



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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA
EL CASERÍO XALAMÁ, ALDEA PIXABAJ Y ALCANTARILLADO SANITARIO
PARA LA COLONIA MIRALINDA, BARRIO EL CARMEN, SOLOLÁ, SOLOLÁ**

Romeo Adolfo Tobar Zuleta

Asesorado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano

Guatemala, julio de 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA
EL CASERÍO XALAMÁ, ALDEA PIXABAJ Y ALCANTARILLADO SANITARIO
PARA LA COLONIA MIRALINDA, BARRIO EL CARMEN, SOLOLÁ, SOLOLÁ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

ROMEO ADOLFO TOBAR ZULETA

ASESORADO POR EL ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ SERRANO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JULIO DE 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
VOCAL V	Br. Sergio Alejandro Donis Soto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

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

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO XALAMÁ, ALDEA PIXABAJ Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA MIRALINDA, BARRIO EL CARMEN, SOLOLÁ, SOLOLÁ

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 24 de agosto de 2012.



Romeo Adolfo Tobar Zuleta



Guatemala, 03 de mayo de 2013
Ref.EPS.DOC.524.05.13

Inga. Sigrid Alitza Calderón de León
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Calderón de León.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Romeo Adolfo Tobar Zuleta** con carné No. **200614900**, de la Carrera de Ingeniería Civil, , procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO XALAMÁ, ALDEA PIXABAJ Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA MIRALINDA, BARRIO EL CARMEN, SOLOLÁ, SOLOLÁ”**.

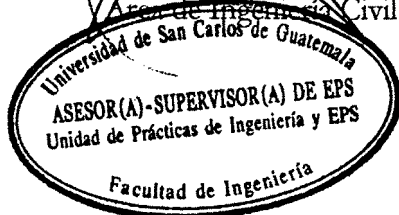
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

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



c.c. Archivo
SJRS/ra



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala,
22 de mayo de 2013

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO XALAMÁ, ALDEA PIXABAJ Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA MIRALINDA, BARRIO EL CARMEN, SOLOLÁ, SOLOLÁ, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Romeo Adolfo Tobar Zuleta, con Carnet No. 200614900, 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,

ID Y ENSEÑADA TODOS

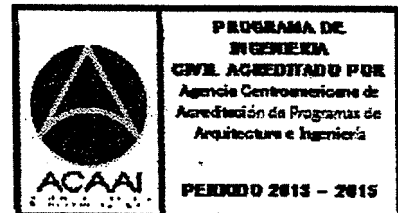
Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
Revisor por el Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





Guatemala, 31 de mayo de 2013

Ref.EPS.D.416.05.13

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

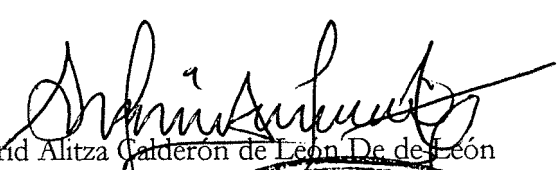
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO XALAMÁ, ALDEA PIXABAJ Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA MIRALINDA, BARRIO EL CARMEN, SOLOLÁ, SOLOLÁ"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Romeo Adolfo Tobar Zuleta**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

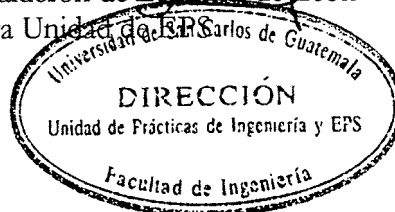
Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte del Asesor - Supervisor de EPS, en mi calidad de Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Sigríd Alitza Calderón de León De de León
Directora Unidad de EPS



SACdL/ra



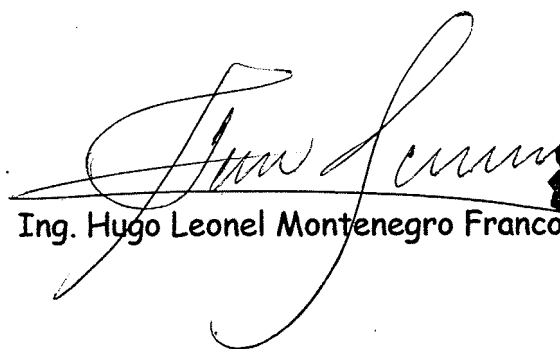
USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Silvio José Rodríguez Serrano y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Sigríd Alitza Calderón de León De de León, al trabajo de graduación del estudiante Romeo Adolfo Tobar Zuleta, titulado DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO XALAMÁ, ALDEA PIXABAJ Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA MIRALINDA, BARRIO EL CARMEN, SOLOLÁ, SOLOLÁ, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

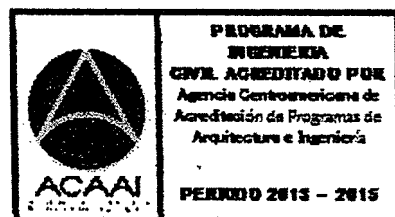

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, junio 2013

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua



Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

DTG. 465.2013

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO XALAMÁ, ALDEA PIXABAJ Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA MIRALINDA, BARRIO EL CARMEN, SOLOLÁ, SOLOLÁ,** presentado por el estudiante universitario **Romeo Adolfo Tobar Zuleta,** autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
Decano en Funciones

Guatemala, 2 de julio de 2013

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Por ser una fuente de sabiduría y haberme iluminado en todo momento.
- Mis padres** José Romeo Tobar y Leticia de Tobar, este logro no hubiera sido posible sin la motivación y el apoyo que siempre me brindaron.
- Mi hermana** Carolina Tobar, por su apoyo y cariño.
- Mi sobrino** Esteban Ayala, con especial cariño.

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Por permitirme llegar hasta este momento y no desampararme nunca, superando los obstáculos y dificultades durante mi carrera.
Mis padres	Por su apoyo económico y emocional que en todo momento me han brindado, especialmente a mi madre Leticia de Tobar, por haberme enseñado a poner mi confianza en Dios.
Mi hermana	Carolina Tobar, por su apoyo a lo largo de la carrera.
Ing. Silvio José Rodríguez Serrano	Por su paciencia, asesoría y sus aportes para mi crecimiento profesional.
Tía Grace Cifuentes	Por estar siempre pendiente de mí.
Mis amigos	Por su amistad y apoyo, especialmente a Gabriel Orantes, Eddie Castro, Osman Santos, Sara Rivera y Edgar Rodas.
Municipalidad de Sololá	Por darme la oportunidad de realizar el Ejercicio Profesional Supervisado, especialmente al Ing. Julio Ajcalón, Miguel Meletz, Noé Chiroy y Arodi López, por su apoyo.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XI
RESUMEN.....	XV
OBJETIVOS.....	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía del caserío Xalamá, aldea Pixabaj y colonia Miralinda barrio El Carmen	1
1.2. Características físicas.....	2
1.2.1. Ubicación y localización.....	2
1.2.2. Colindancias	2
1.2.3. Clima	4
1.2.4. Población y demografía	4
1.3. Características de infraestructura	5
1.3.1. Vías de acceso	5
1.3.2. Servicios públicos	6
1.3.2.1. Salud	6
1.3.2.2. Educación	6
1.3.2.3. Energía eléctrica.....	7
1.3.2.4. Agua potable.....	7
1.4. Características socioeconómicas	7
1.4.1. Actividad económica.....	7
1.4.2. Idioma y religión.....	8

1.5.	Descripción de las necesidades.....	8
1.6.	Evaluación y priorización de necesidades.....	9
2.	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL.....	11
2.1.	Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío Xalamá, aldea Pixabaj, Sololá	11
2.1.1.	Descripción del proyecto	11
2.1.2.	Aforo, dotación y tipo de servicio.....	12
2.1.3.	Tasa de crecimiento poblacional	13
2.1.4.	Período de diseño y población futura	14
2.1.5.	Factores de consumo y caudales.....	15
2.1.5.1.	Caudal medio diario	15
2.1.5.2.	Caudal máximo diario.....	16
2.1.5.3.	Caudal máximo horario	16
2.1.6.	Calidad del agua y sus normas	17
2.1.6.1.	Análisis bacteriológico.....	18
2.1.6.2.	Análisis físico-químico.....	18
2.1.7.	Ecuaciones, coeficientes y diámetros de tuberías...	19
2.1.8.	Levantamiento topográfico	19
2.1.8.1.	Planimetría	19
2.1.8.2.	Altimetría	19
2.1.9.	Diseño hidráulico del sistema.....	20
2.1.9.1.	Tanque de almacenamiento.....	20
2.1.9.1.1.	Volumen de almacenamiento.....	21
2.1.9.1.2.	Diseño estructural del tanque	21
2.1.9.2.	Diseño de la línea de conducción.....	37
2.1.9.3.	Red de distribución.....	42

	2.1.9.3.1.	Sistema de desinfección.....	49
	2.1.9.4.	Válvulas	51
	2.1.9.5.	Obras de arte.....	51
	2.1.9.5.1.	Caja rompe presión	52
	2.1.9.5.2.	Pasos aéreos.....	52
	2.1.9.5.3.	Conexiones domiciliarias.....	76
2.1.10.		Elaboración de planos	76
2.1.11.		Elaboración de presupuesto	78
2.1.12.		Programa de operación y mantenimiento	80
2.1.13.		Propuesta de tarifa	84
2.1.14.		Evaluación de impacto ambiental	84
2.1.15.		Evaluación socioeconómica.....	88
	2.1.15.1.	Valor Presente Neto (VPN).....	88
	2.1.15.2.	Tasa Interna de Retorno (TIR).....	89
2.2.		Diseño del sistema de alcantarillado sanitario para la colonia Miralinda, barrio El Carmen, Sololá.....	90
2.2.1.		Descripción del proyecto	90
2.2.2.		Levantamiento topográfico	91
2.2.3.		Diseño del sistema	91
	2.2.3.1.	Descripción del sistema a utilizar.....	92
	2.2.3.2.	Período de diseño.....	92
	2.2.3.3.	Población de diseño	92
	2.2.3.4.	Dotación de agua potable	93
	2.2.3.5.	Factor de retorno	94
	2.2.3.6.	Factor de Harmond.....	94
	2.2.3.7.	Caudal sanitario.....	95
	2.2.3.7.1.	Caudal domiciliar	95

2.2.3.7.2.	Caudal de infiltración.....	96
2.2.3.7.3.	Caudal por conexiones ilícitas	97
2.2.3.7.4.	Caudal comercial	100
2.2.3.8.	Factor de caudal medio	101
2.2.3.9.	Caudal de diseño	101
2.2.3.10.	Selección del tipo de tubería	102
2.2.3.11.	Diseño de secciones y pendientes	103
2.2.3.11.1.	Diseño de secciones ...	104
2.2.3.11.2.	Diseño de pendientes .	106
2.2.3.12.	Velocidades máximas y mínimas	106
2.2.3.13.	Cotas Invert.....	107
2.2.3.14.	Pozos de visita	108
2.2.3.15.	Conexiones domiciliarias.....	109
2.2.3.16.	Profundidad de tubería	110
2.2.3.17.	Principios hidráulicos.....	111
2.2.3.17.1.	Relaciones hidráulicas	114
2.2.3.18.	Especificaciones técnicas.....	116
2.2.3.19.	Ejemplo de diseño de tramo.....	120
2.2.4.	Estudio de impacto ambiental	126
2.2.4.1.	Estudio de impacto ambiental inicial ..	126
2.2.5.	Propuesta de tratamiento	129
2.2.5.1.	Diseño de fosa séptica	133
2.2.5.2.	Dimensionamiento de los pozos de absorción.....	136
2.2.6.	Elaboración de planos finales.....	138
2.2.7.	Presupuesto y cronograma	138
2.2.8.	Evaluación socioeconómica	140
2.2.8.1.	Valor Presente Neto (VPN)	141

2.2.8.2. Tasa Interna de Retorno (TIR).....	141
CONCLUSIONES	143
RECOMENDACIONES.....	145
BIBLIOGRAFÍA.....	147
APÉNDICES	149
ANEXOS	151

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Ubicación caserío Pixabaj, aldea Xalamá	3
2.	Ubicación colonia Miralinda, barrio El Carmen.....	3
3.	Diagrama de momentos de losa superior del tanque	24
4.	Diagrama de cuerpo libre de las presiones	30
5.	Diagrama de presiones bajo la base del muro	32
6.	Sección del tanque de almacenamiento.....	37
7.	Planta de tramo E-29 a E-30.1	43
8.	Diagrama del cable en suspensión	56
9.	Esquema de tensiones.....	59
10.	Corte simple en la zapata.....	70
11.	Corte ponzonante en la zapata	71
12.	Intensidad de lluvia 20 minutos y Tr de 30 años	99
13.	Gráfica de relaciones hidráulicas	115

TABLAS

I.	Población del caserío Xalamá	4
II.	Población del barrio El Carmen.....	5
III.	Aforo de los nacimientos	12
IV.	Distribución de momentos respecto al punto A	30
V.	Tensión en el cable para diferentes valores de flechas.....	57
VI.	Altura de péndolas	62
VII.	Áreas y diámetros de acero	66

VIII.	Resumen de precios unitarios	79
IX.	Cronograma	79
X.	Matriz de correlación de impacto ambiental.....	87
XI.	Dotación de agua según área y tipo de conexión	94
XII.	Coeficientes de rugosidad de Manning.....	106
XIII.	Profundidad mínima de cota Invert (m).....	110
XIV.	Ancho libre de zanja según profundidad y diámetro (cm)	111
XV.	Matriz de correlación de impacto ambiental para sistema de alcantarillado sanitario	127
XVI.	Resumen de precios unitarios	139
XVII.	Cronograma	140

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
As	Área de acero
As_{min}	Área de acero mínimo
A_{tributaria}	Área tributaria
b	Banda o ancho del elemento en sección
Cm	Carga muerta
CU	Carga última
CV	Carga viva
Q	Caudal a sección llena
q	Caudal de diseño
D	Diámetro de tubería
Fcu	Factor de carga última
Hab	Habitantes
Ha	Hectárea
Kg	Kilogramo
Lts/hab/día	Litros habitante día
Lts/s	Litros por segundo
m²	Metros cuadrados
m³	Metros cúbicos
M	Momento
M_{cm}	Momento inducido por carga muerta
M_{cv}	Momento inducido por carga viva
S	Pendiente
d	Peralte efectivo

PV	Pozo de visita
q/Q	Relación de caudales
d/D	Relación de diámetros
y/Y	Relación de tirantes
v/V	Relación de velocidades
m	Relación entre los claros de la losa a/b
F'c	Resistencia a la compresión del concreto
Fy	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo
y	Tirante hidráulico
v	Velocidad de diseño
V	Velocidad del flujo a sección llena

GLOSARIO

Agua potable	Agua sanitariamente segura y agradable a los sentidos.
Agua residual	Desperdicios líquidos y sólidos transportados en agua proveniente de viviendas, establecimientos, industrias y comercios.
Altimetría	Parte de la topografía que tiene como fin medir elevaciones.
Azimuth	Ángulo horizontal referido desde el norte magnético cuyo rango varía de 0° a 360°.
Cargas muertas	Aquellas que incluyen el peso de todos los elementos permanentes en una estructura.
Cargas vivas	Es el peso de los ocupantes, vehículos y toda aquella carga que puede ir variando.
Caudal	Volumen de agua por unidad de tiempo.
Colector	Conjunto de tuberías que se utilizan para la conducción de aguas residuales.

Conexión domiciliar	Tubería que conduce el agua residual de la vivienda hasta el frente de esta, donde se encuentra la candela municipal, conectándose al colector principal.
Cota de terreno	Es la elevación de terreno en un punto determinado
Cotas Invert	Elevación que indica la distancia desde la rasante del terreno hacia la parte inferior de la tubería.
Densidad de vivienda	Relación existente entre número de viviendas por unidad de área.
Descarga	Lugar donde se depositarán las aguas residuales provenientes del colector.
Desinfección	Eliminación de bacterias patógenas que existen en el agua.
Dotación	Cantidad de agua necesaria para consumo requerida por una persona en un día.
Esfuerzo	Intensidad de fuerza por unidad de área.
Estaciones	Cada uno de los puntos en donde se coloca el instrumento topográfico.

Especificaciones	Normas técnicas de construcción con disposiciones especiales, de acuerdo a las características y tipo de proyecto, son de carácter específico bajo estándares de calidad y seguridad.
Perfil	Visualización en el plano de la superficie del suelo según la elevación.
Piezométrica	Línea geométrica que representa la altura a la que el agua llegaría si se colocaran piezómetros.
Pozo de visita	Estructura de un sistema de alcantarillado que permite el acceso al colector y permitir el mantenimiento del sistema.
Presión	Intensidad de fuerza por unidad de superficie.
Tirante	Altura de las aguas residuales dentro de una tubería.
Tramo	Espacio entre dos pozos de visita.
Valor soporte	Capacidad del suelo para resistir cargas por unidad de área.

RESUMEN

El caserío Xalamá de la aldea Pixabaj se encuentra ubicado al norte del departamento de Sololá. Como resultado de la fase de investigación se ha determinado que el problema principal es la falta de agua potable, para el cual se diseñó un sistema de agua potable por gravedad, tomando en cuenta todos los lineamientos básicos contenidos en la guía para el diseño y abastecimiento de agua potable a zonas rurales proporcionado por el INFOM y de esa forma, mejorar la calidad de vida de dicha población.

El sistema de agua potable está conformado por una línea de conducción de 1 309 metros lineales y una red de distribución de 3 095 metros lineales utilizando tubería PVC y HG en un paso aéreo de 100 metros de longitud. Debido a las características topográficas y densidad de vivienda, el diseño de la línea de conducción fue por gravedad y la red de distribución fue realizada por ramales abiertos para satisfacer 77 conexiones prediales.

Para la colonia Miralinda del barrio El Carmen se determinó que la prioridad es el diseño y la construcción de un sistema de alcantarillado sanitario, ya que la colonia no cuenta con alcantarillas y algunos vecinos utilizan pozos ciegos, provocando un manejo inadecuado de las aguas residuales, ya que estos pozos pueden contaminar el manto freático.

Para ambos proyectos se tomó en cuenta el período de diseño para asegurar que prestaran el servicio adecuadamente durante su vida útil. Con los cálculos y el diseño realizado se elaboró el juego de planos y presupuesto de cada uno, para la futura ejecución de los mismos.

OBJETIVOS

General

Diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío Xalamá y sistema de alcantarillado sanitario para la colonia Miralinda del barrio El Carmen, municipio de Sololá, departamento de Sololá.

Específicos

1. Desarrollar un diagnóstico sobre las necesidades de servicios del caserío Xalamá, aldea Pixabaj y de la colonia Miralinda, barrio El Carmen.
2. Capacitar a los miembros del comité de la colonia Miralinda y del caserío Xalamá, sobre aspectos de operación y mantenimiento del sistema de alcantarillado y abastecimiento de agua.
3. Aplicar los conocimientos adquiridos en la carrera de Ingeniería Civil en beneficio de la población de Sololá.
4. Contribuir con el desarrollo de los habitantes proporcionando planos y presupuestos necesarios para la ejecución de los proyectos.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de graduación es producto del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, el cual contiene el desarrollo de los proyectos realizados en el caserío Xalamá de la aldea Pixabaj y en la colonia Miralinda, barrio El Carmen pertenecientes al municipio de Sololá del departamento de Sololá.

Está conformado por dos fases, la primera contiene la fase de investigación donde se describe el aspecto monográfico del municipio en general, así como un diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos resaltando la necesidad de agua potable en el caserío Xalamá y alcantarillado sanitario en el barrio El Carmen.

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

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del caserío Xalamá, aldea Pixabaj y colonia Miralinda barrio El Carmen

La comunidad de Xalamá se empezó a poblar en 1975 ubicada en la parte alta de la aldea Pixabaj, al norte de Los Encuentros.

Los primeros pobladores se asentaron en el lugar por medio del centro religioso y debido a la distancia hacia la escuela. Desde su llegada trabajaron en la agricultura, produciendo trigo, papa y maíz.

Desde su formación, la comunidad de Xalamá pertenece a la aldea Pixabaj municipio y departamento de Sololá.

La ciudad de Sololá fue fundada en 1547 y el barrio El Carmen surgió desde que la cabecera departamental se dividió en barrios. El nombre del barrio Del Carmen, se debió en honor a la madre Carmelita el cual comprende la 1ra. y 6ta. av. entre 12 y 16 calle de la zona 1 sur poniente de la ciudad de Sololá, antiguamente lo conocían por Virgen del Carmen.

El barrio El Carmen empezó a poblarse aproximadamente entre los años 1900 a 1930, las primeras familias, entre los que se recuerdan fueron: la familia Ralón, Iboy, Can, Chipín, Mendoza y Ajcalón.

