOSÉ HERNÁNDEZ MATEO CARRER: INGENIERO	ESCALA: SIN ESCALA	
INSTITUCIÓN: I. A. S. C. DE GUATEMALA		PÁGINA: 5 TOTAL: 11	



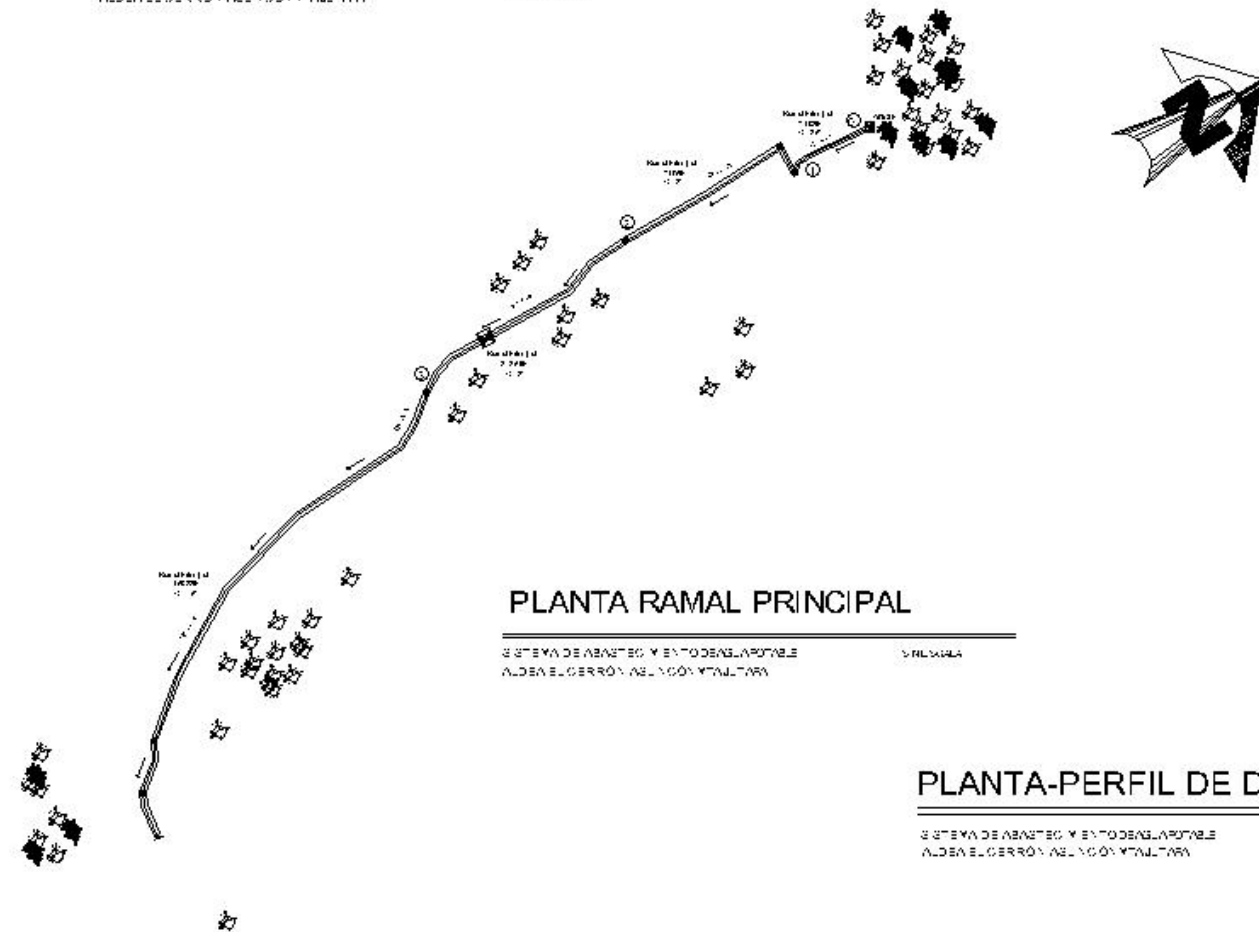
PERFIL RAMAL PRINCIPAL

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO Y ENTORNO DE LA RAMA
ALDEA EL CERRÓN ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA

L. MARÍA H. 1998
L. MARÍA H. 1998



ESPECIFICACIONES
 1. LAS PLANTAS DEBEN SER ELABORADAS CON UN DISEÑO DE 1:500.
 2. LAS PLANTAS DEBEN SER ELABORADAS EN UNO DE LOS SISTEMAS DE COORDENADAS UTM O UTMZ.
 3. LA RED DE ALTA TENSIÓN DEBE SER ELABORADA EN UNO DE LOS SISTEMAS DE COORDENADAS UTM O UTMZ.
 4. SE DEBE INDICAR LA DIRECCION DE FLUJO EN TODAS LAS PLANTAS DEBEN SER ELABORADAS EN UNO DE LOS SISTEMAS DE COORDENADAS UTM O UTMZ, QUE DEBE SER ELABORADO EN UNO DE LOS SISTEMAS DE COORDENADAS UTM O UTMZ.



PLANTA RAMAL PRINCIPAL

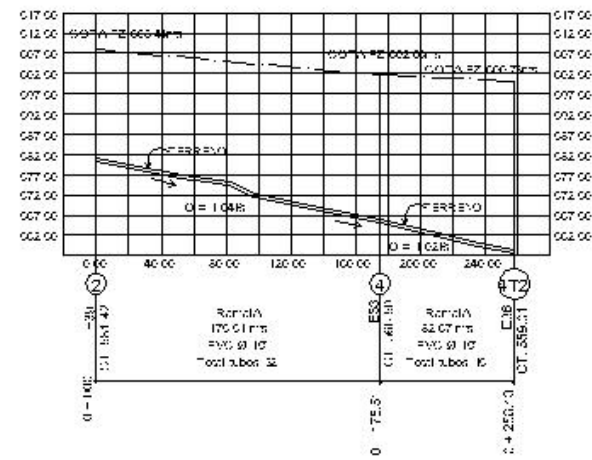
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO Y ENTORNO DE LA RAMA
ALDEA EL CERRÓN ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA

PLANTA-PERFIL DE DISTRIBUCIÓN RAMAL PRINCIPAL

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO Y ENTORNO DE LA RAMA
ALDEA EL CERRÓN ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA

ESCALA: INDICADA

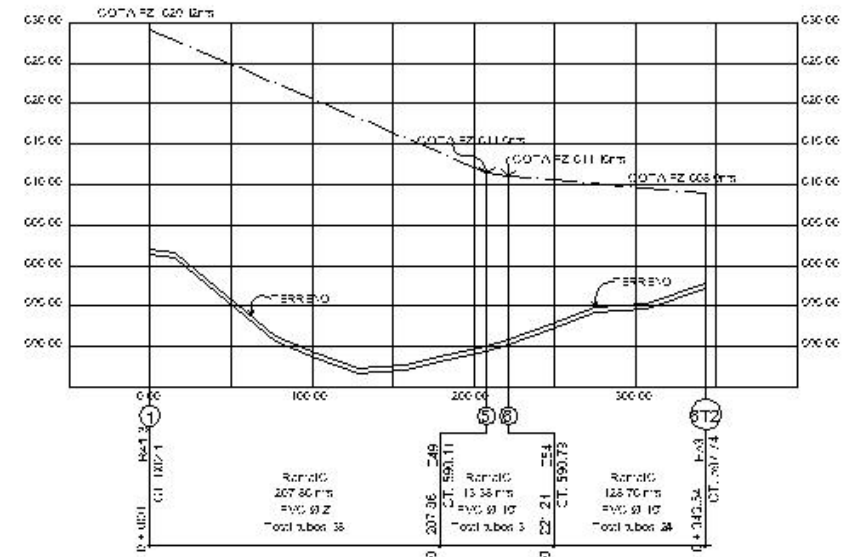
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPLENENTE	
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA EL CERRÓN ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA	
TÍTULO PLANTA PERFIL DE RAMAL PRINCIPAL	FECHA 10/05/2000
AUTOR LUIS JOSÉ HERRERA GARCÍA CARRERA: INGENIERIA	REVISOR LUIS JOSÉ HERRERA GARCÍA CARRERA: INGENIERIA
INSTITUCIÓN INSTITUCIÓN DE INVESTIGACIONES Y SERVICIOS TECNOLÓGICOS	
6 / 11	



PERFIL RAMAL A

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO Y ENTODENLAPOTABLE
ALDEA EL CERRÓN, ALAYO GUATEMALA

LÍNEA N° 209
LÍNEA N° 129



PERFIL RAMAL C

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO Y ENTODENLAPOTABLE
ALDEA EL CERRÓN, ALAYO GUATEMALA

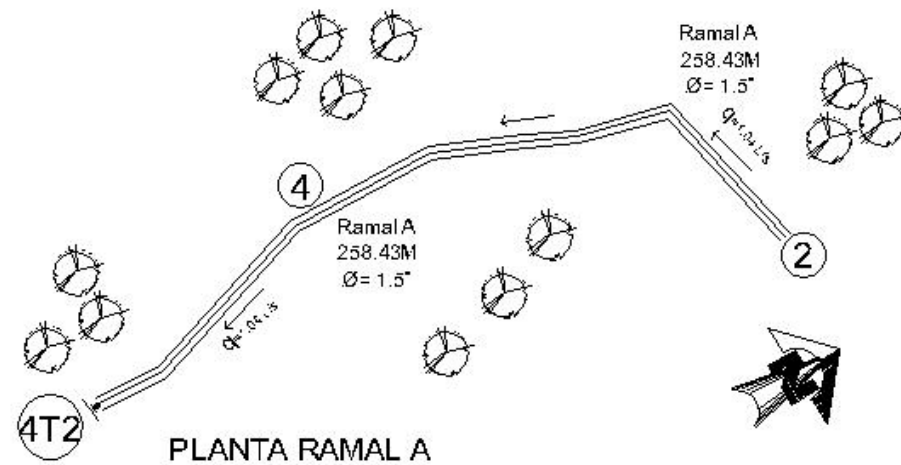
LÍNEA N° 209
LÍNEA N° 129

REFERENCIAS	
—	TUBERÍA PVC 100 PE RAMAL BERRONALES
—	CALLE EL PERRO DE BERRON
←	DIRECCIÓN DEL FLUJO
⊙	FLUJO DE CONSUMO
⊥	LONGITUD DE TRAMO DE TUBERÍA

ESPECIFICACIONES

Todas las tuberías de PVC conector (ASTM D 2241) deberán ser de un tipo conector con un diámetro nominal de 0.90 metros sobre la corona (nivel superior tubo).

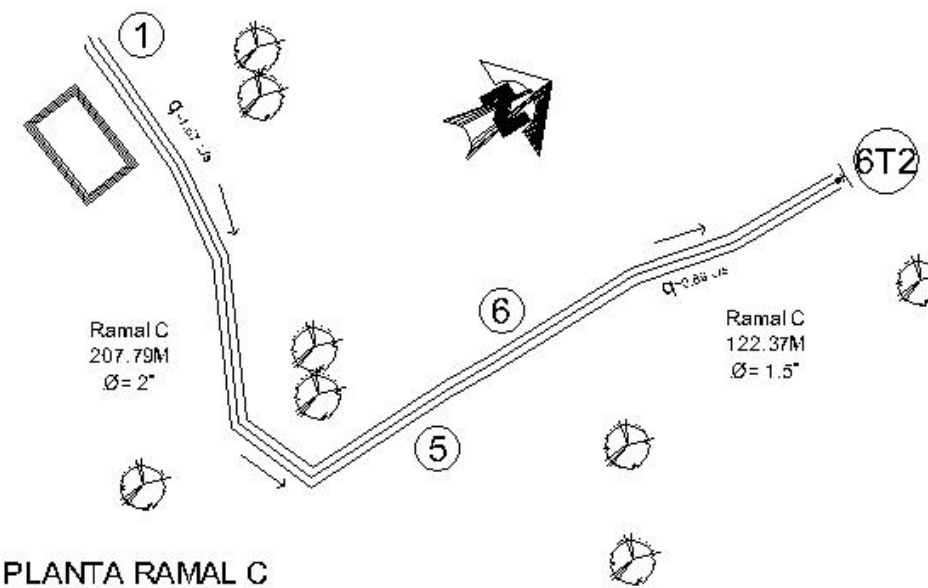
Se colocará tubería clase 100 psi y 200 psi en el tramo conector. Las tuberías se instalarán en los núcleos poblacionales y una de las tuberías de conexión con un abastecedor predial de viviendas conector.