1.2. Características físicas

Son factores que definen y diferencian físicamente a un lugar, tales como: ubicación, colindancias, clima, población, etc.

1.2.1. Ubicación y localización

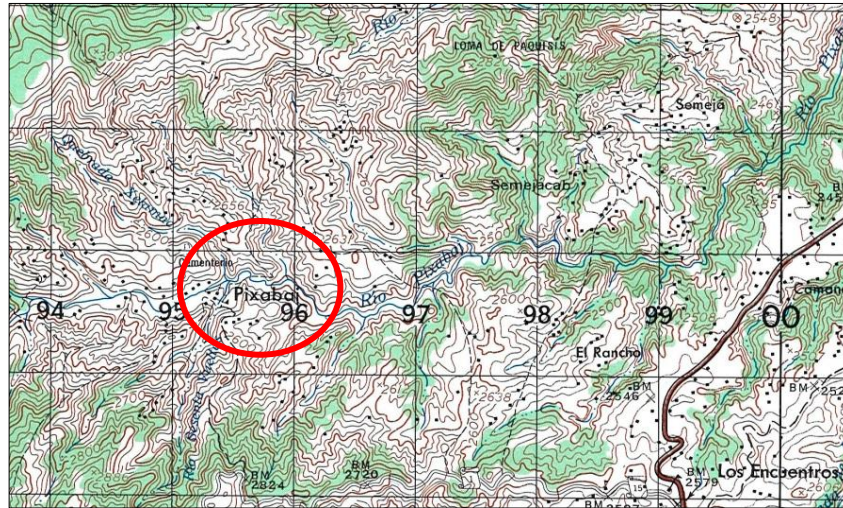
El caserío Xalamá, aldea Pixabaj se encuentra en el área noreste del municipio de Sololá a una distancia de 16 kilómetros de la cabecera municipal y a 133 kilómetros de la ciudad capital. Situada a 2 640 metros sobre el nivel del mar en las coordenadas latitudinales 14° 52' 42" norte y longitudinales 91° 11' 12" oeste.

El barrio El Carmen, ciudad de Sololá se encuentra en el área suroriente del municipio de Sololá. Situada a 2 113.50 metros sobre el nivel del mar en las coordenadas latitudinales 15° 34' 25" norte y longitudinales 91° 13' 30" oeste.

1.2.2. Colindancias

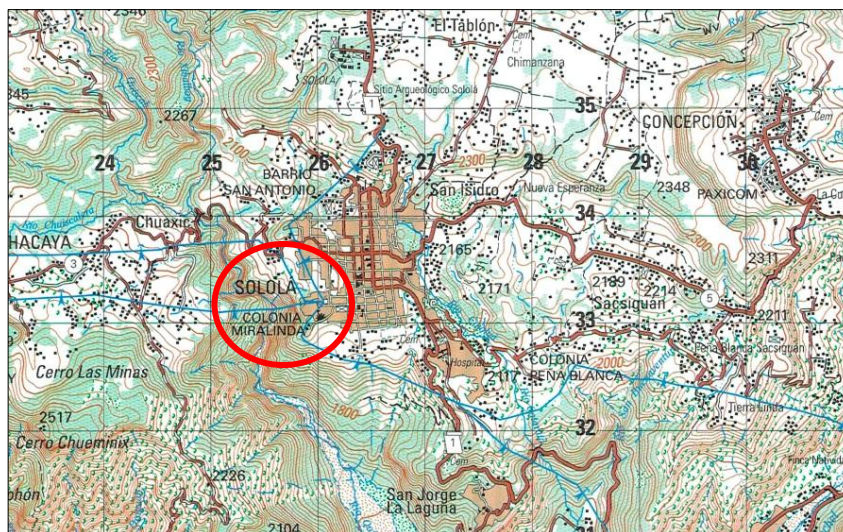
- El caserío Xalamá, aldea Pixabaj colinda al norte con el departamento de Totonicapán, al oeste con caserío Chuicacaste Pixabaj, al sur con caserío Central Pixabaj y al este con caserío Paquisis Pixabaj pertenecientes al municipio y departamento de Sololá.
- El barrio El Carmen se localiza al sur oriente de la ciudad, se delimita entre la 6ª y 10 avenida, calle de la zona 1, comprende la colonia Miralinda al poniente, al sur sector panorama, colinda al oriente con la 5ta avenida de por medio con el barrio San Bartolo y al norte 10 avenida calle con el barrio San Antonio.

Figura 1. **Ubicación caserío Pixabaj, aldea Xalamá**



Fuente: Instituto Geográfico Nacional.

Figura 2. **Ubicación colonia Miralinda, barrio El Carmen**



Fuente: Instituto Geográfico Nacional.

1.2.3. Clima

El clima de la región es, generalmente frío y húmedo, según la estación meteorológica 190103 del Instituto Nacional de Sismología, Meteorología e Hidrología INSIVUMEH, que es la más cercana denominada Santa María El Tablón, ubicada en las coordenadas 14°38'05" de latitud norte, 91°8'26" de longitud oeste y con una elevación de 1 562 metros.

La temperatura promedio existente oscila entre 9,1 y 19,7 °C; la media es de 15°C; la temperatura absoluta fluctúa entre 0,5 y 23,9 °C. La temporada de lluvias se contempla entre los meses de mayo y octubre y un período de canícula a mediados o a finales del mes de julio extendiéndose a principios de agosto.

1.2.4. Población y demografía

El caserío Xalamá, aldea Pixabaj cuenta con una población de 781 habitantes, según el censo realizado en el 2008 por el Centro de Salud de Sololá y se distribuye según edades y sexo, tal como se muestra en la tabla I:

Tabla I. **Población del caserío Xalamá**

Rango edad	Mujeres	Hombres	Total	%
De 0 a 29 días	2	1	3	0,38
De 29 días a1 año	14	13	27	3,46
De 1 a 9 años	119	114	233	29,83
De 9 a 20 años	92	87	179	22,92
De 20 a 49 años	135	129	264	33,8
49 o más	38	37	75	9,6
Total	400	381	781	100

Fuente: Centro de Salud de Sololá 2008.

El barrio El Carmen, ciudad de Sololá cuenta con una población aproximada de 1 819 habitantes, la cual se distribuye según edades y sexo tal como se muestra en la tabla II:

Tabla II. **Población del barrio El Carmen**

Rango edad	Mujeres	Hombres	Total	%
De 0 a 29 días	4	2	6	0,32
De 29 días a 1 año	32	13	63	3,46
De 1 a 9 años	273	114	540	29,69
De 9 a 20 años	215	87	422	23,2
De 20 a 49 años	313	129	613	33,7
49 o más	90	37	175	9,62
Total	930	889	1 819	100

Fuente: Centro de Salud de Sololá, 2008.

1.3. Características de infraestructura

Se denomina infraestructura al conjunto de elementos técnicos, servicios e instalaciones que se consideran necesarios para el desarrollo económico y de calidad de vida de un lugar, y permitir que este pueda ser habitado.

1.3.1. Vías de acceso

Las vías de acceso para el caserío Xalamá es la ruta CA-1 occidente conocida también, como carretera Interamericana hasta llegar a Los Encuentros y luego la ruta Nacional RN-1 norte.

Para el barrio El Carmen es la carretera Interamericana CA-1, hasta llegar al kilómetro 130 para luego tomar la ruta Nacional RN-1 sur, en la

intersección denominada La Cuchilla que conduce hacia la cabecera departamental ubicada en el kilómetro 140.

1.3.2. Servicios públicos

Conjunto de prestaciones o servicios reservados en cada lugar que tienen como finalidad ayudar a las personas a darle una mejor calidad de vida, entre ellos se pueden mencionar los siguientes:

1.3.2.1. Salud

El caserío Xalamá no cuenta con un Centro de Salud. Por lo tanto asisten al de la comunidad más cercana caso de necesitarlo.

En el barrio El Carmen, el Centro de Salud de Sololá se encuentra ubicado a pocas cuadras, ya que es parte del casco urbano.

1.3.2.2. Educación

El caserío Xalamá cuenta con un edificio escolar, en donde se imparte la primaria completa en jornada matutina y vespertina. Existe también, una junta escolar, una organización civil integrada por padres de familia de los alumnos inscritos y tiene como objetivo interactuar efectivamente en el proceso educativo de la comunidad.

El barrio El Carmen cuenta con la mayor cantidad de centros educativos, los cuales facilitan el proceso de enseñanza a la población estudiantil para los niveles de pre primarios, básicos y diversificados.

1.3.2.3. Energía eléctrica

El caserío Xalamá cuenta con energía eléctrica en cada vivienda, además de alumbrado público.

La colonia Miralinda del barrio El Carmen, también cuenta con energía eléctrica, proveyendo de iluminación a sus calles y de esa forma resaltar la seguridad y el bienestar de la población.

1.3.2.4. Agua potable

El agua potable es un servicio que en el caserío Xalamá es muy escaso. Existen pocas viviendas que sí cuentan con dicho recurso, extrayéndolo de pozos artesanales u otros nacimientos por medio de tuberías, pero por el crecimiento poblacional este ya no es suficiente.

La colonia Miralinda del barrio El Carmen sí cuenta con servicio de agua, proveniente de varios tanques de almacenamiento, ubicados en mismo casco urbano.

1.4. Características socioeconómicas

Las características socioeconómicas son el estudio de la población en general, especialmente su dinámica y desarrollo en función de su economía.

1.4.1. Actividad económica

En el caserío Xalamá, normalmente, el hombre es el responsable de conseguir el gasto de la familia y lo hace de muchas maneras, principalmente

de actividades agrícolas, artesanías y comercio. Lamentablemente, en el caserío no existen mercados para la comercialización agrícola, provocando un obstáculo al desarrollo económico de la comunidad, mientras que en la colonia Miralinda del barrio El Carmen, las personas se dedican a diferentes clases de actividades comerciales, ya que por la ubicación en la cabecera, el mercado sigue siendo un medio de comercialización que ayuda a generar ingresos económicos.

1.4.2. Idioma y religión

El 100 por ciento de la población del caserío Xalamá es de ascendencia maya kaqchikel, por lo tanto el idioma materno del caserío Xalamá es el Kaqchikel y un poco castellano.

La espiritualidad y religiosidad de la comunidad se presenta de forma variada, representadas por los Ajq'ij o guías espirituales y lugares sagrados. Pero, también existen expresiones religiosas cristianas como la evangélica y la católica las cuales son representadas en la comunidad por los feligreses, las iglesias, los catequistas, pastores y agrupaciones relacionadas.

En el barrio El Carmen, la mayoría de la población es monolingüe, hablante del Idioma Kaqchikel y castellano, cuya religiosidad se presenta de forma variada, existiendo católicos y evangélicos.

1.5. Descripción de las necesidades

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

- La falta de un relleno sanitario, debido a que el crecimiento de la población se ha incrementado y por lo tanto, también los desechos sólidos, exponiendo a la población a una mayor contaminación en el ambiente.
- La ausencia de un muro de contención en algunas zonas de la carretera que conduce a la comunidad, ya que está en constante riesgo ante deslaves debido a su ubicación topográfica.
- La escasez de agua potable hace que algunos vecinos se arriesguen al consumir agua que no es sanitariamente segura.

Las necesidades observadas en la colonia Miralinda barrio El Carmen, son las siguientes:

- Falta de acceso en algunas calles debido a la falta de pavimento hacen difícil el acceso, especialmente en tiempo de invierno.
- La falta de un muro en las últimas viviendas del sector de la colonia hacen que los habitantes estén expuestos a derrumbes y deslaves.
- La carencia de un sistema de drenaje en la colonia Miralinda expone a la contaminación ambiental del barrio.

1.6. Evaluación y priorización de necesidades

Con la colaboración del comité de desarrollo de la comunidad del caserío Xalamá se priorizaron necesidades básicas, para proponer una solución, la cual consistió en el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable, por

ser este un servicio básico y de vital importancia y evitar de esta forma que la población, padezca enfermedades gastrointestinales por consumir agua contaminada.

En la colonia Miralinda se observó que la principal necesidad es el sistema de alcantarillado sanitario, para minimizar la contaminación en pleno casco urbano y así elevar el nivel de vida de la comunidad. Como segunda prioridad está el adoquinamiento de las calles, para un mejor acceso a la colonia.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío Xalamá, aldea Pixabaj, Sololá

Para realizar el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable fue necesario tener la mayor cantidad de información acerca del caserío Xalamá, en caso de no contar con cierta información, se necesita utilizar la guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales, ya que esta presenta los lineamientos básicos y parámetros que serán de gran ayuda para el diseño adecuado de dicho sistema.

2.1.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en diseñar un sistema de abastecimiento de agua potable, con el objetivo de mejorar las condiciones de vida de los habitantes del caserío Xalamá. El cual cuenta con cuatro fuentes ubicadas en la parte alta de la montaña. Por esa razón el sistema de abastecimiento, será por gravedad, este abastecerá a 77 viviendas. El planteamiento general es utilizar el caudal máximo horario necesario para satisfacer a la población futura en 22 años.

El sistema cuenta con tres cajas unificadoras de caudales, ubicadas en las estaciones E-9, E-39 y E-62, unificando los nacimientos gradualmente a lo largo de la línea de conducción la cual finaliza en la estación E-134 en donde se ubica el tanque de distribución de 40 metros cúbicos, Contando con un sistema de hipoclorador.

A partir de esa estación da inicio la red de distribución de ramales abiertos, ya que las viviendas se encuentran dispersas unas de otras, dando como resultado una distancia total de 4,4 kilómetros.

2.1.2. Aforo, dotación y tipo de servicio

Para el aforo se determinó el caudal de las cuatro fuentes, en este caso empleando el método volumétrico que consiste en tomar el tiempo que tarda en llenarse un recipiente de volumen conocido para hallar el caudal. Para mayor precisión se realizaron 3 lecturas. Los resultados se muestran en la tabla III:

Tabla III. **Aforo de los nacimientos**

Fuente	Vol (Its)	Tiempo promedio (s)	Caudal (Its/s)
Nacimiento 1	18,9	177,33	0,11
Nacimiento 2	18,9	200,82	0,09
Nacimiento 3	18,9	8,793	2,15
Nacimiento 4	18,9	498,57	0,04

Fuente: elaboración propia.

La dotación de agua es la cantidad de agua asignada a cada habitante, expresada en Its / hab / día. Para determinar la dotación se consideran todos los consumos de los servicios y las pérdidas físicas, clima y actividad productiva. Según la Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales, dice que para un servicio mixto de llenacántaros y conexiones prediales la dotación debe estar entre 60 a 90 litros, por esa razón, para este proyecto se adoptó una dotación de 70 Its/ hab/ día.

2.1.3. Tasa de crecimiento poblacional

El crecimiento poblacional o demográfico es el cambio en la población en un cierto plazo, y puede ser cuantificado como el cambio en el número de individuos en una población usando tiempo por unidad para su medición. El departamento de Sololá presenta una de las mayores tasas de crecimiento poblacional, especialmente en las aldeas y caseríos, pero por no tener fuente estadística exacta la tasa de crecimiento, se tomará la del departamento de Sololá.

- La población departamental del Censo Nacional de 2002= 307 661
- La población departamental del Censo Nacional de 2011= 437 145

$$r = \frac{P \text{ actual}}{P \text{ último censo}}^{1/n} - 1$$

Donde:

P actual = población actual o presente

P último censo = población del último censo

n = perdido entre censos

$$r = \frac{437\ 145}{307\ 661}^{1/9} - 1 = 0,039 \approx 3,98 \%$$

2.1.4. Período de diseño y población futura

El período de diseño se refiere al número de años para el cual el sistema va a proporcionar un servicio satisfactorio a la población. Es recomendable que este no sea menor a 20; además, se debe contemplar un período adicional por concepto de planificación, financiamiento, diseño y construcción, aproximadamente de 2 años; por lo que en este proyecto se tomó un período de diseño de 22 años.

Para la población futura se utilizó el método geométrico, por considerarse el más aproximado para estimar el crecimiento de poblaciones en países en vías de desarrollo. Para el efecto, se utiliza la población actual que se registró en el caserío.

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

Donde:

Pf = población Futura

Po = población actual

r = tasa de crecimiento

n = período de diseño

Sustituyendo:

$$Pf = 616 \left(1 + \frac{3,98}{100}\right)^{22} = 1\,454$$

$$Pf = 1\,454 \text{ habitantes}$$

2.1.5. Factores de consumo y caudales

Un caudal es el volumen de agua en un tiempo determinado, normalmente son expresados en litros por segundo, los cuales dependiendo de qué tipo de caudal son, se multiplican por un factor, cuyos valores están regidos por las normas y dependen del número de población futura, estos factores se les llama factores de consumo. Estos son los valores que se utilizan para aproximarse a un valor más probable de consumo, tomando en cuenta que el sistema a diferentes horas del día, la cantidad de agua consumida es variable.

2.1.5.1. Caudal medio diario

Es lo que se consume en un día por una población, saliendo como promedio de los consumos diarios en un período de un año, pero como no se tienen registros, se calcula de la población futura y dotación asignada en un día, para su cálculo se utiliza la siguiente fórmula:

$$Q_{med} = \frac{Pf * dotación}{86\ 400}$$

Donde:

Q_{med} = caudal medio

Pf = población futura

Dotación en lts / hab / día

$$Q_{med} = \frac{1\ 454 * 70}{86\ 400} = 1,17 \text{ lts/s}$$

2.1.5.2. Caudal máximo diario

El consumo máximo diario será el resultado de multiplicar el consumo medio diario por un factor que oscile entre 1,2 y 1,5 para poblaciones futuras menores de 1 000 habitantes y 1,2 para poblaciones futuras mayores a 1 000 habitantes.

$$Q_{dm} = FDM * Q_{med}$$

Donde:

Q_{dm} = caudal máximo diario

Q_{med} = caudal medio

FDM = factor de día máximo

$$Q_{dm} = 1,2 * 1,17$$

$$Q_{dm} = 1,41 \text{ lts/s}$$

2.1.5.3. Caudal máximo horario

También se le conoce como caudal de distribución, debido a que es el utilizado para diseñar líneas de distribución.

Se determina multiplicando el consumo medio diario por el factor 3 para poblaciones futuras menores a 1 000 habitantes y factor de 2 para poblaciones futuras mayores a 1 000 habitantes.

En el caso de este estudio la población a servir es mayor a 1 000 habitantes, por esa razón el factor de hora máxima tendrá un valor de 2, aplicándolo en la fórmula quedaría de la siguiente manera

$$Q_{hm} = FHM * Q_{med}$$

Donde:

Q_{hm} = Caudal máximo horario

Q_{med} = Caudal medio

FHM = Factor de hora máxima

$$Q_{dm} = 2 * 1,17$$

$$Q_{dm} = 2,36 \text{ lts/s}$$

2.1.6. Calidad del agua y sus normas

Las fuentes de agua son del tipo nacimiento, en el cual no hay riesgo de contaminación del agua, sin embargo, la calidad del agua puede variar según las estaciones del año. Como el uso del agua será para consumo humano deberá ser sanitariamente segura, careciendo de sabores y olores desagradables.

Esta agua debe cumplir con sus análisis tanto físico-químico como bacteriológico bajo la Normas COGUANOR NGO 29001, y en la toma de muestras bajo COGUANOR NGO 29002 h18 y COGUANOR NGO 29002 h19, dichas normativas son exigidas por el Código de Salud en el artículo 88.

2.1.6.1. Análisis bacteriológico

Este análisis tiene como objetivo verificar si existe contaminación de tipo bacteriano, causada por presencia de materia fecal, lo cual se busca la presencia de la bacteria Escherichia Coli y el Aerobacter Aerógenes.

Según los resultados de la muestra tomada en una de las fuentes se hace la siguiente observación: bacteriológicamente el agua se enmarca en la clasificación 1. Calidad bacteriológica que no exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según las normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.

2.1.6.2. Análisis físico-químico

El objetivo de este análisis es establecer las características físicas apreciables a los sentidos humanos, como: color, olor, turbiedad, sabor y su potencial hidrógeno, el cual indicará su acidez y tendrá que estar en un rango establecido por la norma.

En tanto, a lo que se refiere a los parámetros químicos aceptables en su composición se analizará su dureza, la cantidad de sólidos totales disueltos, así como la presencia de nitritos o nitratos que determinarán la presencia de materia orgánica en descomposición.

Según los resultados de la muestra tomada en la fuente se hace la siguiente observación: desde el punto de vista de calidad física y química, el agua cumple con las normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.

2.1.7. Ecuaciones, coeficientes y diámetros de tuberías

La ecuación o fórmula utilizada para el diseño del sistema fue la de Hazen Williams. Los diámetros a utilizar varían por diferentes factores, pero están comprendidos entre 1 / 2 a 2 1/2 pulgadas.

El sistema de agua se utiliza, normalmente tuberías de cloruro de polivinilo rígido (PVC), utilizando su coeficiente de rugosidad 150 y hierro galvanizado (HG) cuyo coeficiente de rugosidad es 140.

2.1.8. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico proporciona características naturales o artificiales del terreno, realizado con un teodolito FOIF, trípode, dos estadales, metro y personas de la comunidad.

2.1.8.1. Planimetría

Son los trabajos necesarios para representar gráficamente la superficie de la tierra, tomando como referencia el norte para su orientación.

La planimetría se realizó con el método de conservación de azimut, por medio de una poligonal abierta.

2.1.8.2. Altimetría

Consiste en determinar la diferencia de nivel o de elevación entre los diferentes puntos de terreno, haciéndose con el método taquimétrico para la posterior utilización de datos en el diseño hidráulico.

2.1.9. Diseño hidráulico del sistema

El sistema de agua potable es un conjunto de tuberías libres o forzadas que conducen agua desde las obras de captación hasta el tanque de almacenamiento, y del tanque hasta las conexiones domiciliarias, cuyo diseño hidráulico se realizó con base a las pérdidas de carga que se determinaron por la ecuación o fórmula de Hazen Williams.

Utilizará, en su mayoría tubería PVC ya que es económica, fácil de trabajar y de transportar, también tubería HG en lugares donde la tubería no se puede enterrar como en pasos aéreos.

2.1.9.1. Tanque de almacenamiento

La función del tanque de almacenamiento o de distribución es mantener el buen funcionamiento hidráulico y un servicio eficiente; y luego cumplir con el propósito fundamental de compensar variaciones horarias y almacenar cierta cantidad de agua para eventualidades.

La ubicación debe ser un lugar ideal, de tal forma que el agua pueda llegar a todos los puntos de la red. Debe diseñarse para conservar la potabilidad del agua, por lo consiguiente, estar cubierto impidiendo la entrada de lluvia, polvo, animales y otros ajenos al sistema, pero también dejar aberturas para permitir el acceso en casos necesarios, tomando en cuenta un rebalse y un drenaje que permita vaciarlo completamente.

2.1.9.1.1. Volumen de almacenamiento

El volumen del tanque de almacenamiento se calculará de acuerdo con la demanda real de la comunidad. Cuando no se tengan estudios de dichas demandas se tomará en cuenta el criterio de sistemas por gravedad, adoptando entre el 25 y el 40 por ciento del consumo medio diario. Para este proyecto se tomará el 35 por ciento del consumo medio diario y se calculó de la siguiente manera:

$$\text{Vol} = \frac{35 \% * Q_{\text{med}} * 86\ 400}{1\ 000}$$

Donde:

Vol = volumen del tanque

Qmed = caudal medio

$$\text{vol} = \frac{35 \% * 1,17 * 86\ 400}{1\ 000} = 35,38 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}$$

Se diseñará un tanque de 40 m³.

2.1.9.1.2. Diseño estructural del tanque

A continuación se presenta el diseño estructural del tanque de almacenamiento:

- Datos:
 - Densidad del agua= 1 ton/m³

- Peso volumétrico del suelo = 1,4 ton/m³
- Peso volumétrico de la piedra = 2 ton/m³
- Ángulo de fricción linterna fi = 30°
- Esfuerzo ultimo del concreto (f'c) = 210 kg*cm²
- Módulo de fluencia del acero (fy) = 2 810 kg/cm²
- Volumen del tanque = 40 m³
- Valor soporte del suelo = 15 ton/m²

La capacidad o valor soporte del suelo es 15 toneladas por metro cuadrado, y fue tomado de valores según características de los suelos en el municipio de Sololá, descritos por SIG-MAGA, lo cual indica la existencia de suelos volcánicos, con presencia de rocas ígneas metamórficas con suelo tipo Patzite (inclinados con presencia franco arenosa en su superficie).

Diseño de la losa:

- Datos:
 - “a” = lado corto de la losa = 4,15 m
 - “b” = lado largo de la losa = 4,15 m

Relación $a/b = 4,15/4,15 = 1$; como $a/b > 0,5$ la losa debe diseñarse en dos sentidos.

$$\text{Espesor (t)} = \frac{\text{perímetro}}{180} = \frac{4(4,15)}{180} = 0,092$$

Según (ACI) American Concrete Instituto, las losas en dos sentidos deben estar en el rango $0,09 < t < 0,15$

- Integración de cargas

Carga muerta (CM) y carga viva (CV)

$$\text{Peso propio de losa} = 2400 \text{ kg/m}^2 * 0,10 = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso de acabados + sobrecarga} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga muerta (CM)} = 240 \text{ kg/m}^2 + 100 \text{ kg/m}^2 = 340 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva (CV)} = 100 \text{ kg/m}^2$$

Carga última (CU) = 1,7(CV) + 1,4(CM)

$$1,7(\text{CV}) = 1,7(100 \text{ kg/m}^2) = 170 \text{ kg/m}^2$$

$$1,4(\text{CM}) = 1,4(340 \text{ kg/m}^2) = 476 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CU} = 1,7(100 \text{ kg/m}^2) + 1,4(340 \text{ kg/m}^2) = 646 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo de momentos

Para el diseño de la cubierta del tanque de almacenamiento se utilizará una cubierta plana, la cual se diseñará por el método 1 del ACI, por ser una losa discontinua en los cuatro lados.

$$M_{a(+)} = M_{b(+)} = \text{factor} * L^2 * (C_{mu} + C_{vu})$$

$$M_{a(-)} = M_{b(-)} = M(+)/3$$

Sustituyendo valores:

$$M_{a(+)} \text{ cv} = (0,036) * (4,15)^2 * (170 \text{ kg/m}^2) = 105,40 \text{ kg-m}$$

$$M_{b(+)} \text{ cv} = (0,036) * (4,15)^2 * (170 \text{ kg/m}^2) = 105,40 \text{ kg-m}$$

$$M_{a(+)} \text{ cm} = (0,036) * (4,15)^2 * (476 \text{ kg/m}^2) = 295,12 \text{ kg-m}$$

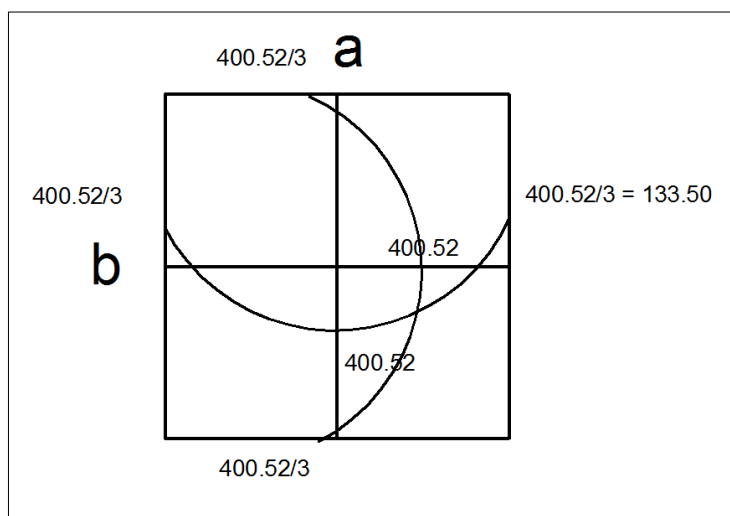
$$M_{b(+)} \text{ cm} = (0,036) * (4,15)^2 * (476 \text{ kg/m}^2) = 295,12 \text{ kg-m}$$

$$M_{a,y b(+)} = (105,40 + 295,12) = 400,52 \text{ kg-m}$$

$$M_{a(-)} = M(+)/3$$

$$M_{a(-)} = (400,52)/3 = 133,50 \text{ kg-m}$$

Figura 3. Diagrama de momentos de losa superior del tanque



Fuente: elaboración propia, con el programa AutoCAD 2010.

- Cálculo del refuerzo:

Se diseñará con un recubrimiento de 2,5 centímetros, para una franja de un metro.

$$D = t - \text{recubrimiento} = 10 - 2,5 = 7,5 \text{ cm}$$

- Área de acero mínimo:

$$A_{smin} = 0,40 \frac{14,1}{F_y} * b * d$$

Donde:

F_y = módulo de fluencia del acero

b = banda de 100 cm de ancho

d = peralte

Sustituyendo:

$$A_{smin} = 0,40 \frac{14,1}{2810} * 100 \text{ cm} * 7,5 \text{ cm} = 1,51 \text{ cm}^2$$

- Acero requerido para los momentos encontrados

Fórmula para hallar la cantidad de acero requerido (A_s) en centímetros cuadrados.

$$A_s = b * d - \frac{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 * f'_c}}{0,85 * f'_c} * \frac{0,85 * f'_c}{f_y}$$

Donde:

A_s = acero requerido en cm^2

M_u = momento último de diseño kg-m

f'_c = esfuerzo último del concreto en kg/cm^2

Fy = módulo de fluencia del acero en kg/cm²

b = banda de 100 cm de ancho

d = peralte = 7,50 cm

Sustituyendo:

$$A_s = 100 * 7,5 - \frac{(100 * 7,5)^2 - \frac{400,52 * 100}{0,003825 * 210}}{2 * 810} = 2,16 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 100 * 7,5 - \frac{(100 * 7,5)^2 - \frac{133,5 * 100}{0,003825 * 210}}{2 * 810} = 1,33 \text{ cm}^2$$

Espaciamientos suponiendo una varilla No.3 grado 40 (0,71 cm²)

$$2,16 \text{ cm}^2 \text{-----} 100 \text{cm}$$

$$0,71 \text{ cm}^2 \text{-----} x$$

$$X = 32 \text{ cm}$$

- Acero por temperatura:

Es el 0,2% del ancho de la banda por el espesor de la losa.

$$A_s = 0,002 * 100 * 10 = 2 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento máximo entre varillas

$$S_{\max} = 3 * (t) = 3 * (0,10) = 0,30 \text{ m}$$

El momento positivo es el que produce mayor cantidad de acero requerido para contrarrestar dicho momento, y sobrepasa la cantidad de acero mínimo, por lo tanto el acero a utilizar debe ser el de momento positivo y el armado necesario será así:

Varillas de acero de 3/8" a cada 0,30 metros en ambos sentidos.

- Chequeo por corte

Corte actuante V_{act}

$$V_{act} = \frac{cu \text{ total} * longitud}{2} =$$

$$V_{act} = \frac{646 \text{kg/m}^2 * 4,15}{2} = 1\ 340,45 \text{ kg}$$

Cálculo de corte máximo resistente del concreto (V_{cr})

$$V_{cr} = 45 \overline{f'_c} * t$$

$$V_{cr} = 45 \overline{210 \text{kg/cm}^2} * 10 \text{cm} = 6\ 521,11 \text{ kg}$$

Como el corte que resiste el concreto es mayor que el corte actuante, el espesor utilizado es adecuado y no necesitara vigas.

- Diseño de muros del tanque

Para el diseño del tanque, por ser de tipo superficial, normalmente el caso crítico es cuando este está lleno de agua hasta el punto de rebalse, pero para mayor seguridad, se asumirá hasta estar lleno a la altura de la parte superior del muro.

Área tributaria de la losa (At)

$$At=(a*b)/4 = (4,15 * 4,15)/4 = 4,30 \text{ m}^2$$

Peso sobre el muro (Ws/m) T/m

Ws/m = peso de la losa + peso de la viga(dimensiones 0,15*0,20)

$$Ws/m = (Cu * At)/L + 1,4(2,4 \text{ T/m}^3 * b*h)$$

$$Ws/m = (0,646\text{kg/m}^2 * 4,30) /4,15 + 1,4(2,4 \text{ T/m}^3 * 0,15*0,20)$$

$$Ws/m = 0,77 \text{ t/m}$$

Fórmula para calcular empuje pasivo (Kp)

$$k_p = \frac{1 + \sin \emptyset}{1 - \sin \emptyset} = \frac{1 + \sin 30^\circ}{1 - \sin 30^\circ} = 3$$

- Cálculo de fuerzas horizontales del muro

Fuerza total del agua (Fa)

$$fa = \frac{1}{2} * \text{densidad del agua} * h^2$$

$$f_a = \frac{1}{2} * 1 \text{ ton/m} * 2,5^2 = 3,13 \text{ ton/m}$$

Fuerza total del suelo (Fs)

$$f_s = \frac{1}{2} * \text{densidad del suelo} * h^2 * \gamma$$

$$f_s = \frac{1}{2} * 1,4 * 1^2 * 3 = 2,10 \text{ ton/m}$$

Momento en pie de muro

Momento agua

$$M_{\text{agua}} = f_a * \frac{h}{3} =$$

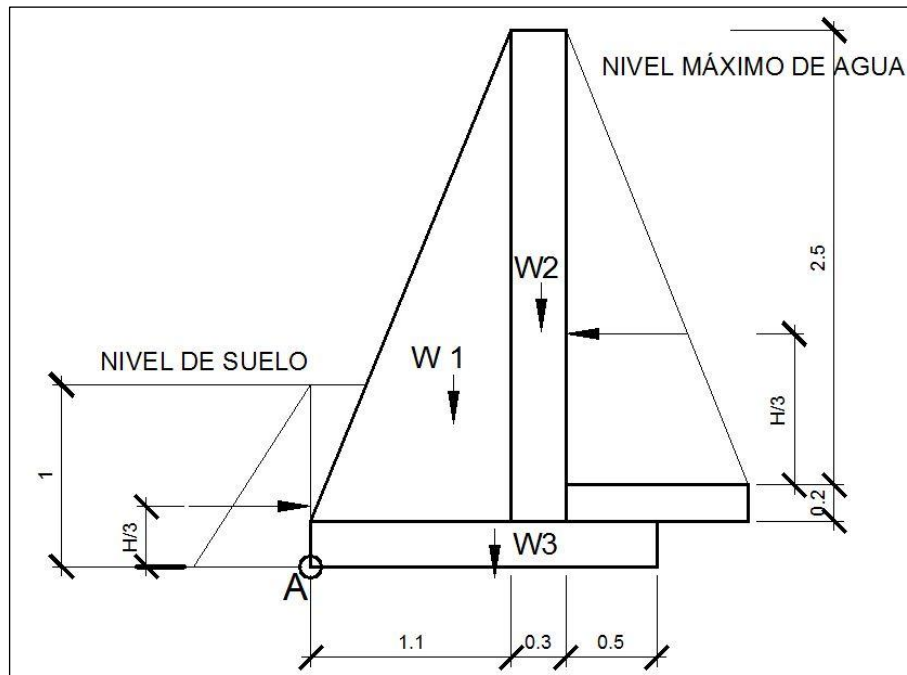
$$M_{\text{agua}} = 3,13 * \frac{2,5}{3} = 2,60 \text{ ton} - \text{m/m}$$

Momento suelo

$$M_{\text{suelo}} = f_s * \frac{h}{3}$$

$$M_{\text{suelo}} = 2,10 * \frac{1}{3} = 0,70 \text{ ton} - \text{m/m}$$

Figura 4. Diagrama de cuerpo libre de las presiones



Fuente: elaboración propia, con el programa AutoCAD 2010.

Tabla IV. Distribución de momentos respecto al punto A

figura	w ton/m	brazo	momentos(t-m/m)
w1	$0,5 \cdot 1,1 \cdot 2,7 \cdot 2 = 2,97$	0,73	2,18
w2	$(0,3 \cdot 2,70) \cdot 2 = 1,62$	1,25	2,03
w3	$(1,7 \cdot 0,25) \cdot 2 = 0,95$	0,95	0,90
w s/m	0,77	1,25	0,96
Wr = 6,31			Mr = 6,07

Fuente: elaboración propia.

- Verificación contra volteo

$$F_{sv} = \frac{MR}{M_{act}} = \frac{M_r + M_{suelo}}{M_{agua}} =$$

Sustituyendo:

$$F_{sv} = \frac{6,07 + 0,70}{2,60} = 2,60 > 1,5$$

- Verificación contra deslizamiento

$$F_{sd} = \frac{FR}{F_{act}} = \frac{F_s + 0,9 \tan \emptyset * W_r}{F_a}$$

Sustituyendo:

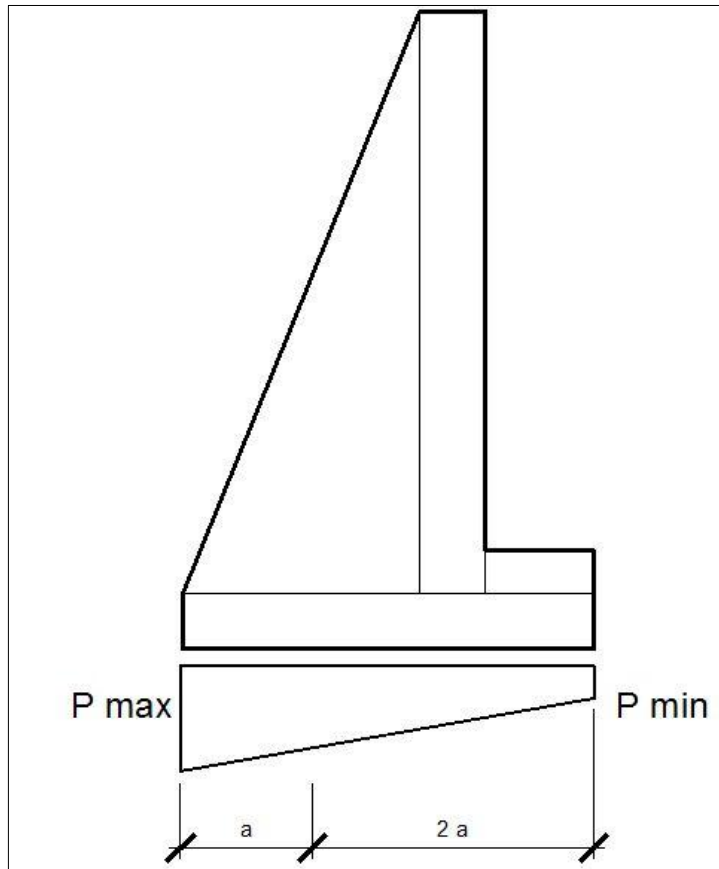
$$F_{sd} = \frac{2,10 + 0,9 \tan 30 * 6,31}{3,12} = 1,72 > 1,50$$

- Verificación de la presión máxima bajo la base del muro

Para verificar la presión que existe bajo la base de los muros se debe observar que no existan presiones negativas, es decir, que en la verificación contra volteo y contra deslizamiento deben ser mayores a 1,50.

Para el análisis es necesario observar el comportamiento de la presión bajo el muro, por medio de un diagrama de presiones como se muestra en la figura 5.

Figura 5. Diagrama de presiones bajo la base del muro



Fuente: elaboración propia, con el programa AutoCAD 2010.

La distancia a , a partir del punto donde actúan cargas verticales está dado por la siguiente fórmula:

$$= \frac{M +}{w} = \frac{M_r + M_{\text{suelo}} - M_{\text{agua}}}{w r}$$

Sustituyendo:

$$a = \frac{6,07 \text{ ton} - \frac{\text{m}}{\text{m}} + 0,70 \text{ ton} - \frac{\text{m}}{\text{m}} - 2,60 \text{ ton} - \frac{\text{m}}{\text{m}}}{6,31 \text{ ton/m}} = 0,66 \text{ m}$$

$$3a = 3 * 0,66 = 1,98 \text{ m} > 1,50$$

Como $1,98 > 1,50$ no existen presiones negativas

- Cálculo de excentricidad

$$e = \frac{\text{longitud de la zapata}}{2} - a$$

Sustituyendo:

$$e = \frac{1,90\text{m}}{2} - 0,66 \text{ m} = 0,29$$

- Cálculo de presiones del terreno

$$P = \frac{wr}{l * b} * 1 \pm \frac{6 * e}{l} =$$

Sustituyendo:

$$P_{\text{max}} = \frac{6,31}{1,90 * 1} * 1 + \frac{6 * 0,29}{1,90} = 6,36 \text{ ton/m}^2$$

$$P_{\min} = \frac{6,31}{1,90 * 1} * 1 - \frac{6 * 0,29}{1,90} = 0,28 \text{ ton/m}^2$$

$P_{\max} = 6,36 \text{ ton/m}^2 < v_s = 15 \text{ ton /m}^2$; no excede el valor soporte del suelo

$P_{\min} = 0,28 \text{ ton/m}^2 > 0$; no existen presiones negativas

- Corte de talón

El corte que resiste el concreto viene dado por la siguiente expresión:

$$V_{cu} = 0,45 \overline{f'_c} * b * d$$

Donde:

b = la base del talón 50 cm

d = t - recubrimiento = 25 cm - 7,5 cm = 17,5 cm

$\overline{f'_c}$ = resistencia última del concreto = 210 kg/cm²

Sustituyendo:

$$V_{cu} = 0,45 \overline{210} * 50 * 17,5 = 5 712,32 \text{ kg/m}$$

- Peso que soporta el talón

Este está constituido por el peso de la losa inferior, su propio peso y el peso del agua.

$$Wt_{cm} = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0,50(0,2+0,25) = 540 \text{ kg/m}$$

$$Wt_{cv} = 1000 \text{ kg/m}^3 * 0,50 * 2,50 = 1\,250 \text{ kg/m}$$

$$WT = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0,50(0,2+0,25) + (1000 \text{ kg/m}^3 * 0,50 * 2,50) = 2\,558 \text{ kg/m}$$

- Corte actuante

$$V_{act} = 1,7 \text{ WT}_{cv} + 1,4 \text{ WT}_{cm}$$

Sustituyendo:

$$V_{act} = 1,7 \cdot 1\,250 \text{ kg/m} + 1,4 \cdot 540 \text{ kg/m} = 2\,881 \text{ kg/m}$$

El corte del concreto V_{cu} es mayor al corte actuante V_{act} en el rostro del talón, por lo tanto, el talón resiste el corte sin necesidad de refuerzo.