PLANTA RAMAL A

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO Y ENTODENLAPOTABLE
ALDEA EL CERRÓN, ALAYO GUATEMALA

LÍNEA N° 209



PLANTA RAMAL C

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO Y ENTODENLAPOTABLE
ALDEA EL CERRÓN, ALAYO GUATEMALA

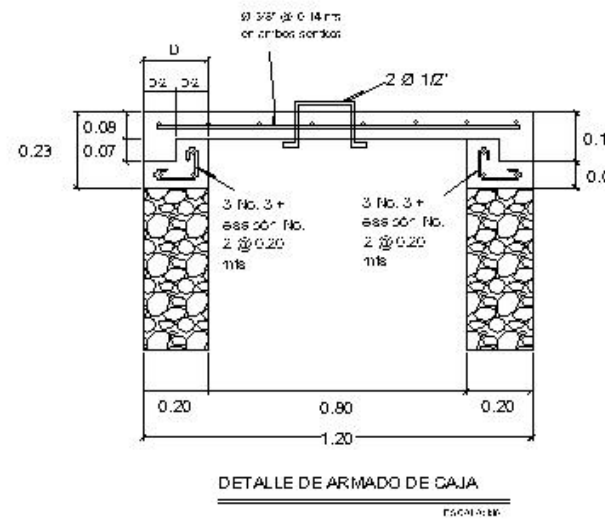
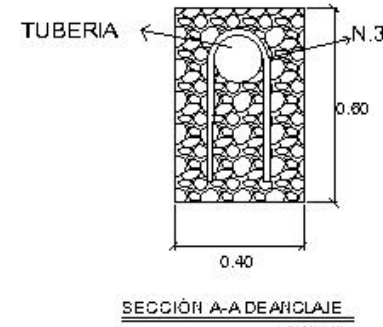
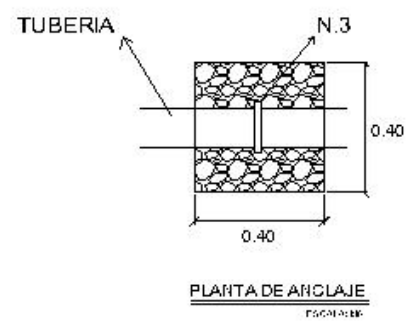
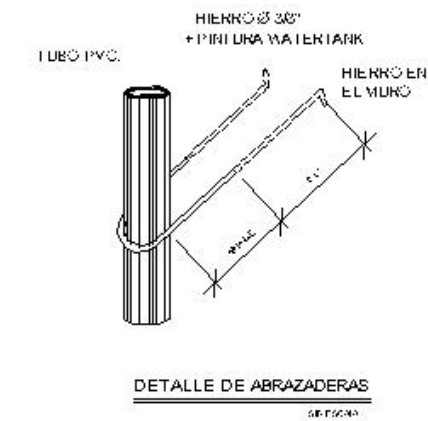
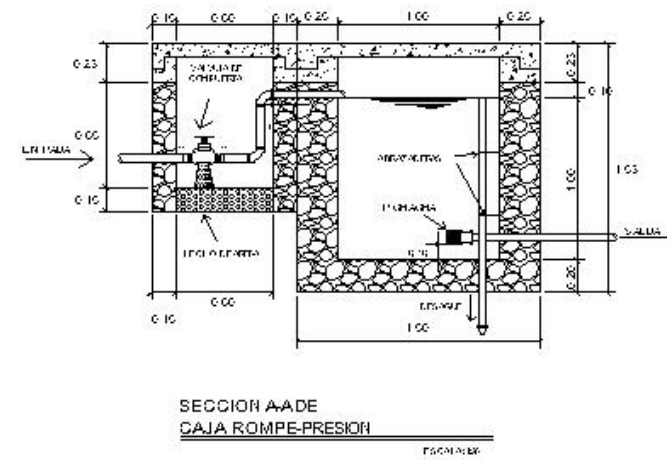
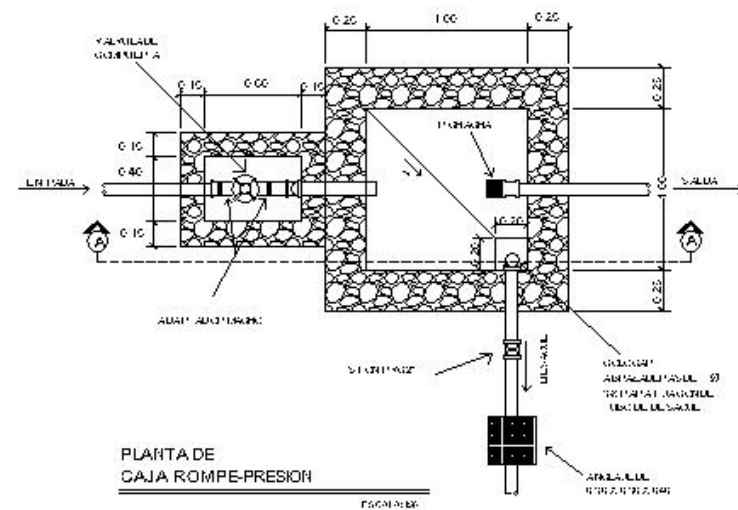
LÍNEA N° 209