- Diseño de losa interior

Se diseña tomando en cuenta el nivel crítico del agua, es decir, que el tanque está lleno y las medidas que se utilizan son las medidas internas del tanque.

- Datos:

- A = 4 m

- B = 4 m

- $H_{llena} = 2,5 \text{ m}$

- Vol = 40 m^3

- Peso del agua sobre la losa (P agua)

Sustituyendo:

$$P \text{ agua} = 40 \text{ m}^3 \cdot (1\,000 \text{ kg/m}^3) = 40\,000 \text{ kg o } 40 \text{ ton}$$

- Presión del agua por metro cuadrado (Wa)

$$W_a = P \text{ agua} / \text{área}$$

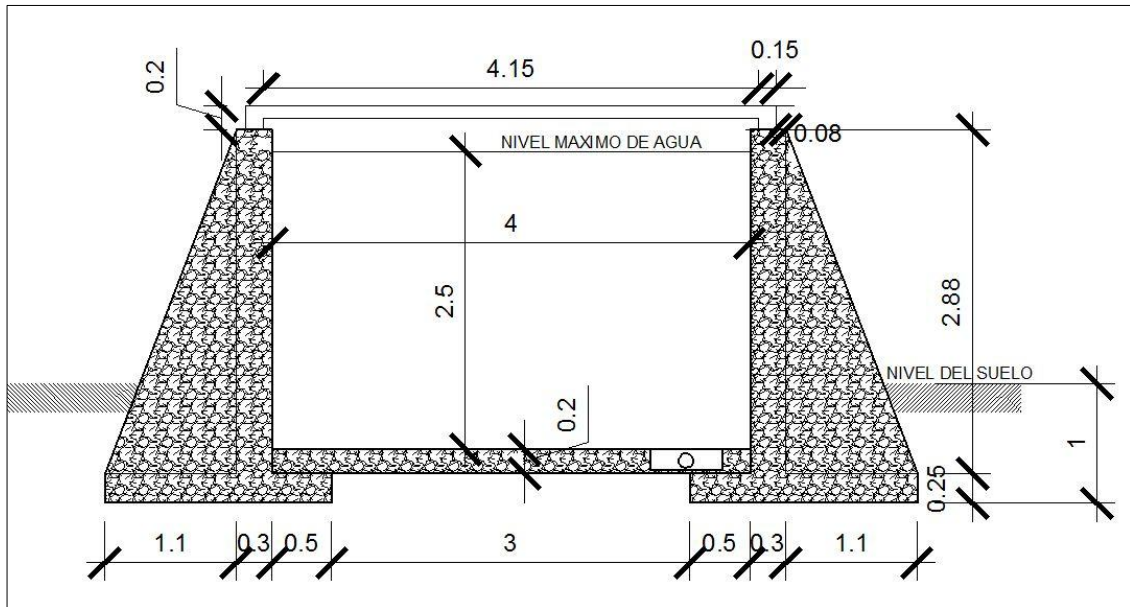
Sustituyendo:

$$W_a = 40 \text{ ton} / (4 \text{ m} * 4 \text{ m}) = 2,5 \text{ ton/m}^2$$

Como la capacidad soporte del suelo es $V_s=15 \text{ ton/m}^2$ y es mayor que la producida por el peso del agua no se requiere refuerzo.

De los cálculos anteriores se puede concluir que el tanque tendrá las dimensiones que se muestran a continuación en la figura 6.

Figura 6. **Sección del tanque de almacenamiento**



Fuente: elaboración propia, con el programa AutoCAD 2010.

2.1.9.2. **Diseño de la línea de conducción**

Es un conjunto de tuberías libres o forzadas que conducen el agua desde las obras de captación hasta el taque de almacenamiento.

Para el diseño de la línea de conducción se considerará, que todo el proyecto funcionara por gravedad; para este caso el diseño debe estar sustentado sobre criterios técnicos y económicos.

Para la línea de conducción por gravedad deben tenerse en cuenta los siguientes criterios:

- Capacidad para transportar caudal deseado
- Carga disponible entre la captación y el tanque de almacenamiento
- Tipo de tubería capaz de soportar presiones hidrostáticas
- Obras necesarias en el trayecto de la línea de conducción
- Cálculo de acuerdo con los datos del levantamiento topográfico

Para el diseño, como se mencionó anteriormente, se utilizó la fórmula de Hazen Williams, la cual es:

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

Donde:

H_f = pérdida de carga (m)

L = longitud de la tubería (con un incremento de 5 por ciento)

Q = caudal de día máximo o caudal de conducción (lts/s)

∅ = diámetro interno de la tubería (plg)

C = coeficiente de fricción interno (HG =140, PVC = 150)

A continuación se muestra el cálculo para el primer tramo a manera de ejemplo perteneciente al nacimiento 1, que comprende de la estación E-1 a la estación E-9, donde se ubica la primera caja reunidora de caudales, con una distancia de 63,89 metros.

- Datos:
 - Longitud del diseño = 63,89 * 1,05 m
 - Caudal = Q= 0,13 lts/s

- C = PVC = 150
 - Cota E-1 = 1002,18 m
 - Cota E-9 = 987,05 m
- Cálculo de carga disponible:

Es la diferencia de nivel entre las estaciones.

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

$$H_f = 1002,18 - 987,05 = 15,13 \text{ m}$$

- Cálculo de diámetro teórico

Para calcular el diámetro de la tubería se utiliza la fórmula de Hazen Williams.

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

$$\phi_{\text{teórico}} = \frac{1\,743,811 * (63,89 * 1,05) * 0,13^{1,85} \frac{1}{4,87}}{150^{1,85} * 15,13} = 0,43$$

$$\phi_{\text{teórico}} = 0,43 \text{ plg}$$

Para asegurar una menor pérdida en el diseño se tomará el diámetro comercial $\phi = \frac{3}{4}$ " debido a que en líneas de conducción forzadas, el diámetro comercial mínimo a utilizar es 1 $\frac{1}{2}$ ", pero atendiendo razones hidráulicas o

económicas se puede aceptar diámetros mínimos de $\frac{3}{4}$ " , tomando en cuenta que se utilizan los diámetros nominales internos, según la guía para el manejo y diseño de acueductos UNEPAR.

Pérdida de carga real con diámetro nominal interno

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

$$H_f = \frac{1\,743,811 * (63,89 * 1,05) * 0,13^{1,85}}{150^{1,85} * 0,93^{4,87}} = 0,37 \text{ m}$$

- Cálculo de piezométrica

La cota piezométrica final del tramo se calcula restando la cota piezométrica al inicio del tramo, menos las pérdidas del tramo; se procede de la siguiente manera:

$$CP_f = CP_o - H_f$$

$$CP_f = 1\,002,18 - 0,35 = 1\,001,81$$

Donde:

CP_f = cota piezométrica al final del tramo

CP_o = cota piezométrica al inicio del tramo

H_f = pérdida por fricción

La presión dinámica al inicio del tramo es cero, debido a la presión atmosférica, y la presión dinámica final del tramo se calcula de la siguiente manera:

$$P_0 = 0$$

$$P_f = CP_f - (\text{cota}_{E-9})$$

$$P_f = 1001,83 - 987,05 = 14,78$$

- Cálculo de velocidad

Esta viene expresada de la siguiente manera:

$$V = \frac{1,974 * Q}{\emptyset^2}$$

Donde:

V = velocidad del agua (m/s)

Q = caudal de día máximo o de conducción (lts/s)

\emptyset = diámetro nominal interno de la tubería (in)

Sustituyendo:

$$V = \frac{1,974 * 0,13}{0,93^2} = 0,30 \text{ m/s}$$

Este procedimiento se repite para todos los tramos del cálculo hidráulico de toda la línea de conducción.

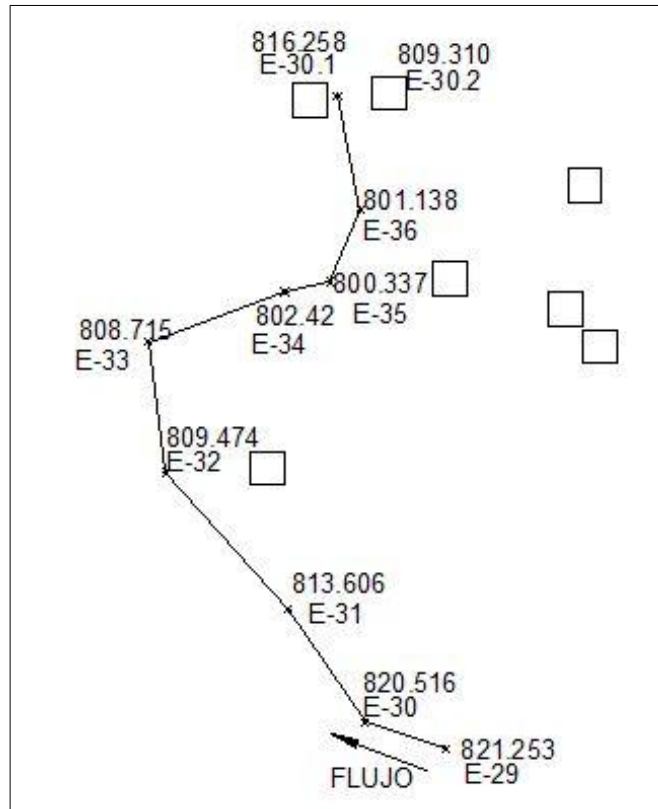
2.1.9.3. Red de distribución

Para diseñar la red de distribución se utilizó el método de redes abiertas, debido a que las viviendas se encuentran dispersas; se tomará en cuenta que el cálculo de redes abiertas es similar al de la conducción, analizando en cada nodo o punto en donde se ramifiquen una o más tuberías.

Para el diseño se determinará el caudal de distribución en ramales principales que tienen ramificaciones y continuidad, y en ramales o ramificaciones finales se calculará y comparará el caudal de distribución y el caudal instantáneo, utilizando el mayor de los dos para determinar el diámetro.

A continuación se diseñará un tramo final de la red de distribución que va de la cota E-29 = 821,25 m a cota E-30,1 = 816,25 m, a manera de ejemplificar la comparación entre el caudal de distribución y el caudal instantáneo.

Figura 7. Planta de tramo E-29 a E-30.1



Fuente: elaboración propia, con el programa AutoCAD 2010.

- Datos:
 - L = 246,84 * 1,05 m
 - C = 150
 - Cota E-29 = 821,25 m
 - Cota E-30,1 = 816,25 m

- Cálculo de carga disponible

Es la diferencia de nivel entre las estaciones.

$$H_f = cota_{E-29} - cota_{E-30,1}$$

$$H_f = 821,25 - 816,25 = 5 \text{ m}$$

- Cálculo de habitantes futuros para cada ramal

Los cálculos se realizan analizando la población futura, es decir que, también el número de viviendas del ramal, son viviendas futuras, tomando en cuenta que viven aproximadamente 8 personas en cada una.

Viviendas actuales en el tramo= 7

Habitantes actuales en tramo= $8 \cdot 7 = 56$ habitantes

Habitantes futuros en el tramo= $P_f = P^o (1 + r)^n = 56 \cdot 1 + \frac{3,98}{100}^{22} = 132$

Viviendas futuras en el tramo= $132/8 = 17$

- Caudal de diseño o de distribución

Es el caudal máximo horario calculado para el tramo, lo que significa que se utiliza la fórmula de caudal de hora máxima, pero utilizando los datos de población futura del tramo.

$$Q_d = \frac{P_{f\text{tramo}} * \text{Dotacion}}{86\,400} * FHM$$

$$Qd = \frac{132 * 70}{86\ 400} * 2 = 0,21 \text{ lts/s}$$

- Caudal instantáneo

Es el caudal que se calcula, especialmente en tramos finales y donde existen menos cantidad de viviendas, y su función es mostrar el caudal que existiría si todas las viviendas de ese tramo final abrieran el chorro al mismo tiempo, dando valores de caudal más grandes y aceptables que el caudal de diseño (Qd).

La expresión es la siguiente:

$$Q_i = k^2 \overline{n - 1}$$

Donde:

Q_i = caudal instantáneo

$K = 0,15$ si $n < 55$ viviendas, o $0,20$ si $n > 55$ viviendas.

n = número de viviendas futuras del tramo analizado

Sustituyendo:

$$Q_i = 0,15^2 \overline{17 - 1} = 0,60 \text{ lts/s}$$

Obteniendo el resultado del caudal de diseño (Q_d) y el caudal instantáneo (Q_i), se debe comparar el resultado, ya que para calcular el diámetro teórico de la tubería, se utiliza el valor del caudal más grande, que comúnmente el valor mayor será el valor de caudal instantáneo.

$$Q_d = 0,21 \text{ lts/s}$$

$$Q_i = 0,60 \text{ lts/s}$$

- Diámetro teórico

Utilizando la fórmula de Hazen Williams en función del caudal instantáneo, como se mencionó anteriormente, por ser el mayor.

$$\phi_{\text{teórico}} = \frac{1\,743,811 * L * Q_i^{1,85} \frac{1}{4,87}}{C^{1,85} * H_f}$$

$$\phi_{\text{teórico}} = \frac{1\,743,811 * (246,84 * 1,05) * 0,60^{1,85} \frac{1}{4,87}}{C^{1,85} * 5} = 1,28 \text{ plg}$$

$$\phi_{\text{teórico}} = 1,28 \text{ plg}$$

El resultado se aproxima a un diámetro comercial superior e inferior, utilizando siempre el diámetro nominal interno en la fórmula, de manera que la pérdida encontrada no sea mayor a la pérdida disponible, para este caso los diámetros a verificar deben ser 1,50 y 1,25 pulgadas.

En algunos casos, por la topografía del terreno se presentan una diferencia de elevación o carga disponible muy pequeña, obligando a utilizar un diámetro comercial mucho mayor al diámetro teórico sugerido por la fórmula, con el objetivo de que exista menor pérdida y mayor presión para que de esa forma se logre garantizar que las presiones dinámicas tengan como mínimo 10 metros y en casos extremos lo mínimo que se puede aceptar son 5 metros, ya que esto asegura que el agua subirá en las conexiones prediales, tomando en

cuenta que comúnmente la altura de los chorros en una conexión predial no sobrepasa 1 metro.

Pérdida para un diámetro comercial de 1 ½" (diámetro nominal interno 1,75")

$$H_f = \frac{1\,743,811 * 246,84 * 0,60^{1,85}}{C^{1,85} * 1,75^{4,87}} = 1,08 < 5 \text{ m}$$

Pérdida para un diámetro comercial de 1 ¼" (diámetro nominal interno 1,53")

$$H_f = \frac{1\,743,811 * 246,84 * 0,60^{1,85}}{C^{1,85} * 1,53^{4,87}} = 2,09 < 5 \text{ m}$$

Como puede observarse, la pérdida de carga por ambos diámetros es menor a la disponible, por lo tanto usaré el diámetro comercial 1 ¼"

Ya seleccionado el diámetro comercial se procede a calcular las pérdidas con el caudal de distribución Qd del tramo y, posteriormente verificar la presión de servicio y velocidades.

Pérdida de carga para un diámetro comercial de 1 ¼" y caudal de distribución de 0,21 litros por segundo.

$$H_f = \frac{1\,743,811 * 246,84 * 0,21^{1,85}}{C^{1,85} * 1,53^{4,87}} = 0,31 \text{ m}$$

- Cálculo de piezométrica

$$CP_f = CP_o - H_f$$

$$CP_f = 829,81 - 0,31 = 829,50$$

$$CP_f = 829,50$$

Donde:

CPf = cota piezométrica al final del tramo

CPo = cota piezométrica al inicio del tramo

Hf = pérdida por fricción

- Cálculo de presión dinámica

$$P_f = CP_f - (\text{cota}_{E-9})$$

$$P_f = 829,50 - 816,25 = 13,25 \text{ mca}$$

Para este tramo se observa que la presión dinámica está dentro del rango permisible, siendo el rango de 10 < presión dinámica < 40 m.c.a.

- Cálculo de velocidad

$$V = \frac{1,974 * Qd}{\emptyset^2}$$

Donde

V = velocidad del agua (m/s)

Q = caudal de día máximo o de conducción (lts/s)

Ø = diámetro de tubería

Sustituyendo:

$$V = \frac{1,974 * 0,21}{1,53^2} = 0,18 \text{ m/s}$$

2.1.9.3.1. Sistema de desinfección

La desinfección es el proceso de destrucción de microorganismos patógenos presentes en el agua, mediante la aplicación directa de medios físicos y químicos para obtener agua potable.

El sistema de desinfección mínimo que se le debe dar al agua para el consumo humano, es de control sanitario y, generalmente se aplica para comunidades del área rural, con fuentes provenientes de manantiales, donde el caudal requerido no es muy grande.

En este caso, la desinfección se realizará mediante el uso un alimentador automático de tricloro instalado en serie con la tubería de conducción, a la entrada del tanque de distribución.

Las tabletas de tricloro son una forma de presentación del cloro: pastillas de 200 gramos de peso, 3 pulgadas de diámetro por 1 pulgada de espesor con una solución de cloro al 90 por ciento y 10 por ciento de estabilizador. La

velocidad a la que se disuelve en agua en reposo es de 15 gramos en 24 horas. Para determinar la cantidad de tabletas necesarias para clorar el caudal se obtiene mediante la fórmula que se utiliza para calcular hipocloritos que es la siguiente:

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

Donde:

G = gramos de tricloro

C = miligramos por litro deseados (1%)

M = litros de agua a tratarse por día = $Q_m * 86\,400 \text{ seg}$

D = número de días

% CL = concentración de cloro (90%)

Sustituyendo:

$$G = \frac{0,001 * 86\,400 * 1,17 * 30}{0,90} = 3\,369,60 \text{ gramos}$$

Para este proyecto se determina la cantidad de tabletas de tricloro que se necesitan para clorar el agua, para un período de 30 días es:

$$\frac{3\,369,60 \text{ gr}}{200 \text{ gr}} = 16,84 \text{ tabletas}$$

Aproximadamente, 17 tabletas cada mes.

2.1.9.4. Válvulas

Son todos aquellos elementos que forman parte del sistema y que tienen como objetivo poder regular el fluido.

En un sistema de agua potable existen varios tipos de válvulas que se describen a continuación:

- Válvula de limpieza

Aquellas que se usan para extraer los sedimentos que se acumulan en los puntos bajos de la tubería, colocándose únicamente en la línea de conducción, ya que en la distribución los chorros realizan dicha tarea.

Estas válvulas están compuestas por una tee, a la cual se le conecta lateralmente un niple y una válvula de compuerta que se puede abrir, para que por medio del agua se expulsen de la tubería todos los sedimentos acumulados

- Válvula de aire

Las válvulas de aire son colocadas en las partes altas de la tubería, ya que esta puede presentar formaciones de bolsas de aire, que por medio de ellas es posible expulsar dichas bolsas de aire.

2.1.9.5. Obras de arte

Las obras de arte, también son llamadas obras hidráulicas y son todas aquellas construcciones que se realizan para que el sistema funcione, entre

ellas están las válvulas mencionadas anteriormente, cajas rompe presión, pasos aéreos y conexiones domiciliarias.

2.1.9.5.1. Caja rompe presión

La resistencia en la tubería contra la presión interna está limitada por la clase de material y espesor de la misma. Las cajas rompe presión se utilizan para controlar la presión interna de la tubería, aliviando o rompiendo la presión en la línea de conducción o distribución. Con esto se evita la falla de la tubería y de los accesorios.

2.1.9.5.2. Pasos aéreos

Estas son estructuras donde la tubería de HG queda horizontalmente sostenida con cables tirantes y de suspensión, los cuales, a su vez se apoyarán sobre columnas.

A continuación se diseña un paso aéreo de 100 metros de longitud.

- Datos:
 - Diámetro comercial HG cédula 40 = 2 plg
 - Diámetro nominal interno HG cédula 40 de 2" = 2,06 plg
 - Diámetro exterior HG cédula 40 de 2" = 2,38"
 - Longitud = 100 m
 - Peso de la tubería + coplas = 3,68 lb/ft
 - Peso específico del agua = 62,4 lb/ft³
 - Diámetro del cable = ¾ plg
 - Peso del cable = 0,95 lb/ft

- Carga muerta

$$CM = W_t + W_a + W_c$$

Donde:

W_t = peso de tubería

W_a = peso de agua

W_c = peso del cable

$$W_a = (\text{área tubo}) * (\text{peso específico del agua}) = (\pi/4) * (2,06''/12)^2 * (62,2)$$

$$W_a = 1.44 \text{ lb/ft}$$

$$CM = 3,68 + 1,44 + 0,95 = 6,07 \text{ lb/ft}$$

- Carga viva

Se asume el peso de una persona a lo largo de la tubería (6m o 20ft), esto debido a posibles reparaciones.

$$CV = \frac{150 \text{ lb}}{20 \text{ ft}} = 7,5 \text{ lb/ft}$$

La carga horizontal crítica en este tipo de estructuras, es la provocada por el viento. Para esto, se asumirá una velocidad de viento crítico de 60 kilómetros por hora, la cual desarrollará una presión de viento que se calcula con la siguiente fórmula.

$$q = 0,003323 * V^2$$

Donde:

q = presión del viento (lb/ft²)

V= velocidad del viento (km/hr)

$$q = 0,003323 * 60^2$$

$$q = 11,96 \text{ lb/ft}^2$$

- Carga por el viento

$$W_V = \text{diámetro exterior de tubo} * (q)$$

$$W_V = 2,38" * \frac{1\text{ft}}{12"} * 11,96 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2}$$

$$W_V = 2,37 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$$

- Integración de cargas

Según el ACI 318S-05, la resistencia requerida U, no debe ser menor que
Cu:

$$CU = 1,4 CM + 1,7 CV$$

$$Cu = 1,4 (6,07) + 1,7 (7,5) = 21,25 \text{ lb/ft}$$

$$U' = 0,75 * (1,4CM + 1,7CV) + 1,6WV$$

$$U' = 0,75 * (21,25) + 1,6 (2,37) = 19,64 \text{ lb/ft}$$

$$U = 0,90 CM + 1,6WV$$

$$U = 0,90(6,07) + 1,6(2,37) = 9,26 \text{ lb/ft}$$

Donde:

U = carga última (lb/ft)

CM = carga muerta (lb/ft)

CV = carga viva (lb/ft)

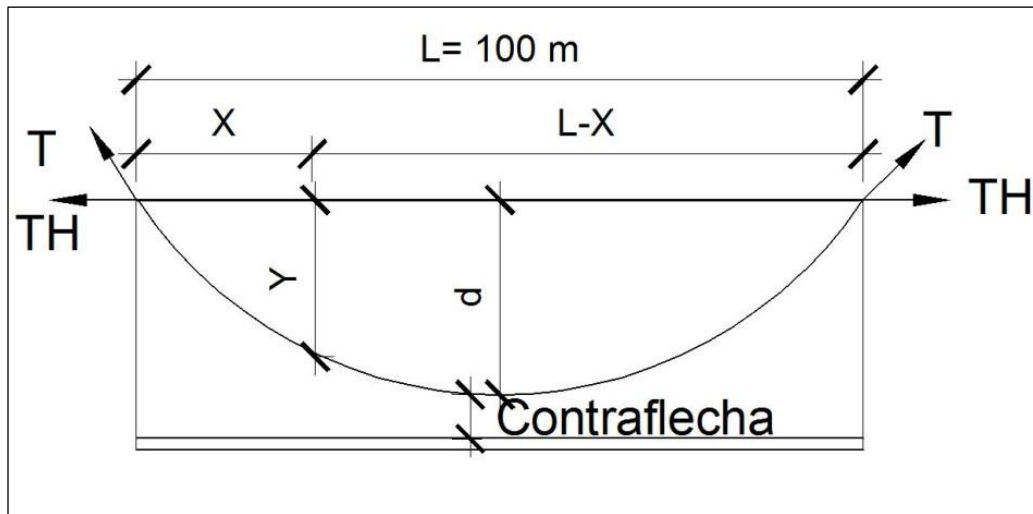
W = carga de viento (lb/ft)

De acuerdo con los tres resultados anteriores, la carga crítica de mayor valor es CU, por lo tanto se usará CU= 21,25 libra por pie.

- Tensión del cable principal

Para determinar la flecha (d) en pasos aéreos el Dr. D. B Steinman dice que existe una relación entre la flecha y la luz que puede ser de $l/9$ a $l/12$; sin embargo, en pasos aéreos esta relación provoca columnas o torres de soporte muy esbeltas, por lo que se determinará una flecha tratando de cumplir con las condiciones de esbeltez $2 lu/r \leq 22$; se recomienda que la separación máxima entre el cable y tubo (contraflecha) sea 20 centímetros.

Figura 8. Diagrama del cable en suspensión



Fuente: elaboración propia, con el programa AutoCAD 2010.

Utilizando las fórmulas del Wire Rope Hand Book, 1963, sección 3, se diseñará el cable principal.

$$TH = \frac{CU * L^2}{8d}$$

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

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

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

Donde:

CU = carga última crítica o mayor (lb/ft)

L = luz (ft)

D = flecha (ft)

TH = tensión horizontal (lb)

TV = tensión vertical (lb)

T = tensión (lb)

Tabla V. **Tensión en el cable para diferentes valores de flechas**

U lb/ft	l (ft)	flecha d m	flecha d ft	TH (LB)	T(LB)	TV LB
21,25	328	8,33	27,32	10 461,14	11 026,57	3 485,65
21,25	328	7	22,96	12 448,76	12 927,54	3 485,65
21,25	328	5	16,4	17 428,26	17 773,41	3 485,65
21,25	328	1,7	5,57	51 259,58	51 377,96	3 485,65
21,25	328	1,8	5,90	48 411,83	48 537,15	3 485,65
21,25	328	1,9	6,23	45 863,84	45 996,10	3 485,65
21,25	328	1	3,28	87 141,29	87 210,98	3 485,65

Fuente: elaboración propia.

De la tabla tensión en el cable para diferentes valores de flecha se empezó con $l/12 = 100/12 = 8,33$, luego modificando los valores de flecha de, se obtienen las relaciones para calcular el valor de tensión total (T) óptima que garantice que este lo suficientemente tenso, pero que no supere el valor de tensión máximo que resiste el cable. Tomando en cuenta estas consideraciones se seleccionó el valor de flecha $d = 1,8$ metros, con lo cual se tiene una tensión de 48 537 libras.

El cable que se usará será de 3/4 pulgadas, con alma de acero templado de 6*19 hilos puestos que posee un esfuerzo de ruptura de 25,6 toneladas equivalente a 51 200 libras, cuyo peso es de 0,95 libra por pie, que soportará la tensión provocada por la carga muerta.

- Longitud del cable principal

Según el Wire Rope Hand Book, la longitud está dada por la siguiente fórmula:

$$L1 = L + \frac{8d^2}{3L}$$

Donde:

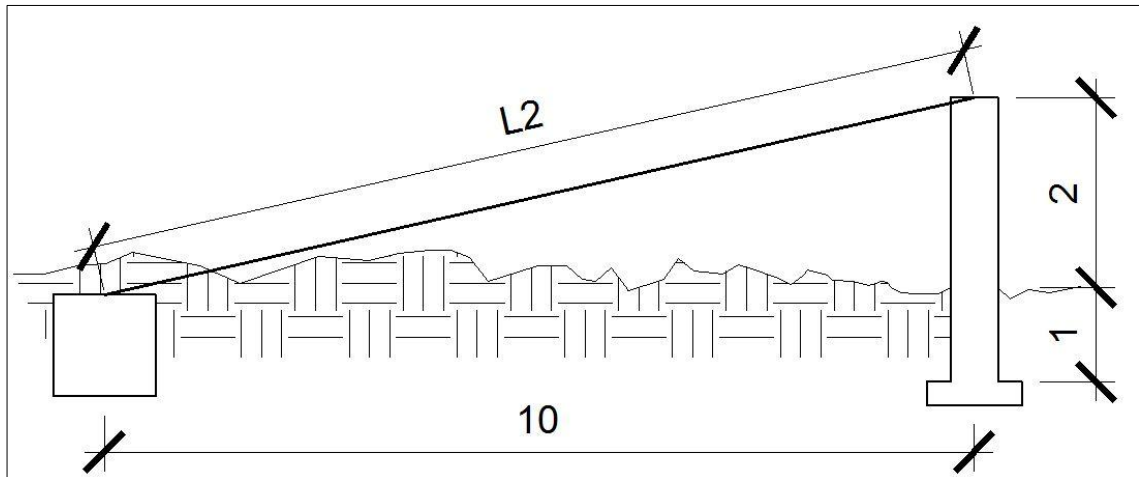
L = longitud de paso aéreo (m)

L1 = longitud de cable principal (m)

D = flecha (m)

$$L1 = 100 + \frac{8(1,8)^2}{3(100)} = 100,08 \approx 100$$

Figura 9. Esquema de tensiones



Fuente: elaboración propia, con el programa AutoCAD 2010.

Para calcular la distancia recomendada entre columna y muerto, según el Dr. D. B Steinman, se utilizará es la siguiente fórmula:

$$a = \frac{L}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ m}$$

Se utilizará el valor de $a = 10$, de manera que se aplica el teorema de Pitágoras para calcular la longitud del cable que se extiende de la columna al muerto.

$$L2 = \sqrt{10^2 + 2^2} = 10,2$$

Entonces, la longitud del cable principal será $L1+L2+L2$ incrementándole un 10 por ciento por dobleces y empalmes.

$$L_{\text{total}} = 100 + 10,2 + 10,2 * 1,10 = 1,33 \text{ m}$$

- Péndolas

Son tirantes verticales que unidas al cable principal por medio de mordazas, tienen la función de sostener la tubería. Según el Dr. D.B Steinman, la separación óptima entre las péndolas es de 2 metros equivalente a 6,56 pies. La carga de tensión que soportará cada péndola está definida por la siguiente fórmula:

$$Q = CU * S$$

Donde:

Q = carga de tensión de péndola (lb)

CU = carga última (lb/ft)

S = separación entre péndolas (ft)

$$Q = 21,25 * 6,56 = 139,43 \text{ lb}$$

La carga de tensión soportada por cada péndola es entonces 139,43 libras, tomando en cuenta que el cable que se usará para las péndolas será de ¼" cuyo esfuerzo de ruptura es de 3 600 libras, se puede concluir que si soportará dicha tensión.

Según el Wire Rope Hand Book, para calcular la longitud de cada péndola Y se utiliza la siguiente ecuación:

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

Donde:

CU = carga última (kg/m)

X = separación de la péndola, respecto de la torre más cercana (m)

TH = tensión horizontal (kg)

L = luz de paso aéreo (m)

Conversión:

$$CU = 21,25 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} * \frac{1 \text{ kg}}{2,21 \text{ lb}} * \frac{1 \text{ ft}}{0,3048 \text{ m}} = 31,55 \text{ kg/m}$$

$$TH = 48\ 411,83 \text{ lb} * \frac{1 \text{ kg}}{2,20 \text{ lb}} = 22\ 005,38 \text{ kg}$$

Sustituyendo:

$$Y = \frac{31,55 * 2,50 * (100 - 2,50)}{2 * 22\ 005,38} = 0,17 \text{ m}$$

De esta forma se calculan para todas las distancias tomando en cuenta que la separación inicial de la primera péndola a la columna es de 2,5, a partir de la primera péndola, todas se encuentran a una separación de 2 metros.

Tabla VI. **Altura de péndolas**

No.	X (m)	L-X (m)	Y (m)	número péndola	altura de péndolas	L de péndolas
1	2,50	97,5	0,17	2	1,83	3,65
2	4,50	95,5	0,31	2	1,69	3,38
3	6,50	93,5	0,44	2	1,56	3,13
4	8,50	91,5	0,56	2	1,44	2,88
5	10,50	89,5	0,67	2	1,33	2,65
6	12,50	87,5	0,78	2	1,22	2,43
7	14,50	85,5	0,89	2	1,11	2,22
8	16,50	83,5	0,99	2	1,01	2,02
9	18,50	81,5	1,08	2	0,92	1,84
10	20,50	79,5	1,17	2	0,83	1,66
11	22,50	77,5	1,25	2	0,75	1,50
12	24,50	75,5	1,33	2	0,67	1,35
13	26,50	73,5	1,40	2	0,60	1,21
14	28,50	71,5	1,46	2	0,54	1,08
15	30,50	69,5	1,52	2	0,48	0,96
16	32,50	67,5	1,57	2	0,43	0,85
17	34,50	65,5	1,62	2	0,38	0,76
18	36,50	63,5	1,66	2	0,34	0,68
19	38,50	61,5	1,70	2	0,30	0,60
20	40,50	59,5	1,73	2	0,27	0,54
21	42,50	57,5	1,75	2	0,25	0,50
22	44,50	55,5	1,77	2	0,23	0,46
23	46,50	53,5	1,78	2	0,22	0,43
24	48,50	51,5	1,79	2	0,21	0,42
25	50,50	49,5	1,79	2	0,21	0,42
26	52,50	47,5	1,79	2	0,21	0,42
27	54,50	45,5	1,78	2	0,22	0,44
Sumatoria						38,06

Fuente: elaboración propia.

Tomando en cuenta que las péndolas se colocan con amarres y accesorios, se le incrementará su longitud total a un 20 por ciento.

$$L_{total} = 38,06 * 1,20 = 46 \text{ m}$$

- Diseño de columnas o soportes

Serán de concreto reforzado, mientras que sus dimensiones son: altura de 3 metros desde la zapata, con una sección de 0,50 * 0,50 metros.

- Datos:
 - $F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 - $F_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$
 - Peso específico del concreto = $2,40 \text{ ton/m}^3$
 - Peso específico del suelo = $1,4 \text{ ton}$
 - Peso específico del concreto ciclópeo = 2 ton/m^3
 - Valor soporte del suelo (V_s) = 15 ton/m^2

En una columna, la esbeltez está en función de la luz libre (l_u) y su sección transversal, que se conoce como radio de giro ($r = (I/A)^{1/2}$).

Se le llamará longitud efectiva, $L_e = K L_u$, que es proporcional a la luz libre, es decir a la luz a partir del nivel de suelo hacia arriba, donde el factor K dependerá del tipo de apoyo que tiene la columna, que no está simplemente apoyada ni tendrá un empotramiento perfecto, por lo que se clasificará como esbelta cuando la relación de esbeltez se mantiene entre el intervalo siguiente:

$$22 < \frac{K Lu}{r} < 100$$

Momento de inercia

$$I = \frac{B * h^3}{12} = 0,0052 \text{ m}^4$$

Radio de giro

$$r = \frac{\sqrt{I}}{A} = \frac{\sqrt{0,0052}}{(0,50 * 0,50)} = 0,144 \text{ m}$$

- Verificación de esbeltez

$$E = \frac{K Lu}{r} = \frac{2 * 2}{0,144} = 27,71$$

Por ser mayor a 22 se considerará como una columna esbelta; por lo tanto se deben magnificar los momentos actuantes, pero en este caso la columna no soporta momentos actuantes, ya que esta solo trabaja con una carga axial, por lo que ese análisis no es necesario.

- Carga crítica

Para encontrar la carga crítica en una columna con un extremo empotrado y el otro libre, se utiliza la siguiente ecuación.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{(k * Lu)^2}$$

Donde:

P_{cr} = carga crítica en la columna (ton)

E = módulo de elasticidad del concreto = $15100 * \overline{f'_c}$

I = momento de inercia (cm^4)

L_u = luz libre de la columna (cm)

K = 2

$$I = 0,0052 \text{ m}^4 * \frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ m}}^4 = 520 833,33 \text{ cm}^4$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * 15 100 * \overline{210} * 27,71 * 520 833,33}{(2 * 200)^2} = 7 030 191,57 \text{ kg} \approx 7 030,19 \text{ ton}$$

- Refuerzo longitudinal en la columna

Se considera que la columna solamente trabajará a compresión, porque solo está actuando una carga axial muy pequeña en comparación con la resistencia de la misma. Por lo tanto se usará el criterio de la sección 10.8.4 del reglamento ACI 318-S-05, que indica que cuando un elemento sujeto a compresión tiene una sección transversal mayor a la requerida para las condiciones de carga con el fin de determinar el refuerzo mínimo, se puede emplear el área reducida mínima A_g , no menor a un medio del área total, por lo tanto:

$$A_{s_{min}} = 0,01 * \frac{A_g}{2} = 0,01 * \frac{50 * 50}{2} = 12,5 \text{ cm}^2$$

Tabla VII. **Áreas y diámetros de acero**

Acero		
No.	Área cm ²	Diámetros cm
2	0,317	0,63
3	0,713	0,95
4	1,26	1,2
5	1,98	1,58
6	2,85	1,9
7	3,88	2,22
8	5,06	2,54

Fuente: elaboración propia.

Sabiendo que la varilla No.4 = 1,26 cm² y que la varilla No.5 = 1,97 cm², se puede concluir que:

$$A_s = 4 \cdot 1,26 + 4 \cdot 1,97 = 12,92 \text{ cm}^2$$

Se usarán 4 varillas No. 4 + 4 Varillas No. 5

La carga axial que soportará la columna se define con la siguiente fórmula:

$$P_U = \phi * 0,85 * f'_c * A_g - A_s + f_y * A_s$$

Donde:

P_U = carga axial soportada por la columna (ton)

ϕ = 0,70 (para elementos sometidos a carga axial)

A_s = área de acero (cm²)

$$P_U = 0,70 \cdot 0,85 * 210 * 50 * 50 - 12,5 + 2 \cdot 810 * 12,5 = 335 \cdot 400,63 \text{ kg}$$

$$P_u = 335,40 \text{ ton}$$

La carga crítica (P_{cr}) debe ser mayor a la carga última (PU) para que cumpla, y en este caso sí cumple.

$$P_{cr} > P_U = 7\,030,19 \text{ ton} > 335,40 \text{ ton}$$

- Refuerzo transversal en la columna

El código ACI 318-S-05, indica la separación entre estribos, y será la menor de los siguientes enunciados:

16 diámetros (cm) de la varilla longitudinal

$$16 * 1,58 = 25,28$$

48 diámetros (cm) de la varilla No. de estribo

$$48 * 0,63 = 30,24$$

El lado menor de la columna (cm)

$$50 \text{ cm}$$

De los enunciados anteriores se puede concluir que se utilizará estribo No.2 @ 25 cm.

- Diseño de zapatas

La zapata se diseñará con el peralte mínimo recomendado por el ACI, debido a que la carga que soportará es relativamente pequeña.

- Datos:
 - Peralte mínimo encima del refuerzo inferior = 15 cm
 - Recubrimiento mínimo del refuerzo = 7,5 cm
 - $t = 15 + 7,5 = 22,5$ = 25 cm
- Factor de carga última

$$F_{cu} = \frac{CU}{CM + CV}$$

Donde:

Fcu = factor de carga última

U = carga última (lb/ft)

CM = carga muerta (lb/ft)

CV = carga viva (lb/ft)

$$F_{cu} = \frac{21,25}{6,07 + 7,50} = 1,57$$

Cargas que soportará la zapata:

Peso de la columna (2,4*0,5*0,5*3)	= 1,80 ton
Peso del suelo (1,4*(1*1*1-(0,50*0,50*1)))	= 1,05 ton
Peso de la zapata (2,4*(1*1*0,25))	= 0,54 ton
Pz	= 3,39 ton

$$\frac{Pz}{\text{area de zapata}} \leq V_s$$

$$\frac{3,39}{1 * 1} = 3,39 \leq 15$$

Carga última soportada por la zapata

$$W_u = Pz * F_{cu} = 3,39 * 1,57 = 5,31 \text{ ton}$$

- Verificación por corte simple

$$V_a = W_u * b * t$$

Donde:

V_a = corte actuante (ton)

W_u = carga última soportada por zapata (ton)

W_c = corte resistente (ton)

b = lado de la zapata (cm)

d = peralte efectivo (cm)

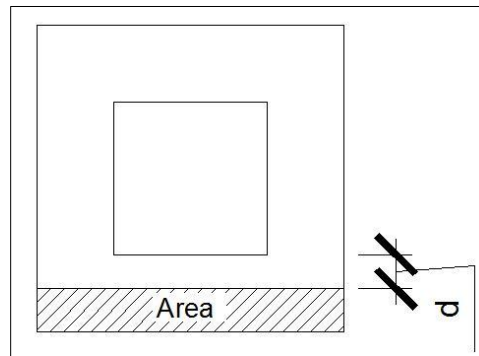
$$V_a = 5,31 * 1 * 0,25 = 1,33 \text{ ton}$$

$$d = t - \text{rec} = 0,25 - 0,075 = 0,17 \text{ m} \approx 17 \text{ cm}$$

$$V_c = \frac{0,85 * 0,53 * \overline{f'_c} * b * d}{1\ 000} = \frac{0,85 * 0,53 * \overline{210} * 100 * 17}{1\ 000} = 11,01 \text{ ton}$$

Como $v_a < v_c$ se puede concluir que si resiste el corte simple.