PLANTA-PERFIL DE DISTRIBUCIÓN RAMALES A Y C

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO Y ENTODENLAPOTABLE
ALDEA EL CERRÓN, ALAYO GUATEMALA

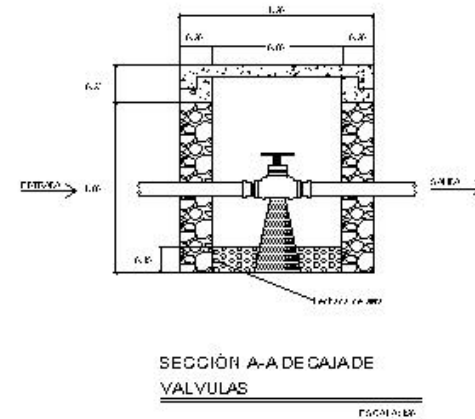
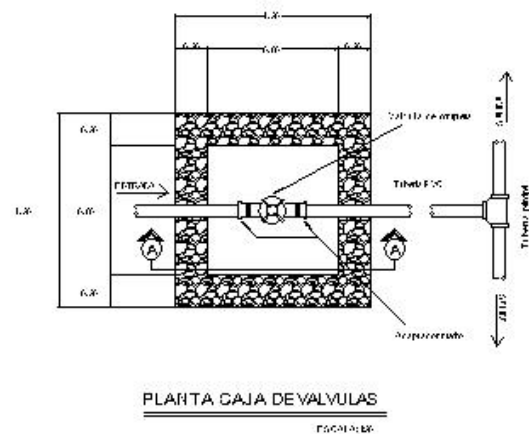
ESCALA: INDICADA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPLENENTE	
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA EL CERRÓN	
PLANTA PERFIL DE RAMALES PRINCIPALES	NÚMERO 100000
ELABORADO POR: JUAN JOSÉ HERRERA GARCÍA CARRERA DE INGENIERÍA	REVISADO POR: JUAN JOSÉ HERRERA GARCÍA CARRERA DE INGENIERÍA
FECHA DE ENTREGA DEL DISEÑO: 2018/05/15	
7 / 11	



ESPECIFICACIONES:

- LAS CAJAS DE VALVULAS SERAN DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA DE LA SIGUIENTE MANERA:
30% DE MORTERO DE PROPORCION 1:2;
67% DE PIEDRA SOLA.
- LAS VALVULAS DE COMPUESTA SE COLOCARAN SEGUN LA PLANTA DE DISEÑO HIDRAULICO.
- LAS VALVULAS DE CIEGLO SE COLOCARAN SEGUN LA PLANTA PERTINENTE DE LA LINEA DE CONDUCCION.
- EL MORTERO SERA DE PROPORCION EN VOLUMEN 1:2:3 CEMENTO, ARENA DE RIO, PIEDRA 1/2".
- EL PISO DE ACERDO SE COLOCARAN SEGUN SE INDICA EN LOS PLANOS DE PISO ACERDO.
- LA CAJA ROMPE PRESION SE COLOCARA SEGUN SE INDICA EN LOS PLANOS DE PLANTA PERTINENTE.
- LA CAJA ROMPE PRESION SERA REFORZADA INTERIORMENTE CON BARRA PROPORCION 1:2 CON UN RECUBRIMIENTO MINIMO DE 1.5 CMS Y JALAZADO PROPORCION 1:1. PARA IMPERMEABILIZAR LAS PAREDES INTERNAS.
- LAS TAPADERAS TENDRAN UN DISEÑO EL NECESARIO PARA DRENAR EL AGUA DE LUBRO.
- EL TERRENO BAJO LA LOSA DEL PISO DEBERA SER PERFECTAMENTE APISONADO.
- LOS ANCLAJES DE LA TUBERIA DE CONDUCCION SERAN MAMPOSTERIA DE PIEDRA, REFORZADA CON HIERRO NO. 3 DE LA SIGUIENTE MANERA:
30% DE MORTERO DE PROPORCION 1:2;
67% DE PIEDRA SOLA.
- LOS ANCLAJES ESTARAN COLOCADOS CADA 6.00 METROS, A 0.50 METROS DE LAS UNIONES EN LA LINEA DE CONDUCCION.

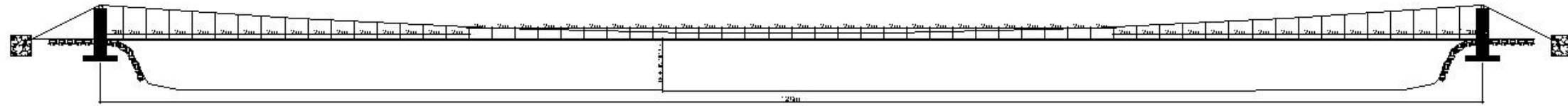


DETALLE DE OBRAS HIDRAULICAS

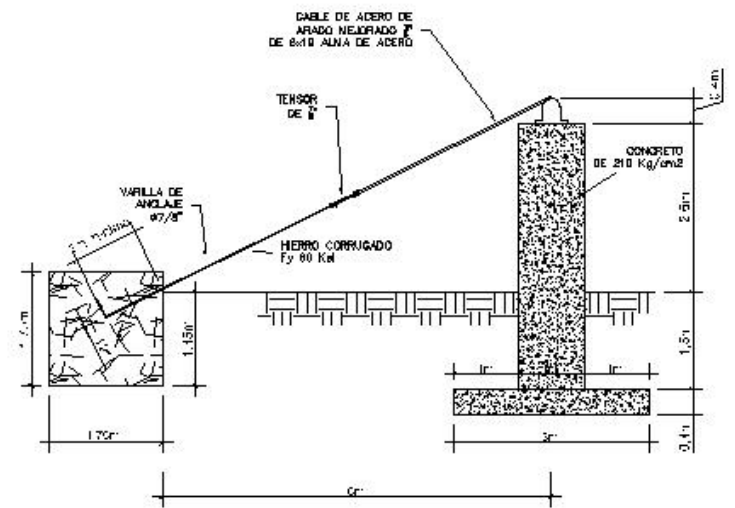
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA EL CERRÓN ASUNCIÓN MILA, JUTIAPA

ESCALA: 1:50

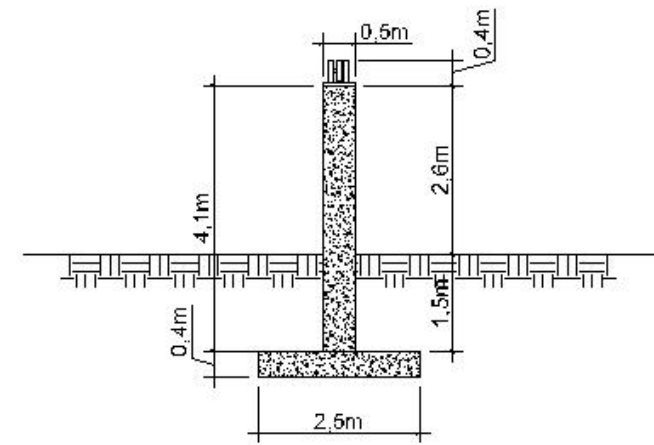
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA	
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA EL CERRÓN ASUNCIÓN MILA, JUTIAPA	
TITULO DETALLE DE OBRAS HIDRAULICAS	NO. DE OBRAS 10
AUTOR ING. JUAN CARLOS HERRERA GONZALEZ	REVISOR ING. JUAN CARLOS HERRERA GONZALEZ
FECHA 08/05/2018	
8 / 11	