Figura 10. **Corte simple en la zapata**



Fuente: elaboración propia, con el programa AutoCAD 2010.

- Verificación por corte punzonante

$$V_a = W_u * \text{área de zapata} - \text{área punzonante}$$

Donde:

V_a = corte actuante (ton)

W_u = carga última soportada por zapata (ton)

W_c = corte resistente (ton)

b = lado de la zapata (cm)

d = peralte efectivo = 17(cm)

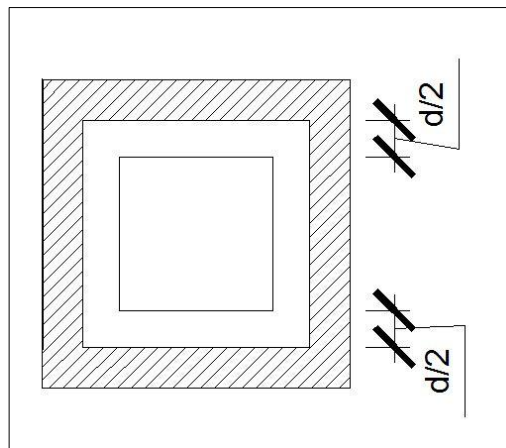
$$V_a = 5,31 * (1 * 1) - (0,5 + 0,17)^2 = 2,93 \text{ ton}$$

$$V_c = \frac{0,85 * 0,53 * \overline{f}'c * (\text{perimetro punzonante}) * d}{1\ 000}$$

$$V_c = \frac{0,85 * 0,53 * \overline{210} * (4 * 50 + 17 * 17)}{1\ 000} = 30,73 \text{ ton}$$

$V_a < V_c$ se puede concluir que si resiste el corte punzonante.

Figura 11. **Corte punzonante en la zapata**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2010.

- Verificación por flexión

$$M_u = \frac{W_u * t^2}{2} = \frac{5,31 * 0,25^2}{2} = 0,17 \text{ ton} - \text{m}$$

Donde:

Mu = momento último (ton-m)

Wu = carga última soportada por la zapata (ton)

t = peralte de la zapata (m)

Área de acero requerida

$$A_s = b * d - \frac{b * d^2 - \frac{M_u * b}{0,03825 * f'c}}{fy} * \frac{0,85 * f'c}{fy}$$

Donde:

As = área de acero requerida (cm²)

Mu = momento último (kg-m)

b = base de la zapata (cm)

d = peralte efectivo= 17cm

Sustituyendo:

$$A_s = 100 * 17 - \frac{(100 * 17)^2 - \frac{170 * 100}{0,03825 * 210}}{2810} * \frac{0,85 * 210}{2810} = 0,39 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínima

$$A_{S_{\min}} = 0,002 * b * d = 0,002 * 100 * 17 = 3,40 \text{ cm}^2$$

Tomando en cuenta que el área de acero requerida es menor que el área de acero mínima, se usará el área de acero mínima $A_{s_{\min}} = 3,40 \text{ cm}^2$.

$$\begin{array}{l} 3,40 \text{ cm}^2 \text{-----} 100 \text{ cm} \\ 0,71 \text{ cm}^2 \text{-----} x \end{array}$$

$$X = 20,88 \text{ cm}$$

Se usará varilla No.3 @ 20 cm, en ambos sentidos.

- Anclaje de concreto ciclópeo

En el anclaje actúan tres tipos de fuerzas que son; la tensión del cable, el empuje del suelo y su propio peso.

La tensión del cable se descompone en sus dos componentes: la horizontal y la vertical, la cual es contrarrestada por el peso propio del anclaje, si este es del tipo de anclaje que está enterrado, también se toma en cuenta el peso del suelo sobre el mismo.

Datos:

$$\theta = \tan^{-1}(2/4) = 26,56^\circ$$

$$T = 43\,892,00 \text{ lb} = 19\,909,07 \text{ kg} = 19,9 \text{ ton}$$

$$T_x = 19,9 \cos(26,56^\circ) = 17,79 \text{ ton}$$

$$T_y = 19,9 \sin(26,56^\circ) = 8,89 \text{ ton}$$

$$Y_{\text{cpeo}} = \text{peso específico concreto ciclópeo} = 2 \text{ ton/m}^3$$

$$Y_s = \text{peso específico del suelo} = 1,4 \text{ ton /m}^3$$

$$k_p = \frac{1 + \sin \emptyset}{1 - \sin \emptyset} = \frac{1 + \sin 30^\circ}{1 - \sin 30^\circ} = 3$$

$$k_a = \frac{1 - \sin \emptyset}{1 + \sin \emptyset} = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = 0,33$$

$$P_p = k_p * Y_s * \frac{h^3}{2} = 3 * 1,4 * \frac{h^3}{2} = 2,1 h^3$$

$$P_a = k_a * Y_s * \frac{h^3}{2} = 0,33 * 1,4 * \frac{h^3}{2} = 0,23 h^3$$

$$W_{\text{muerto}} = h^3 * Y_{cpeo} = 2h^3$$

$$M_p = P_p * \frac{h}{3} = (2,1h^3) \frac{h}{3} = 0,70h^4$$

$$M_{act} = P_a * \frac{h}{3} = (0,23h^3) \frac{h}{3} = 0,070h^4$$

- Verificación de volteo

momentos resistentes = 1,8 momentos actuantes

$$M_p + W_{\text{muerto}} \frac{h}{2} = 1,8 \frac{T_y h}{2} + \frac{T_x h}{2} + M_{act}$$

$$0,70h^4 + 2h^3 \frac{h}{2} = 1,8 \frac{8,89 h}{2} + \frac{17,79 h}{2} + 0,070h^4$$

$$0,70h^4 + h^4 = 8h + 16,01h + 0,126h^4$$

$$0,70h^4 + h^4 = 24,01h + 0,126h^4$$

$$0,70h^4 - 0,126h^4 + h^4 = 24,01h$$

$$1,57h^4 = 24,01h$$

$$\frac{h^4}{h} = \frac{24,01}{1,57}$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{24,01}{1,57}} = 3,25$$

Sustituyendo el valor de h las expresiones anteriores:

$$W_{\text{muerto}} = 2h^3 = 2(3,25)^3 = 68,65 \text{ ton}$$

$$P_p = 2,1 h^3 = 2,1 (3,25)^3 = 72,08 \text{ ton}$$

$$P_a = 0,23 h^3 = 0,23(3,25)^3 = 7,89 \text{ ton}$$

- Verificación de estabilidad contra deslizamiento

$$F_{sd} = \frac{FR}{Fact} > 1,5$$

$$F_{sd} = \frac{P_p + (0,9 \tan \phi * W - T_y)}{T_x + P_a} > 1,5$$

$$F_{sd} = \frac{72,08 + (0,9 \tan 30 * 68,65 - 8,89)}{17,79 + 7,89} = 2,86 > 1,5$$

Sí cumple contra deslizamiento, por lo tanto se construirá el anclaje con base, altura y espesor = 3 metros.

2.1.9.5.3. Conexiones domiciliarias

El tipo de conexión que se utilizará será del tipo predial, que consiste en la colocación de un grifo instalado fuera de la vivienda, pero dentro del predio o lote que ocupa. Este tipo de servicio es la mejor forma para poder abastecer directamente agua potable al área rural, ya que es económico y recomendable para comunidades dispersas con nivel socioeconómico regular.

En total serán instaladas 93 conexiones domiciliarias, cada una de ellas contará con tubería de acometida PVC de Ø 1/2", con chorro del mismo diámetro y contador de flujo de agua.

El costo ocasionado por la instalación de contadores no se estima debido a que, por lineamientos de la municipalidad, este deberá tener un control; dicho contador será entregado a los beneficiarios al momento de solicitar su conexión, y el valor será absorbido conjuntamente con la municipalidad al momento de la solicitud del derecho de conexión.

2.1.10. Elaboración de planos

Los planos deben realizarse utilizando una escala no mayor de 1/5 000, usando como guía un formato A-1. Si la planta general es mayor a la guía del formato se continuará en otro u otros formatos debiendo elaborar al final un esquema general sin escala del levantamiento.

Las estaciones deben ser identificadas utilizando círculos de 2 milímetros de diámetro y a cada cinco estaciones debe ser indicada la cota.

Para la densidad de vivienda se utilizará la planta general del proyecto en donde se deben ubicar todas las viviendas actuales, las iglesias y escuelas. También se localizarán todos los accidentes geográficos como: ríos, quebradas, cercos, cultivos. Las viviendas se indicarán por un cuadro de aproximadamente 3x3 milímetros con un grosor de línea de 0,2 milímetros.

En las plantas se deben dibujar los codos, tees, cruces, además de las cajas rompe presión, cajas unificadoras, tanques de distribución, nacimientos, etc.

El rotulado deberá de ser de 3 milímetros de altura, toda información del diseño deberá enmarcarse dentro de un rectángulo.

Los perfiles deben anotarse en la parte de abajo la información relativa a la tubería del tramo, como la distancia en metros de tubería, el tipo de tubería, así como el diámetro de la misma y la presión. También agregar en los perfiles las obras hidráulicas como las válvulas de aire, válvulas de limpieza, cajas rompe presión.

También debe dibujarse la línea de presión o piezométrica, con línea discontinua de 0,5 milímetros de grosor, indicando sobre dicha línea, el caudal que transporta y en el inicio y final de los tramos, colocar el valor de cota piezométrica.

Tomar en cuenta que el formato deberá llevar un cajetín con medidas y sus anotaciones correspondientes, el cual deberá ser ubicado dentro del

formato en la parte inferior derecho, con el objetivo de identificar el tipo de proyecto, el lugar, tipo de plano específico que representa y número de plano.

2.1.11. Elaboración de presupuesto

Se integró por precio unitario cada una de las actividades que se deben realizar, para obtener un costo total, con base al precio actual tanto de materiales como de mano de obra; se obtuvo un costo total por cada actividad, al final se agregó a cada renglón los porcentajes correspondientes de los costos indirectos:

- Gastos administrativos: 5 %
- Gastos de supervisión: 5 %
- Gastos de fianzas: 3 %
- Imprevistos: 10 %
- Utilidad: 10 %

Tabla VIII. Resumen de precios unitarios

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Total	% renglón
1	Bodega	1	Unidad	Q.10 263,18	Q.10 263,18	1,23
2	Replanteo topográfico	4,41	km	Q.2 694,03	Q.11 880,67	1,42
3	Captación	4	Unidad	Q.15 446,80	Q.61 787,20	7,38
4	Línea de conducción	1 374	ml	Q. 68,95	Q.94 735,05	11,31
5	Paso aéreo 100 m	1	Unidad	Q.153 232,54	Q.153 232,54	18,30
6	Válvulas de limpieza	2	Unidad	Q.4 547,15	Q.9 094,31	1,09
7	Válvulas de aire	2	Unidad	Q.3 924,88	Q.7 849,75	0,94
8	Cajas unificadoras	3	Unidad	Q. 8 994,88	Q.26 984,65	3,22
9	Tanque de almacenamiento	1	Unidad	Q.191 107,45	Q.191 107,45	22,82
10	Hipoclorador	1	Unidad	Q.14 084,88	Q.14 084,88	1,68
11	Cajas rompe presión	6	Unidad	Q.4 212,71	Q.25 276,28	3,02
12	Red de distribución	3 095,41	ml	Q.46,22	Q.143 072,59	17,08
13	Conexiones domiciliarias	77	Unidad	Q.1 144,54	Q.88 129,67	10,52
Costo total					Q.837 498,21	100,00

Fuete: elaboración propia.

Tabla IX. Cronograma

Cronograma de trabajo											
No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Tiempo estimado en meses							
				Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Mes 5	Mes 6		
1	Bodega	1	Unidad	■							
2	Replanteo topográfico	4,41	km	■	■	■	■				
3	Captación	4	Unidad	■	■	■	■				
4	Línea de conducción	1 374	ml		■	■	■	■	■		
5	Paso aéreo 100 m	1	Unidad				■	■	■		
6	Válvulas de limpieza	2	Unidad			■	■	■	■		
7	Válvulas de aire	2	Unidad			■	■	■	■		
8	Cajas unificadoras	3	Unidad			■	■	■	■		
9	Tanque de almacenamiento	1	Unidad			■	■	■	■		
10	Hipoclorador	1	Unidad			■	■	■	■		
11	Cajas rompe presión	6	Unidad					■	■	■	■
12	Red de distribución	3 095,41	ml					■	■	■	■
13	Conexiones domiciliarias	77	Unidad					■	■	■	■
EJECUCIÓN MENSUAL				16,66 %	16,66 %	16,66 %	16,66 %	16,66 %	16,66 %	16,66 %	16,66 %
CANTIDAD A EJECUTAR POR MES				Q.139 527,20	Q.139 527,20	Q.139 527,20	Q.139 527,20	Q.139 527,20	Q.139 527,20	Q.139 527,20	Q.139 527,20
PORCENTAJE ACUMULADO				16,66%	33,32 %	49,98%	66,64%	83,30 %	100%		

Fuete: elaboración propia.

2.1.12. Programa de operación y mantenimiento

La operación y mantenimiento de un sistema de agua comprende una serie de acciones que deben llevarse a cabo, con el objetivo de prever daños o perjuicios en la red, obras hidráulicas o equipos, con la intención de garantizar un buen funcionamiento del sistema y servicio, para lo cual es necesario llevar a cabo un mantenimiento tanto preventivo como correctivo en el sistema.

El mantenimiento preventivo consiste en una serie de acciones planificadas que se realizan periódicamente para prevenir daños en el sistema; mientras que el mantenimiento correctivo consiste en una pronta reparación de cualquier avería ocasionada en la red, equipo y obras hidráulicas, con el fin de hacer eficiente el sistema.

Para prestar el servicio de mantenimiento preventivo y correctivo en un sistema de agua, es necesario contar con un fontanero que esté capacitado para llevar a cabo dichas labores, el cual deberá ser pagado con los fondos obtenidos de la tarifa mensual.

- Programa de operación y mantenimiento
 - Captación
 - Cada semana: limpieza de caja de captación, abriendo válvula de compuerta para eliminar sedimentos en el fondo
 - Cada 3 meses: limpia y chapeo de áreas adyacentes, limpieza de paredes para eliminación de formación de algas. Toma de muestras para análisis de laboratorio

- Cada 4 meses: inspección de área adyacente para determinar posible contaminación de fuentes, inspección ocular de actividades de deforestación cercanas a la fuente, revisión de estructuras para determinar fisuras y filtraciones, revisión de válvulas para determinar posibles fugas
- Cada 6 meses: lavar caja de captación, con cepillo plástico sin jabón o detergente
- Tanque de almacenamiento
 - Eventual: reparación de estructuras, reparación o cambio de válvulas
 - Mensual: revisión de válvulas, limpieza del área
 - Trimestral: revisión de estructuras
- Cajas de válvulas
 - Eventual: reparación de cajas y de válvulas
 - Trimestral: revisión de cajas, revisión de válvulas y engrase de candado
- Línea de conducción y distribución
 - Eventual: reparación de fugas.
 - Mensual: revisión de líneas y verificación de fugas

- Conexiones prediales
 - Eventual: reparación de válvulas de paso, reparación o cambio de válvula de grifo.
 - Trimestral: revisión de válvulas de paso y de válvula de grifo
- Equipo de hipocloración
 - Semanal: chequear la cantidad de tabletas
 - Mensual: revisar válvulas, tubería y dosificador
- Costo de operación (O)

Este costo representa el pago al fontanero, se supone un jornal de Q. 75,00 al día, a esto se le incrementa un 40 por ciento más del salario normal por prestaciones laborales, y se obtiene de la siguiente manera:

$$O = Q.75,00 * 1,40 * 30 = Q.3 150,00/ \text{ mes}$$

- Costo de mantenimiento (M)

Este costo servirá para la compra de materiales del proyecto, en caso de que sea necesario. Se estima como el 4 por millar del costo total del proyecto dividido entre el número de años del período de diseño.

$$M = \frac{0,004 * \text{costo total del proyecto}}{22} = \frac{0,004 * Q. 837 498,21}{22} = Q. 152,27$$

- Costo del tratamiento (T)

Es el costo que se requiere para la compra de tricloro, que fue el método seleccionado para la desinfección del agua; se hará mensualmente.

$$T = N * Pr$$

Donde

N= tabletas de cloro por mes

Pr= precio de las tabletas= Q. 6,25

$$T = 17 * Q.6,25 = Q.106,25$$

- Costo de reserva (R)

Se denomina así, a una reserva de dinero que se debe tener para cualquier imprevisto que afecte al proyecto, el cual será un 8 por ciento de los costos de operación, mantenimiento y tratamiento.

$$R = 8 \% * O + M + T = 0,08 \text{ Q.} 3 \text{ 150} + \text{Q.} 152,27 + \text{Q.} 106,25 = \text{Q.} 272,68$$

- Costo de administración (A)

Representa un fondo que servirá para gastos de papelería, viáticos, sellos, etc. Se estima que es un 15 por ciento de la suma de los costos de operación, mantenimiento y tratamiento.

$$A = 15 \% * O + M + T = 0,15 \text{ Q.} 3 \text{ 150} + \text{Q.} 152,27 + \text{Q.} 106,25 = \text{Q.} 511,28$$

- Costo total

Representa el costo mensual de operación y mantenimiento y es la sumatoria de todos los anteriores.

$$\text{Costo total} = O + M + T + R + A$$

$$\text{Costo total} = Q. 3 150 + Q. 152,27 + Q. 106,25 + Q. 272,68 + Q. 511,28$$

$$\text{Costo Total} = Q. 4192,48$$

2.1.13. Propuesta de tarifa

La tarifa a proponer tendrá como objetivo principal suplir los gastos de operación y mantenimiento del sistema, esta tarifa será asignada a las 77 familias que tendrán derecho al servicio y la fórmula es la siguiente:

$$\text{Tarifa} = \frac{O + M + T + R + A}{77 \text{ viviendas}} = Q. 54,45/\text{mensual}$$

Considerando los gastos de operación y mantenimiento del sistema, se propone una tarifa de 54,45 quetzales mensuales por familia, con esta tarifa se estaría recaudando mensualmente 4 192,48 quetzales o anualmente 50 309,76 quetzales, suficientes para garantizar la operación y mantenimiento del sistema.

2.1.14. Evaluación de impacto ambiental

Este término define la alteración favorable o desfavorable que experimenta un elemento del ambiente causada por la implementación de una actividad o un

proyecto, como resultado de efectos positivos o negativos de la actividad humana o de la naturaleza en sí. Por lo tanto los factores a alterarse son: el sistema de elementos bióticos, abióticos, culturales, socioeconómicos y estéticos que interactúan entre sí, en permanente modificación por la acción humana.

Para la evaluación de impacto ambiental existen muchos métodos, los cuales han surgido porque se determinó que a lo largo del desarrollo de un proyecto, siempre se realizarán actividades que dañan el medio ambiente, tales como: tala de árboles, chapeo, desmonte y zanqueo para la construcción de los diferentes componentes que los proyectos requerían.

En forma general, se describe la contaminación del medio ambiente como la presencia de elementos de origen químico, físico y biológico los cuales pueden ser nocivos a los seres vivos, tomando en cuenta que, además, puede degradar la calidad de atmósfera, del agua, del suelo, recursos naturales y bienes culturales en general. La contaminación se puede ocasionar por:

- Contaminantes físicos: son inertes, que tienen origen natural como los sedimentos ocasionados por la erosión del suelo producida durante las lluvias, incluyendo también, los desperdicios y desechos generados durante la construcción del proyecto, siendo de origen humano.
- Contaminantes químicos: son todos los compuestos orgánicos e inorgánicos disueltos o disperso. Los contaminantes orgánicos provienen de descargas domésticas, agrícolas e industriales, pero en este caso son sustancias disueltas, tales como: las sales metálicas solubles, como cloruros, sulfatos, nitratos, fosfatos, también los desechos de ácidos. Bases y gases tóxicos disueltos.

- Contaminantes biológicos: aquí se incluyen bacterias y virus que producen enfermedades. Ciertas bacterias son inofensivas y otras las que producen enfermedades, tales como: la tifoidea, cólera, poliomielitis y la hepatitis. Generalmente se asume que los miembros de la comunidad y los trabajadores del proyecto son capaces de contaminar el aire y el agua con agentes infecciosos, pero lamentablemente, la identificación de dichos agentes en los abastecimientos de agua, requieren análisis de una gran cantidad de muestras constantemente. Estos métodos determinan el número más probable de bacterias intestinales que se encuentra en la muestra de agua dada. Estos organismos no son patógenos, pero su alta concentración es un indicador de posible contaminación patógena.
- Contaminación auditiva: es cualquier sonido indeseable y desagradable. Cuando este es mayor a 80 decibeles ocasiona sobre el ser humano estrés y pérdidas auditivas.
- Contaminación visual: se refiere a la alteración de las áreas naturales por desmonte, chapeo, zanjeo y especialmente la tala de árboles y, en general, por la construcción de los elementos que componen el proyecto.

Tabla X. **Matriz de correlación de impacto ambiental**

Aspectos	Captación	Zanje- o	Tubería	Purificación	Manteni- miento de equipo	Limpie- za de tanques	extracción de basura
Hidrológico	-1	0	0	0	-2	2	1
Suelos	0	-1	-1	0	-1	-1	-1
Biológico	0	0	0	1	0	1	-1
Ruido	0	0	0	0	-1	0	0
Atmosférico	0	0	0	-1	-2	0	0
Olor	0	0	0	0	-1	0	0
Cont. Visual	-1	-1	0	0	0	0	-2
Social	2	2	2	2	2	2	2
Sumatoria	0	0	1	2	-5	4	-1
Contaminación drástica: -2			Contaminación mínima:-1			Beneficios: +2, +1	

Fuente: elaboración propia.

La sumatoria da horizontal da una diferencia de +1, por lo tanto es factible construir el proyecto porque no presenta impactos ambientales adversos de gran magnitud que pudieran poner en riesgo la salud de las personas y del medio ambiente, observando que los aspectos positivos se ven aumentados por la generación de empleos durante la construcción y funcionamiento del sistema de agua potable, además de satisfacer la demanda de primera necesidad.

Dentro de los aspectos negativos mínimos se pueden mencionar: alteración del paisaje, remoción de la capa vegetal, un pequeño incremento de niveles de ruido y polvo; por esta razón se tendrá especial cuidado en no cambiar el entorno en el cual se desarrollará el proyecto, transitando por una ruta en la cual la vegetación sea escasa, reduciendo el contacto con el entorno que rodea el proyecto.

2.1.15. Evaluación socioeconómica

Es una metodología que indica como se ha de evaluar un proyecto de inversión, con el objetivo de comparar los beneficios con los costos que dichos proyectos implican para la sociedad, observando el efecto que tendrá sobre el bienestar social de la comunidad.

2.1.15.1. Valor Presente Neto (VPN)

El Valor Presente Neto (VPN) es el procedimiento que permite calcular el valor presente de una determinada suma de los flujos netos de caja actualizados, que incluyen la inversión inicial. El proyecto de inversión según este criterio, se acepta cuando el Valor Presente Neto es positivo, porque agrega capital.

El método descuenta una determinada tasa de interés igual para todo el período considerado. La obtención del Valor Presente Neto constituye una herramienta fundamental para la evaluación de proyectos como para la administración financiera, para estudiar el ingreso futuro a la hora de realizar una inversión en algún proyecto.

Cuando el VPN es menor que cero implica que hay una pérdida a una cierta tasa de interés, mientras que por el contrario, si el VPN es mayor que cero, se interpreta como una ganancia; cuando el VPN es igual a cero se dice que el proyecto es indiferente.

El proyecto de abastecimiento de agua potable requiere una inversión inicial del costo total del proyecto, siendo este de Q. 827 409,60 teniendo únicamente los ingresos anuales de la forma siguiente: 77 viviendas* Q. 54,41 *12 meses = Q. 50 274,84 con valor de rescate nulo, con tasa de interés de 5 por ciento anual para 22 años.

$$VPN = - \text{Costo total proyecto} + 50,309.76 * \left(\frac{P}{A}, 5\%, 22\right)$$

$$VPN = - Q.837 498,21 + Q.50 309,76 * \frac{1 + 0,05^{22} - 1}{0,05 \cdot 1 + 0,05^{22}}$$

$$VPN = -837 498,21 + 50 30,79 * 13,16 = -175 421,37$$

Se puede observar que se tienen pérdidas en el desarrollo del proyecto de abastecimiento de agua potable para el caserío Xalamá, aldea Pixabaj, departamento de Sololá, al realizar el estudio del Valor Presente Neto, pero por ser un proyecto de beneficio social para la comunidad no se toma en cuenta las pérdidas.

2.1.15.2. Tasa Interna de Retorno (TIR)

Se le denomina Tasa Interna de Retorno (TIR) a la suma de ingresos actualizados, con la suma de los egresos actualizados igualando al egreso inicial; también se puede decir que es la tasa de interés que hace que el VPN del proyecto sea igual a cero. Este método consiste en encontrar una tasa de interés en la cual se cumplen las condiciones buscadas en el momento de iniciar o aceptar un proyecto de inversión.

Para realizar el cálculo de la TIR se comienza con una tasa cualquiera de actualización, tratando de calcular un valor actual neto, tanteando hasta que el signo VP cambie.

La inversión para el proyecto es $I = Q.837\ 498,21$ y se producirá un beneficio de $Q.50\ 309,76$ con una vida de servicio de 22 años.

Se utilizará una tasa de interés de -10 %

$$VPN = -Q.837\ 498,21 + Q.50\ 309,76 * \frac{1}{(1 + (-0,10))^{22}} = -Q.326\ 620,40$$

Se utilizará una tasa de interés de -15 %

$$VPN = -Q.837\ 498,21 + Q.50\ 309,76 * \frac{1}{(1 + (-0,15))^{22}} = Q.959\ 037,60$$

2.2. Diseño del sistema de alcantarillado sanitario para la colonia Miralinda, barrio El Carmen, Sololá

A continuación se presentan los principales conceptos y criterios para el diseño de alcantarillado sanitario.

2.2.1. Descripción del proyecto

La idea de crear un proyecto de alcantarillado sanitario para las aguas residuales en la colonia Miralinda, surgió a través de la observación y de las peticiones de los vecinos de dicha colonia.

El proyecto consiste en implementar un sistema de drenaje sanitario para la colonia Miralinda en el barrio El Carmen, el cual beneficiará a 564 habitantes actuales, en 94 casas y 1 330 habitantes futuros. El período de diseño será de 22 años y la tasa de crecimiento poblacional a emplear será del 3,98 por ciento.

Se realizaron varias visitas con el objetivo de determinar las características de la colonia, seguido del levantamiento topográfico y en consecuencia se estableció que tiene una longitud de 1,42 kilómetros.

El proyecto cuenta con tubería PVC de 6 pulgadas y 30 pozos de visita ubicados estratégicamente y diseñados con ladrillo tayuyo de 0,23 x 0,11 x 0,06 metros con el objetivo de conducir el agua residual eficientemente hasta el sistema de tratamiento, el cual consiste en 3 fosas sépticas ubicadas paralelamente, y una batería de 6 pozos de absorción por cada fosa séptica, haciendo un total de 18 pozos de absorción diseñados también de ladrillo.

2.2.2. Levantamiento topográfico

Al igual que en el proyecto de abastecimiento de agua potable, el levantamiento topográfico en el diseño de alcantarillado sanitario, se realizó la altimetría y planimetría, con el propósito de proporcionar características naturales, realizado al centro de las calles, en esquinas e intersecciones considerando las elevaciones y depresiones que estas presentan.

2.2.3. Diseño del sistema

Para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario se tomaron en cuenta los criterios y parámetros de diseño proporcionados por las normas,

considerando que son una referencia cuando el diseñador no cuenta con suficiente información del lugar.

2.2.3.1. Descripción del sistema a utilizar

Existen tres tipos de sistemas de alcantarillado, los cuales son: sanitarios, pluviales y combinados. La determinación dependerá de las condiciones que se presenten tanto físicas, de funcionamiento y económicas.

Para la colonia Miralinda del barrio El Carmen, el tipo de sistema de alcantarillado a utilizar será sanitario, ya que es el que se utiliza en la mayoría de sistemas de evacuación por ser adecuado para aguas de origen domiciliar, comercial e industrial si existieran. La tubería a utilizar será de PVC por presentar menos coeficiente de rugosidad y tener una fácil instalación. Las cajas y pozos de visita serán construidos de ladrillo tayuyo.

2.2.3.2. Período de diseño

El período de diseño adoptado para el sistema será proyectado a 20 años, considerando 2 años adicionales de gestión para obtener el financiamiento para la construcción del mismo, tomando en cuenta que el sistema funcionará en forma eficiente durante este período.

2.2.3.3. Población de diseño

Para determinar la población al final de 22 años, el cual es el período de diseño, se utilizó el método de incremento geométrico, es el más utilizado debido a que su resultado es cercano con la realidad. Para el presente proyecto la tasa de crecimiento de Sololá es del 3,98 por ciento, dato calculado

anteriormente en función del número de habitantes, proporcionado por el INE. La fórmula de incremento geométrico se emplea utilizando los datos siguientes:

- Densidad poblacional: 6 habitantes / casa
- No. De casas: 93
- Población actual (Po): 6 hab / casa * 94 casas = 564 habitantes
- Tasa de crecimiento (r) = 3,98 %, según INE
- Período de diseño= 22 años

$$P_F = P_O * (1 + r)^n$$

$$P_F = 564 * (1 + 0,0398)^{22}$$

$$P_F = 1\ 331 \text{ habitantes}$$

2.2.3.4. Dotación de agua potable

Está relacionada con factores propios de la comunidad que los caracteriza, dentro de los cuales están: clima, actividad productiva, nivel de vida, costumbres. Se expresa en litro /habitante/día, que determina la cantidad de agua que utiliza un habitante durante el día.

Para la colonia Miralinda se determinó una dotación de 150 lts/hab/día, los criterios que lo determinan son: el clima, la falta de un sistema de alcantarillado sanitario y que la municipalidad se puede categorizar como de segunda categoría, tomando en cuenta algunos valores de dotación, los cuales pueden ser considerados según el caso.

Tabla XI. **Dotación de agua según área y tipo de conexión**

Área servida	Dotación
Área urbana	200-300 lts/hab/día
Área rural conexión intradomiciliar	90-170 lts/hab/día
Área rural conexión predial	60-120 lts/hab/día
Área rural con llenacantaros	30-60 lts/hab/día

Fuente: Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales. p. 21.

2.2.3.5. Factor de retorno

El factor de retorno se aplica el criterio del agua utilizada por los habitantes de una vivienda, no retorna 100 por ciento al sistema, debido a que es utilizado para riego, lavado de ropa y patios, perdiéndose por infiltración y evaporación.

Cuando las condiciones no permiten realizar un estudio que demuestre la cantidad o el porcentaje exacto de agua que ingresa a la red de alcantarillas, se toma un valor entre el 70 por ciento a un 95 por ciento. Para el presente proyecto el factor de retorno es del 80 por ciento.

2.2.3.6. Factor de Harmond

El factor de Harmond es una probabilidad que involucra a la población a servir en determinadas horas de mayor utilización del drenaje, cuya fórmula está dada por:

$$F.H = \frac{18 + \bar{P}}{4 + \bar{P}}$$

Donde:

P = población futura acumulada en miles

2.2.3.7. Caudal sanitario

Es aquel que transporta las aguas residuales desechadas, que provienen de las viviendas, comercios e industrias en caso de que existieran.

2.2.3.7.1. Caudal domiciliar

Es el caudal proveniente de las viviendas, habiendo sido utilizado para limpieza es desechada al sistema; se relaciona con la dotación estimada para dicha población, parte del agua de abastecimiento que no será llevada al alcantarillado, teniendo un factor de retorno que varía entre 0,70 a 0,90. El caudal domiciliar está dado por la siguiente fórmula:

$$Q_{dom} = \frac{Dot * No. Hab. fut * F. R}{86\ 400}$$

Donde:

Q_{dom} = caudal domiciliar (lts/s)

Dot = dotación (lts/ hab/día)

F.R = factor de retorno

Sustituyendo:

$$Q_{dom} = \frac{150 * 1\,331 * 0,80}{86\,400} = 1,84 \text{ lts/s}$$

2.2.3.7.2. Caudal de infiltración

Es el caudal que se infiltra dentro de la alcantarilla, depende de factores como: la profundidad del nivel freático del agua, tipo y profundidad de tubería, permeabilidad de terreno, tipo de juntas y la calidad de la mano de obra en la ejecución.

Para medirlo puede ser esta expresada en litros diarios por hectárea o litros diarios por kilómetro de tubería, que incluye la longitud de la tubería para las conexiones domiciliarias, para la cual se puede estimar de 6 metros por cada casa, el factor de infiltración varía entre 12 000 y 18 000 lts/km/día.

La fórmula es la siguiente:

$$Q_{inf} = \frac{F. \text{ inf} * \text{ m. de tubo} + \text{ No. casas futuras} * 6 \text{ m} * 0,001}{86\,400}$$

Donde:

Q_{inf} = caudal de infiltración

F. inf = factor de infiltración

No. casas futuras = número de casas futuras

Para este proyecto por ser tubería de PVC, no se toma en cuenta el caudal de infiltración.

2.2.3.7.3. Caudal por conexiones ilícitas

Este es proveniente de las viviendas que conectan las tuberías del agua pluvial al alcantarillado sanitario, se considera un porcentaje de viviendas que realizan tal acción que varía de 0,5 a 2,5 por ciento.

El caudal de conexiones ilícitas es producido por viviendas que conectan las tuberías del agua pluvial al sistema de alcantarillado sanitario, por esa razón está directamente relacionado con el caudal producido por las lluvias por lo tanto se puede calcular por el método racional.

$$Q_{c.i} = \frac{C * I * (A\%)}{360}$$

Donde:

$Q_{c.i}$ = caudal de conexiones ilícitas (m^3/s)

C = coeficiente de escorrentía, depende de la superficie

I = intensidad de lluvia (mm/ hora)

A = área de techos y patios (Ha)

% = porcentaje de viviendas que podrían hacer conexiones ilícitas

El promedio de área de las casas $175 m^2$ (75 para techos y 100 para patios)

Intensidad de lluvia 100 mm/hr según el atlas hidrológico 2002 de INSIVUMEH

Factor de esorrentía para techos 0,80

Factor de esorrentía para patios 0,20

$$\text{Área de techos} = \frac{75 \text{ m}^2 * 94 \text{ casas}}{10\,000 \text{ m}^2/\text{Ha}} = 0,70 \text{ Ha}$$

$$\text{Área de patios} = \frac{100 \text{ m}^2 * 94 \text{ casas}}{10\,000 \text{ m}^2/\text{Ha}} = 0,93 \text{ Ha}$$

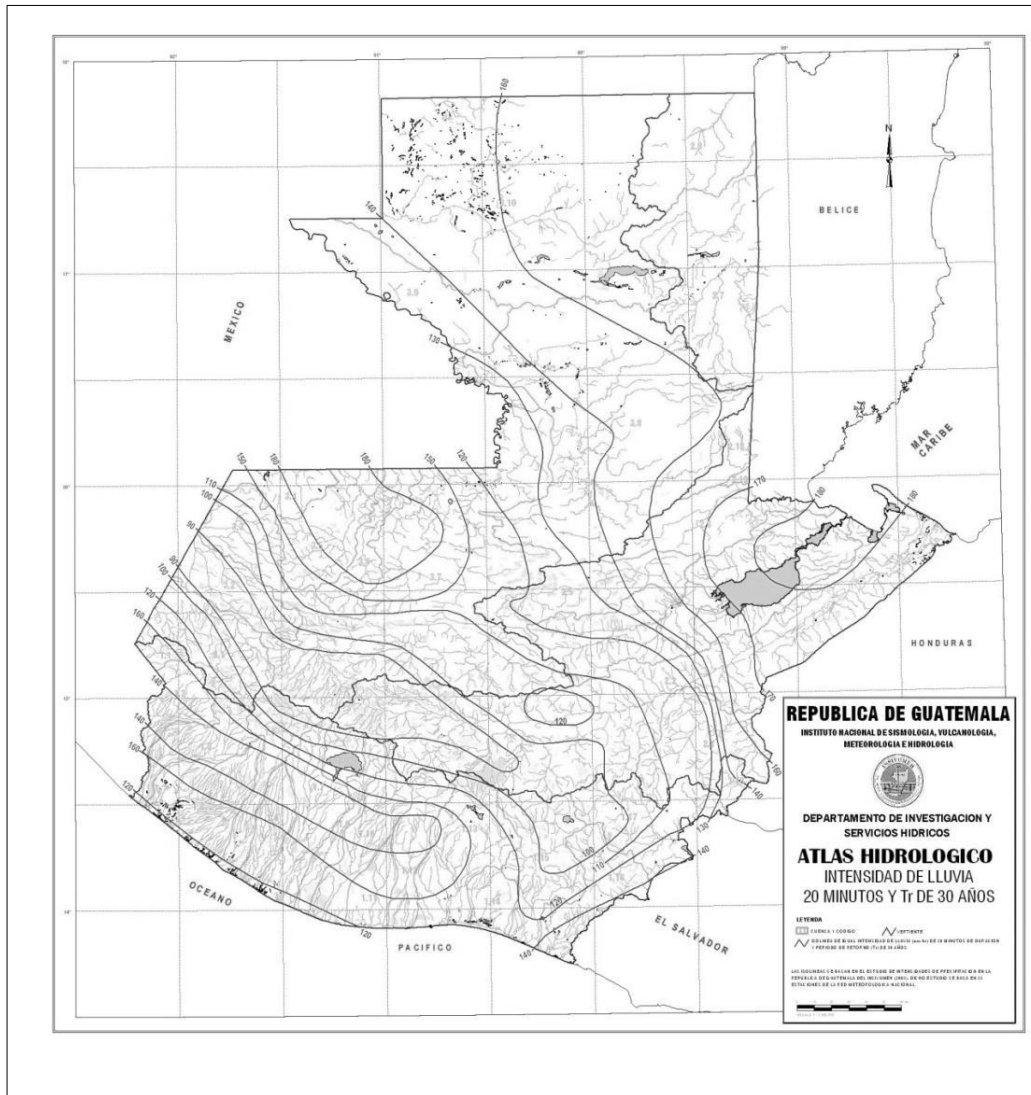
$$C = \frac{A \text{ techos} * \text{factor de techos} + (A \text{ patios} * \text{factor de patios})}{A \text{ techos} + A \text{ patios}}$$

$$C = \frac{0,70 * 0,80 + (0,93 * 0,20)}{0,70 + 0,93} = 0,45$$

Sustituyendo en la fórmula racional

$$Q_{c.i} = \frac{0,45 * 100 \text{ mm/hr} * (1,63 * 0,02)}{360} * 1\,000 \frac{\text{lbs}}{1\text{m}^3} = 4,08 \text{ lbs/s}$$

Figura 12. **Intensidad de lluvia 20 minutos y Tr de 30 años**



Fuente: Atlas hidrológico 2002, Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH).

2.2.3.7.4. Caudal comercial

Es el agua que se desecha proveniente de actividades comerciales que se desarrollan en el lugar. Actualmente la dotación para los comercios, varía de 1200 a 5 000 litros/comercio/día.

En este caso, la única actividad que se realiza en el área a servir, a parte de las actividades propias de una vivienda, es la que se lleva a cabo en tres centros educativos que son: la Escuela José Vitelio Ralón, Escuela Normal Privada y la Escuela de Párvulos Demetria Linares, también el ministerio de educación y una pequeña sub estación del INDE. Estimando un número de personas y personal administrativo de los cinco lugares se cuenta con alrededor de 3 000 que se movilizan diariamente en sus instalaciones.