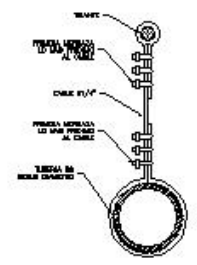
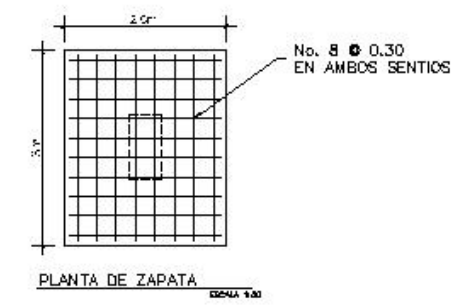
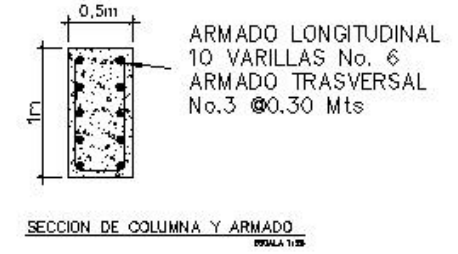
PASO AEREO COLGANTE TIPO DE 120 M ESCALA 1:200



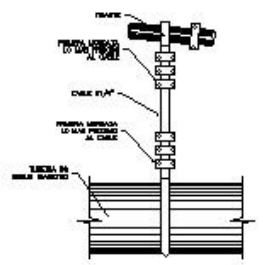
DETALLE DE COLUMNA, TIPICA PARA PUENTES DE 120 M. ESCALA 1:100



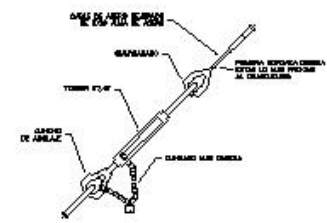
DETALLE DE COLUMNA, TIPICA PARA PUENTES DE 120 M. ESCALA 1:100



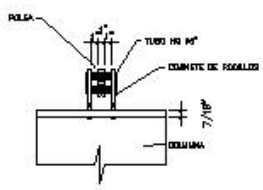
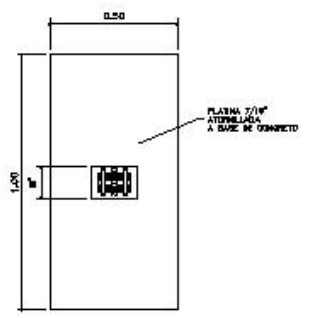
DETALLE DE SUSPENSION DE TUBO ESCALA 1:10



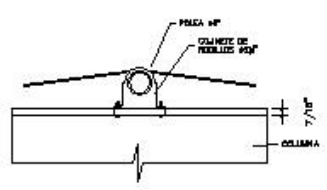
DETALLE DE SUSPENSION DE TUBO ESCALA 1:10



DETALLE DE TENSOR ESCALA 1:10



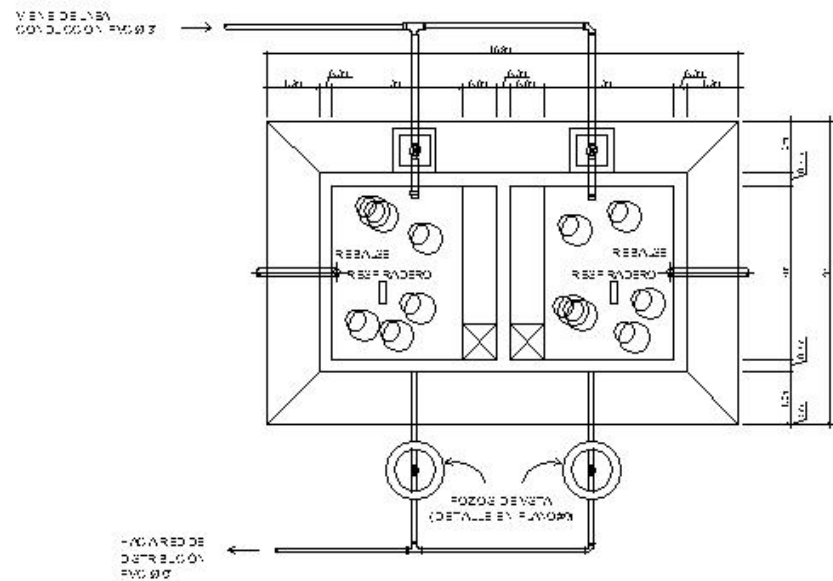
DETALLE DEL CABLE EN TORRE



NOTAS GENERALES

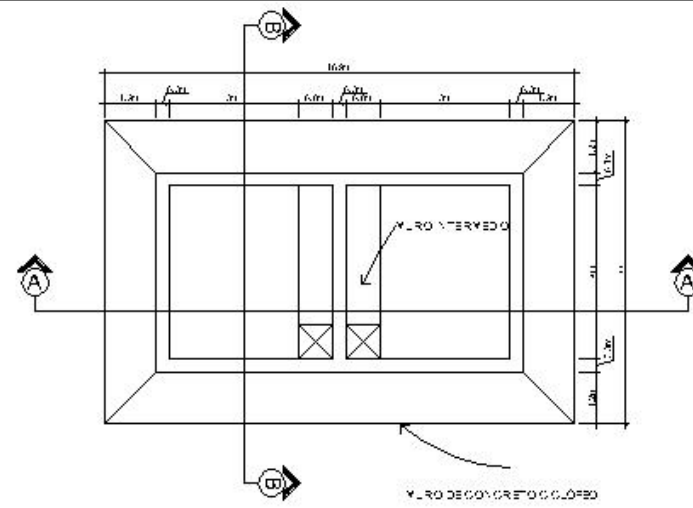
- A. MATERIALES**
1. CONCRETO SE USARA CONCRETO CON REFUERZO DE 1.7% RAVALCOY PRESION DE 210 Kg/cm² (3000 lb/pulg²) A LOS 28 DIAS PARA LA FUNDACION DE LAS COLUMNAS Y ZAPATAS.
 2. ACERO DE REFUERZO SE USARA REFUERZO GRABADO.
 3. CABLE DE ALAYERE SE USARA CABLE DE ACERO DE ARADO NEGRADO CON 7 ESPESORES DE ALAYERES POR CORDON CON ALMA DE ACERO CON UN DIAMETRO SEÑALADO EN EL DISEÑO.
- B. VARIOS**
4. EL NIVEL DE CIMENTACION DE LAS ZAPATAS DEBERA SER EL MISMO PARA TODAS LAS COLUMNAS Y ZAPATAS.
 5. LAS ZAPATAS DEBERAN QUEDAR PERFECTAMENTE AL NIVEL DE LOS CABLES RESPECTIVOS.
 6. LA ESTRUCTURA DE LAS ZAPATAS DEBERA SER DISEÑADA PARA QUE EL CABLE PUEDA SER SUSTRATO DE UN VENTILADOR DE 100 CM DE DIAMETRO PARA VENTILACION.
 7. EL REQUERIMIENTO EN LAS COLUMNAS Y ZAPATAS SERA DE ACERO Y RESISTENTE Y ESTE SE MEDIRA ENTRE EL CENTRO DE LA BARRA AL PERFORACION DE CONCRETO.
 8. LAS HORIZONALES DE ALAYERE DEBERAN COLOCAR DE MODO QUE EL NIVEL DE ALAYERE SE HALLA EN CONTACTO CON LA PROLONGACION DEL CABLE.
 9. EL PUNTO DE ANCLAJE DEBERA SER EL MISMO PARA TODAS LAS ZAPATAS DEBERA SER ANTICORROSIVO.
 10. TODAS LAS DIVERGENCIAS DEBEN SER EN VENTOS.
 11. TODOS LOS EXTREMOS DEL CABLE DEBERAN PROTEGERSE CON UN TUBO DE ALAYERE GALVANIZADO.
 12. EL TERRENO EN EL PUNTO DE LA LOCALIZACION DEL PUENTE DEBERA SER UNO QUE DEBERA SER EL MISMO EN LA LOCALIZACION DEL PUENTE EN RELACION VERTICAL-HORIZONTAL.

<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA EN SALUD</p>	
<p>SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA EL CERRÓN ASUNCIÓN MILA, JUTIAPA</p>	
<p>PROYECTO: PASO AEREO 120 METROS</p>	<p>FECHA: 10/06/2010</p>
<p>PROYECTADO POR: INGENIERO EN SISTEMAS DE AGUA POTABLE</p>	<p>PROYECTADO POR: INGENIERO EN SISTEMAS DE AGUA POTABLE</p>
<p>ING. GUILLERMO RAMIREZ</p>	
<p>9</p>	
<p>11</p>	



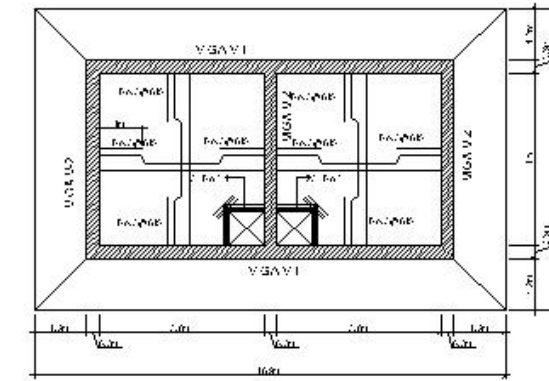
PLANTA DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO

ESCALA: 100



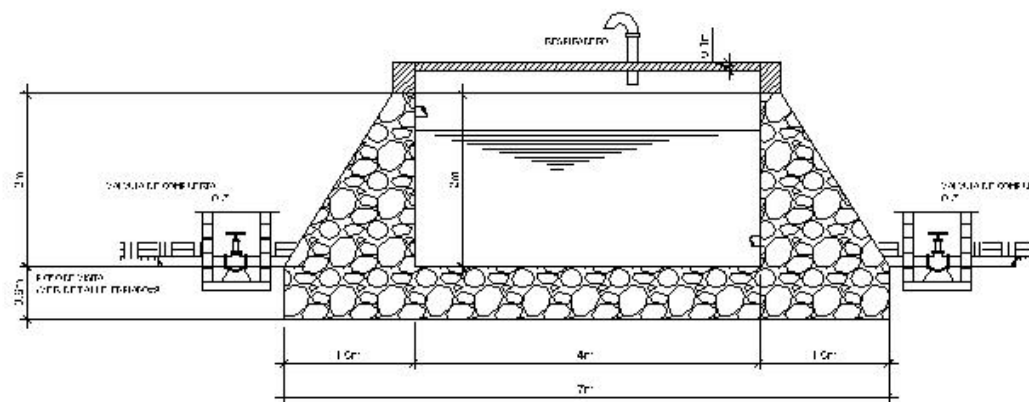
ESQUEMA TANQUE DE ALMACENAMIENTO

ESCALA: 100



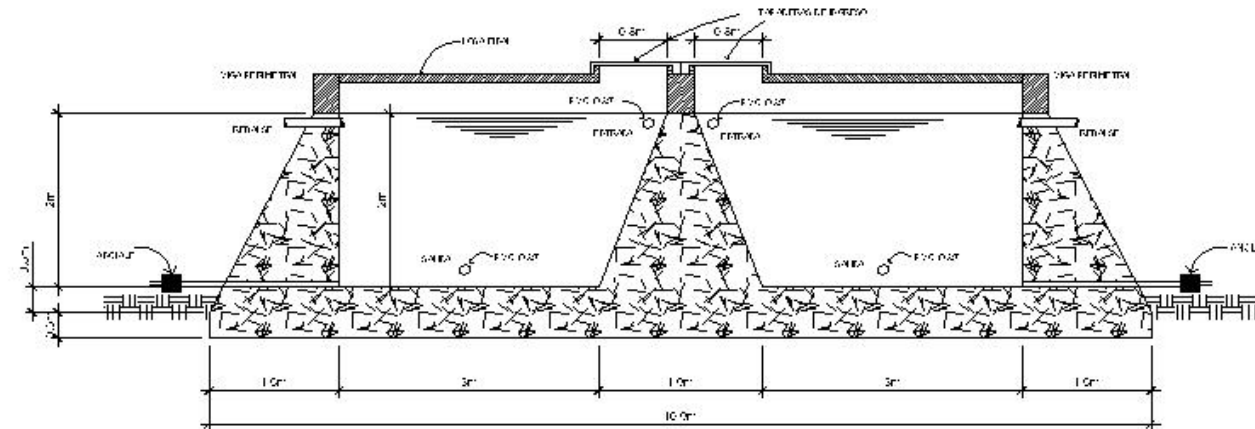
PLANTA DE ARMADO DE LOSA

ESCALA: 100



SECCIÓN B-B TANQUE DE ALMACENAMIENTO

ESCALA: 125

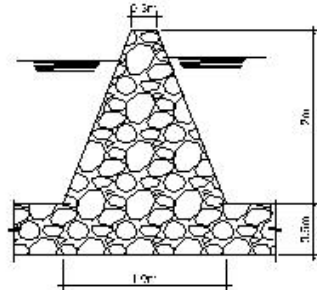


SECCIÓN A-A TANQUE DE ALMACENAMIENTO

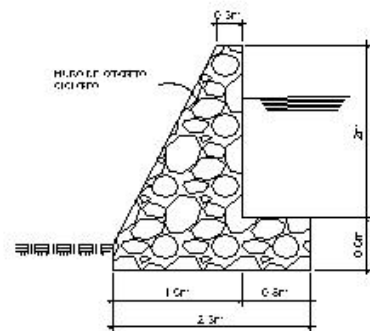
ESCALA: 125

ESPECIFICACIONES:

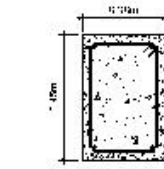
- LOS MUROS DEL TANQUE SERÁN DE CONCRETO COLADO.
- SE USARÁ CONCRETO CON ESPESOR DE 15 CM, RAJADO PRESIÓN DE 200 KG/CM² (3000 PSI) A LOS 28 DÍAS.
- EL CARGO DE REFUERZO A LAS PAREDES SERÁ (VER DETALLE) LA PIEDRA AL TALAR SERÁ DE 10 CM.
- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN DADAS EN METROS.
- LOS REJEROS Y ENTOS SERÁN DE 10 CM DE ANCHO CON UNO DE 10 CM DE ALTO Y OTRO DE 15 CM DE ALTO ENTRE EL ROSADO DE LA BARRA Y EL FONDO DE CONCRETO.
- EL TERRENO BAJO LA LOSA DE FIBRO DEBERÁ SER PERFECTAMENTE APANADO.
- LOS MUROS DE PIEDRA DEBERÁN YERRENZARSE EN SU CARNE Y ENTOS POR MEDIO DE UNA CARGA DE SABLE DE 20 CM DE ANCHO Y 10 CM DE ALTO.
- LAS SUPERFICIES DE LAS LOSAS DE CONCRETO DEBERÁN OLIVARSE CON UNO DE 10 CM DE ANCHO Y 10 CM DE ALTO.



DETALLE DE MURO INTERNO

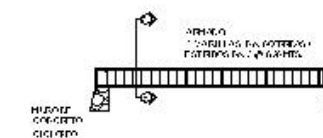


DETALLE DE MURO PERIMETRAL



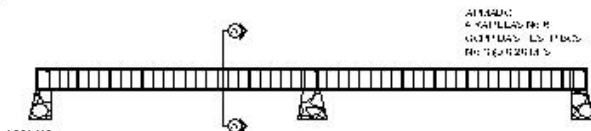
SECCIÓN C-C DE VIGA

ESCALA: 1/20



VIGA TIPO 2

ESCALA: 1/20



VIGA TIPO 1

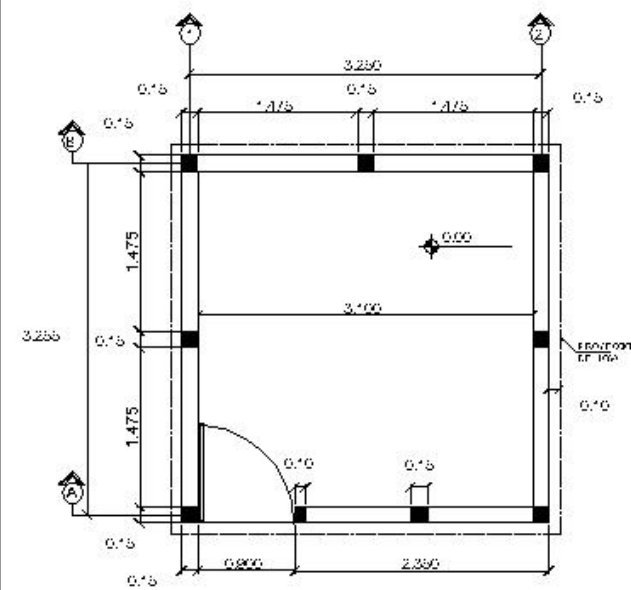
ESCALA: 1/20

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA	
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA EL CERRÓN ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA	
TÍTULO TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE 48 M ³	NÚMERO 10
AUTOR JUAN JOSÉ HERNÁNDEZ CARRERA DE INGENIERIA	FECHA 2010
INSTITUCIÓN ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA	
10 / 11	

TANQUE DE ALMACENAMIENTO

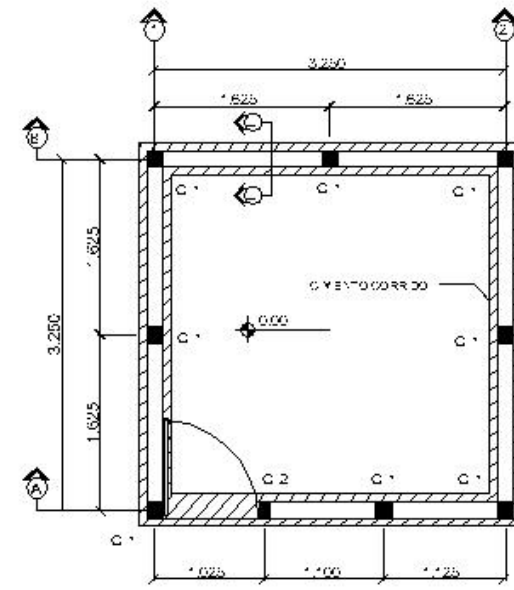
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
ALDEA EL CERRÓN ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA

ESCALA: INDICADA



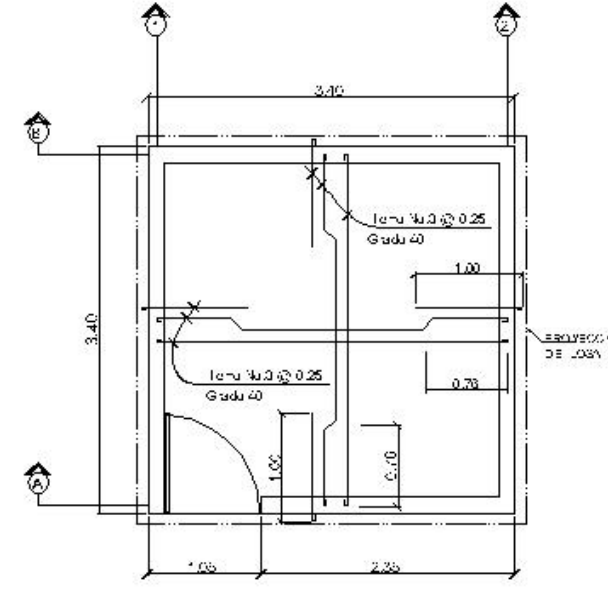
PLANTA ACOTADA

ESCALA 1/20



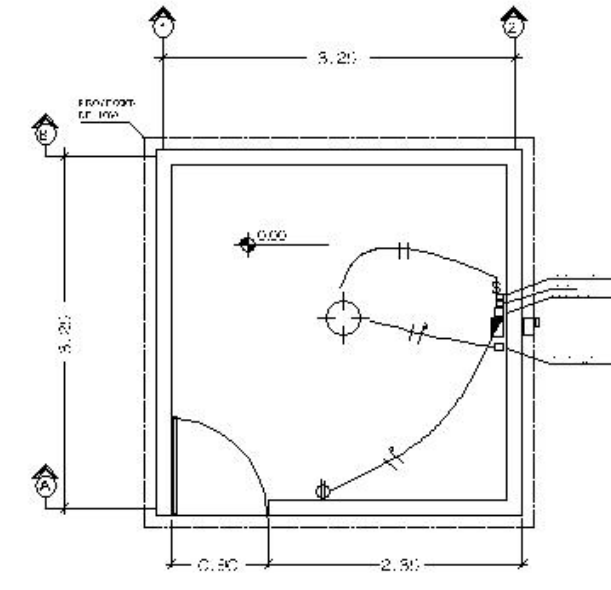
PLANTA ESTRUCTURAL

ESCALA 1/20



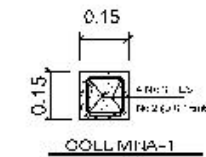
PLANTA ARMADO DE LOSA

ESCALA 1/20

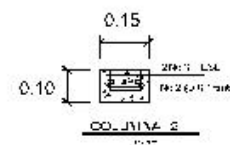


PLANTA ELECTRICA

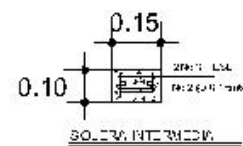
ESCALA 1/20



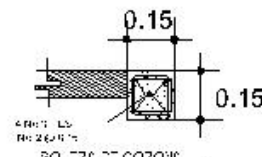
COLUMNA-1



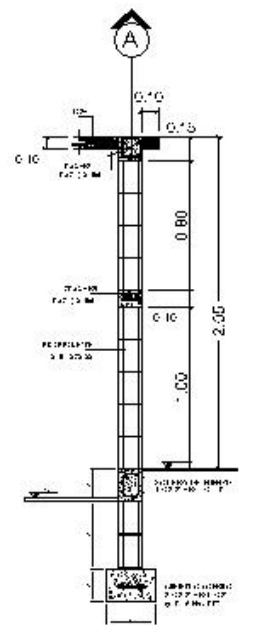
COLUMNA 2



COLUMNA INTERMEDIA

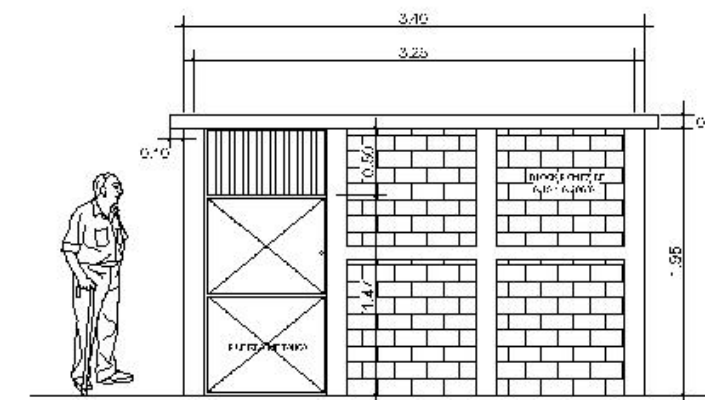


COLUMNA DE CORNER



CORTE L - L'

ESCALA 1/20



ELEVACION

ESCALA 1/20

LEYENDA	
	PLATOFORNA
	TOVA CORRIENTE DOBLE
	INTERRUPTOR
	TABLERO
	CORTADOR
	ALAMBRE CAL #1
	POLIDUCTO 8" X 12" EN LOSA Y PISO

CASETA DE BOMBEO

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA EL CERRÓN, MUNICIPIO DE SAN CARLOS, DEPARTAMENTO DE SAN CARLOS, GUATEMALA

ESCALA 1/20

ESPECIFICACIONES

SE USARÁ UN RETOZO DE REFUERZO DE BARRAS Y UN RETOZO DE BARRAS A LOS 25 CM DEL VIGA

RELANDO AL LADO EXTERIOR DE LA CONSTRUCCION

EL ANILLO DE REFUERZO A USAR SERÁ F-250 (250 X 250 X 10)

LA LOSA DEBERÁ CONTROLARSE CON UNA RESISTENCIA INDEPENDIENTE

EL REFORZAMIENTO EN COLUMNAS DEBERÁ SER

EL CANTO DE REFORZAMIENTO DE 12A

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA		SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA EL CERRÓN ASUNCIÓN MITA, JUTIAPA	
		CASETA DE BOMBEO	
INGENIERO JUAN JOSÉ HERRERA GARCÍA CARRERA DE INGENIERIA	INGENIERO JUAN JOSÉ HERRERA GARCÍA CARRERA DE INGENIERIA	FECHA 11/05/2010	HOJA 11