En este caso se puede estimar una dotación entre 10 y 40 lts/alumno o trabajadores/ día. El factor de retorno será 0,95, tomando en cuenta que la donación solo es para uso de higiene personal y descarga de inodoro. El caudal comercial será:

$$Q_{com} = \frac{Dot * personas * F. R}{86\ 400}$$

$$Q_{com} = \frac{10 * 3\ 000 * 0,95}{86\ 400} = 0,33 \text{ lts/s}$$

2.2.3.8. Factor de caudal medio

Este es un regulador a la sumatoria de caudales domésticos, de conexiones ilícitas, de infiltración, comercial e industrial. Esta dentro del rango permitido.

$$0,002 \leq \text{FQM} \leq 0,005$$

Si el valor obtenido es menor al rango anterior se asignara 0,002, si es mayor se asignara 0,005. El factor está dado por:

$$\text{FQM} = \frac{Q_m}{\text{No. de habitantes futuros}}$$

$$\text{FQM} = \frac{1,84 + 4,08 + 0,32}{1\ 331} = 0,0047$$

$$\text{FQM} = 0,0047$$

2.2.3.9. Caudal de diseño

El caudal de diseño se obtiene multiplicando el factor de Harmond, el número de habitantes a servir y el factor de caudal medio, involucrando caudales máximos de origen doméstico, caudal comercial, caudal industrial, caudal de infiltración y caudal de conexiones ilícitas. Para el proyecto presente se tomaron en cuenta los caudales máximos de origen doméstico y caudal de conexiones ilícitas y está dado por:

$$Q_{\text{dis}} = F. H * \text{No. Hab fut} * \text{FQM}$$

Donde:

F.H = factor de Hardmond

No. Hab fut = número de habitantes futuros acumulados

FQM = factor de caudal medio

2.2.3.10. Selección del tipo de tubería

Las tuberías en los sistemas de alcantarillados requieren materiales fuertes, para contrarrestar continuamente las presiones externas, aunque no requieran una gran resistencia contra la presión interna, excepto en algunos casos específicos. Las tuberías más utilizadas son:

- Tubos de concreto

La utilización de tubos corrientes de concreto prefabricados son utilizados para alcantarillas de pequeñas dimensiones. Para diámetros mayores de 0,60 metros (24 pulgadas), el concreto debe amarrarse. Posee la ventaja de que se puede adquirir a un costo inferior comparado con otros tipos de tubería, pero tiene la desventaja de permitir infiltración de agua subterránea por sus paredes y sus múltiples juntas.

- Tubos de concreto armado

Son prefabricados, de más de 0,60 metros (24 pulgadas) de diámetro, deben armarse con algunos refuerzos longitudinales, para mantener los aros en su lugar y evitar roturas transversales. Puesto que las alcantarillas no están proyectadas para trabajar a presión, excepto en casos especiales, el refuerzo

se basa generalmente, tomando como condición principal la sobrecarga en una zanja.

Pero cuentan con la desventaja económica, y difícil manipulación, ya que suelen ser muy pesados.

- Tubos de cloruro de polivinilo (PVC)

El PVC puede ser adquirido comercialmente en diámetros desde 0,10 metros (4 pulgadas) hasta 1,50 metros (60 pulgadas) y cuenta con las siguientes propiedades:

- Son bastante flexibles, por lo tanto se recomienda colocarlos en una cama de arena.
- Alta impermeabilidad en juntas que previene la infiltración.
- Alta resistencia contra alcalinos y ácidos, ideal para drenar aguas industriales.
- Fácil trabajo y manipulación, debido a su peso ligero.
- El material es más liso, proporcionando menor fricción.

Las ventajas que ofrece la tubería de PVC hacen que sea la más utilizada y recomendada en el medio, proporcionando una eficiencia y durabilidad mayor.

2.2.3.11. Diseño de secciones y pendientes

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

Existe una pequeña concentración de sólidos relativamente pequeña (600 ppm) usualmente encontradas en aguas negras y de tormentas, dicha concentración no es suficiente para hacer que su evolución sea diferente que la del agua. Por esta razón, se acepta que las aguas negras tengan las mismas características que el agua, siempre que se mantenga en velocidades mínimas de autolimpieza. Las aguas negras buscarán el nivel más bajo cuando son introducidas en una tubería con pendiente. El intento de las aguas negras de buscar su nivel induce un movimiento conocido como flujo por gravedad.

Para simplificar el diseño de tuberías sanitarias, se necesita asumir condiciones constantes de flujo. La mayoría de sistemas de drenajes funciona como caudales, sus momentos variables son desde que se diseñan y permiten que el área de drenaje aumente o disminuya, se considera como flujo en canales abiertos.

En sistemas de alcantarillado por gravedad, como canales el flujo se encuentra en contacto directo con la atmósfera, por lo tanto, carece de cualquier tipo de presión, de igual forma sucede lo mismo en la tubería de alcantarillado, ya que el flujo es a sección parcialmente llena.

2.2.3.11.1. Diseño de secciones

En general se usarán en el diseño secciones circulares de tuberías PVC, como se mencionó anteriormente, por la cantidad de ventajas que esta presenta.

Estas tuberías funcionan como canales, para que el agua circule por acción de la gravedad sin ninguna presión.

La fórmula de Manning está basada en las condiciones antes mencionadas, o sea flujos constantes, canales abiertos, y está en función de la sección y de la pendiente de la tubería, transformada a sistema métrico para secciones circulares de la siguiente forma:

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

Donde:

V = velocidad de flujo a sección llena (m/s)

ϕ = diámetro de sección circular (pulg)

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

n = coeficiente de rugosidad de Manning

El diámetro mínimo a utilizar en los alcantarillados sanitarios es tubería de PVC de 6 pulgadas, el cual podrá aumentar cuando a criterio del ingeniero diseñador sea necesario. Para conexiones domiciliarias el diámetro mínimo será de 4 pulgadas.

Los coeficientes de rugosidad de Manning varían según el material de la tubería. A continuación se muestran los diferentes valores de coeficientes de rugosidad de Manning.

Tabla XII. **Coefficientes de rugosidad de Manning**

Material	n
Tubería de concreto < 24"	0,015
Tubería de concreto > 24"	0,013
Tubería PVC	0,010
Tubería de metal corrugado	0,021
Canales de piedra	0,030

Fuente: CABRERA, Ricardo Antonio. Apuntes de Ingeniería Sanitaria 2. p. 9.

2.2.3.11.2. Diseño de pendientes

Para las condiciones domiciliarias, la pendiente mínima será de 2 por ciento y la máxima será de 6 por ciento formará un ángulo horizontal con respecto a la línea central de aproximadamente 45 grados en el sentido de la corriente del colector principal.

2.2.3.12. Velocidades máximas y mínimas

La velocidad del flujo está determinada por la gradiente del terreno, el diámetro de la tubería y el tipo de tubería a utilizar. La velocidad del flujo se determina por la fórmula de Manning y las relaciones hidráulicas v/V , donde v es la velocidad de diseño y V es la velocidad a sección llena, v por norma debe ser mayor a 0,60 metros por segundo, para que no exista sedimentación y menor o igual que 3 metros por segundo, para que no exista abrasión, tomando en cuenta que en algunos casos no siempre es posible estar en el rango de velocidad, debido a que existen terrenos con mucha pendiente, en tales casos es necesario, también proporcionarle una pendiente similar a la tubería, haciendo que las velocidades aumenten o en caso contrario, disminuyan.

Por esa razón, algunos fabricantes recomiendan diseñar con pendientes que dé como resultado la velocidad mínima 0,60 metros por segundo y en casos extremos una velocidad no menor de 0,40 metros por segundo y no mayores a 5 metros por segundo, tal como se indica a continuación.

- Tubería PVC velocidad mínima = 0,40 metros por segundo y velocidad máxima = 5 metros por segundo.
- Tubería de concreto velocidad mínima = 0,60 metros por segundo y velocidad máxima = 3 metros por segundo.

2.2.3.13. Cotas Invert

Se refiere a la utilización de colectores con un cierto porcentaje de pendiente, en el cual la cota en la parte más baja donde transita el agua se llama cota Invert y es medido del nivel de la rasante del suelo y el nivel inferior de la tubería siguiendo la siguiente regla:

La cota Invert de salida de un pozo o caja de registro, será colocada la cota Invert de salida por lo menos tres centímetros debajo de la tubería más baja. Para calcular la cota Invert final o de entrada a un pozo se emplea la siguiente fórmula:

$$CIE = CIS - \frac{DHD * s \% \text{ tubo}}{100}$$

Donde:

CIE = cota Invert de entrada

CIS = cota Invert de salida

DHD = distancia entre pozos – diámetro de pozos

2.2.3.14. Pozos de visita

Los pozos de visita se establecen en lugares estratégicos, como medida preventiva para limpieza y mantenimiento, cuando el sistema sea obstruido, estos son de gran ayuda para el taponamiento. Son contruidos de concreto, mampostería y PVC.

Las partes y dimensiones que los conforman son: el ingreso que es circular, tiene un diámetro entre 0,60 a 0,75 metros; la tapadera es sobrepuesta en un brocal, construido ambos de concreto reforzado. El cono tiene una altura de 1,20 metros, con un diámetro de 1,20 metros en la base, la altura del cilindro estará en función de la profundidad de la tubería. La base del pozo será de concreto, en la pared se colocarán escalones empotrados, con acero número 6.

Los pozos se colocarán según los siguientes criterios:

- Al iniciar un ramal.
- En intersecciones de dos o más tuberías.
- En lugares donde existe un cambio de pendiente.
- Donde exista cambio de diámetro.
- En distancias no mayores a 100 metros para diámetros menores a 24 pulgadas.

- En distancias no mayores a 300 metros para diámetros superiores a 24 pulgadas.

Para las cotas Invert de entrada y salida, se deben considerar los siguientes criterios.

La diferencia de altura entre la tubería de entrada y la tubería de salida de un pozo de visita debe ser como mínimo 0,03 metros.

Cuando la diferencia de cotas Invert entre la tubería que entra y la que sale en un pozo de visita, sea mayor a 0,70 metros, deberá diseñarse un accesorio especial que encauce el caudal para evitar que la caída del fluido provoque abrasión en el suelo del pozo.

Cuando un pozo de visita ingrese una tubería y salgan dos tuberías del mismo diámetro, una de inicio y otra de continuidad, la tubería de continuidad se colocará, por lo menos un diámetro debajo de la tubería del ramal inicial y mayor o igual a 0,03 metros de la tubería de llegada.

Cuando un pozo de visita la tubería de salida sea del mismo diámetro a las que ingresan, se colocará la tubería de salida a 0,03 metros por debajo del nivel de la cota más baja que entre al pozo.

2.2.3.15. Conexiones domiciliarias

En las conexiones domiciliarias se utilizan tuberías secundarias y son aquellas que interconectan la candela a la tubería principal, con el objetivo de evacuar las aguas provenientes de las viviendas, es de 6 pulgadas si se utiliza

tubería de concreto y de 4 pulgadas para PVC, teniendo una pendiente mínima de 2 por ciento, orientada a un ángulo de 45 grados en dirección de las aguas.

La candela es colocada para inspección y limpieza, su función es recibir y depositar las aguas residuales provenientes de las viviendas al colector principal, por medio de la tubería secundaria. Son construidas de mampostería y tubos de concreto en posición vertical con un diámetro mayor de 12 pulgadas, y una altura mínima de 1 metro, con tapadera de concreto reforzado para la inspección.

2.2.3.16. Profundidad de tubería

La profundidad de la tubería está en función de las cargas transmitidas por el tránsito que afecten al sistema produciendo rupturas en los tubos. Las siguientes tablas se establecen los valores para la profundidad de tubería y ancho de zanja, que dependen del diámetro y profundidad de la tubería.

Tabla XIII. **Profundidad mínima de cota Invert (m)**

Diámetro	8"	10"	12"	16"	18"	21"	24"	30"	36"	42"	48"
Tránsito normal	1,22	1,28	1,38	1,41	1,5	1,58	1,66	1,84	1,99	2,14	2,25
Tránsito pesado	1,42	1,48	1,58	1,51	1,78	1,78	1,86	2,04	2,19	2,34	2,45

Fuente: OROZCO, Juan Adolfo. Diseño de drenaje sanitario, aldea San Pedro Petz, departamento de San Marcos. p. 29.

Tabla XIV. **Ancho libre de zanja según profundidad y diámetro (cm)**

Prof de zanja (m)	De 0 a 1,30	De 1,31 a 1,85	De 1,86 a 2,35	De 2,36 a 2,85	De 2,86 a 3,35	De 3,36 a 3,85	De 3,86 a 4,35	De 4,36 a 4,85	De 4,86 a 5,35	De 5,36 a 5,85
6"	60	60	65	65	70	70	75	75	75	80
8"	60	60	65	65	70	70	75	75	75	80
10"		70	70	70	70	70	75	75	75	80
12"		75	75	75	75	75	75	75	75	80
15"		90	90	90	90	90	110	90	90	90
18"		110	110	110	110	110	110	110	110	110
21"		110	110	110	110	110	135	110	110	110
24"		135	135	135	135	135	155	135	135	135

Fuente: AMANCO-TUBOVINIL. Norma ASTM 3034, tuberías de PVC para alcantarillado sanitario. p.14.

2.2.3.17. Principios hidráulicos

A través del análisis y la investigación del funcionamiento de colectores de aguas residuales, se ha establecido que las condiciones del flujo y las pendientes hidráulicas en sistemas sanitarios que trabajan por gravedad puede ser determinadas mediante la ecuación de Manning suponiendo un flujo uniforme, tal y como se mencionó anteriormente. El principio básico de un drenaje sanitario, es transportar las aguas negras a través de tuberías como si fuesen canales abiertos, funcionando por gravedad con un flujo determinado por la pendiente y la rugosidad.

Al utilizar tuberías cerradas subterráneas, parcialmente llenas se ven afectadas solamente por la presión atmosférica, y eventualmente presiones muy pequeñas producidas por gases que se forman por la descomposición de la materia transportada.

Los sistemas de alcantarillado circular trabajan, comúnmente a sección parcialmente llena, debido a que el caudal nunca es constante, provocando con ello una variación en el flujo, la cual hace variar el área transversal del líquido y velocidad de este.

El dimensionamiento de la sección del conducto se hará con base a la fórmula de Manning, en función del radio hidráulico, utilizando valores de caudal (q), rugosidad (n) y pendientes (s) escogidas.

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

Donde:

V = velocidad de flujo a sección llena (m/s)

D = diámetro de sección circular (pulg)

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

n = coeficiente de rugosidad de Manning

Para el cálculo de la velocidad y el caudal en tuberías con sección llena, el radio hidráulico es:

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

Donde:

Rh = radio hidráulico (m)

D = diámetro de la tubería (m)

Pm = perímetro mojado (m)

Al sustituir el valor del radio hidráulico en la ecuación de Manning, esta queda de la siguiente forma:

$$V = \frac{\frac{D}{4}^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

Ya que en este medio se maneja el diámetro de tuberías en pulgadas, y sabiendo que 1 metro tiene 39,37 pulgadas se puede encontrar el factor de conversión de la siguiente forma:

$$\frac{1^{2/3}}{4} * 1 \text{ in} * \frac{1 \text{ m}}{39,37 \text{ in}}^{2/3} = 0,03429$$

Transcribiendo la fórmula como comúnmente se conoce:

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

Donde:

V = velocidad de flujo a sección llena (m/s)

D = diámetro de sección circular (pulg)

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

n = coeficiente de rugosidad de Manning

A través de los resultados obtenidos con la relación de los términos a sección llena y los de la sección parcialmente llena, se construyó una gráfica de

relaciones hidráulicas y en función a esta gráfica unas tablas, con las cuales se obtiene la velocidad y el tirante del flujo transportado en la tubería.

2.2.3.17.1. Relaciones hidráulicas

Para determinar los cálculos para una sección parcialmente llena en tuberías y obtener resultados de velocidad, área, caudal, perímetro mojado y radio hidráulico, se relacionan los términos de la sección totalmente llena con los de la sección parcialmente llena, de dichos resultados se busca en el gráfico o en tablas, utilizando para esto la fórmula de Manning, las cuales se presentarán más adelante.

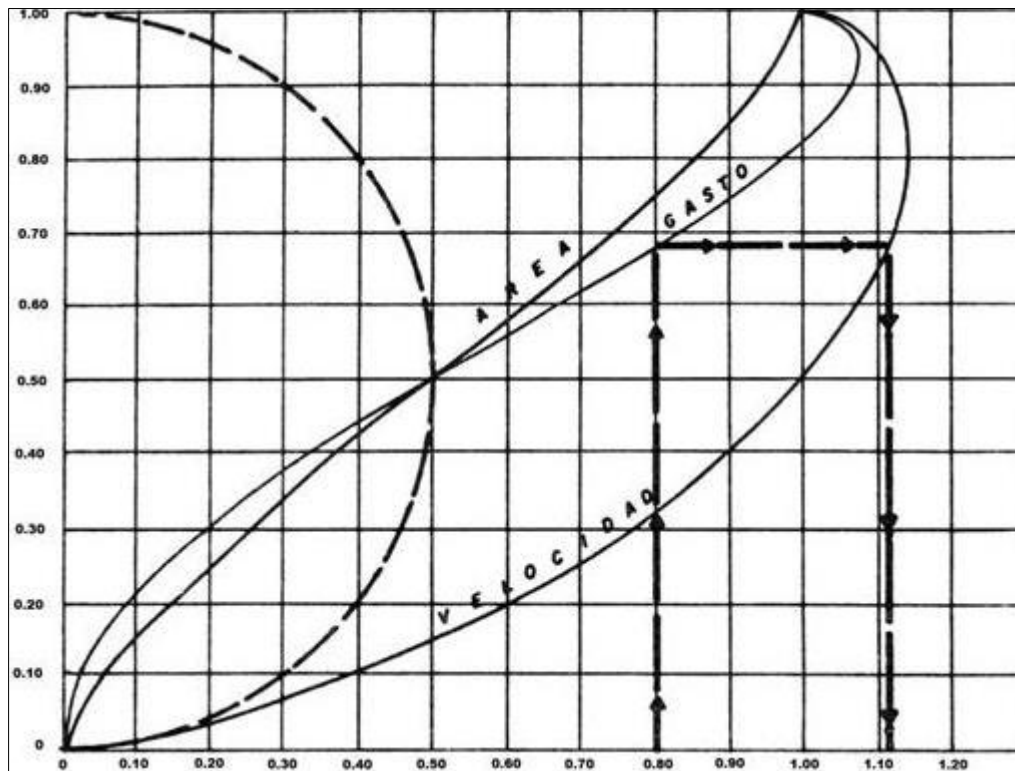
Se determinan los valores de velocidad y caudal a sección llena por medio de las ecuaciones establecidas anteriormente, seguido se obtiene la relación de caudales (q/Q), caudal de diseño entre caudal de sección llena, el resultado se busca en la gráfica de relaciones hidráulicas o en las tablas de relaciones hidráulicas, si no está el valor exacto se busca uno que sea aproximado, en la columna de la izquierda se ubica la relación (v/V), y de la misma forma se debe multiplicar el valor obtenido por la velocidad a sección llena y obtener la velocidad a sección parcialmente llena .

Se consideran las siguientes especificaciones hidráulicas, que evitarán que la tubería trabaje a presión.

- $Q \text{ diseño} < Q \text{ lleno}$
- La velocidad debe estar entre 0,6 y 3 (m/s)
- $0,6 < v$ para que existan fuerzas de tracción y arrastre de sólidos

- $V < 3$ para evitar deterioro de la tubería debido a la fricción
- El tirante debe estar entre $0,10 < d/D < 0,75$

Figura 13. **Gráfica de relaciones hidráulicas**



Fuente: http://scielo.sld.cu/scielo.php?pid=S1680-03382013000100001&script=sci_arttext .

Consulta: febrero de 2013.

2.2.3.18. Especificaciones técnicas

- Trazo y replanteo de redes

Se realizarán los trabajos topográficos necesarios para el trazo y replanteo de la obra; ubicando y fijando ejes y líneas de referencia. Se fijarán los niveles y cotas de referencia de acuerdo a los planos, verificando las cotas del terreno.

- Obras provisionales

Las obras provisionales que el constructor está obligado a ejecutar son: el rótulo de la obra, la guardianía, y la movilización de herramientas y maquinaria.

El constructor realizará la limpieza, nivelación, relleno o cualquier otro trabajo a fin de adaptar el terreno para las construcciones temporales.

- Excavación de zanjas

Se deberá excavar, de acuerdo a un alineamiento y las cotas indicadas en el diseño, así como el ancho uniforme de la zanja en toda su longitud. El límite máximo de zanjas excavadas para colocar tubería, será de 300 metros, para evitar la acumulación excesiva de material excavado, que impida la libre movilización de personas y vehículos.

Si se emplea maquinaria, se deberá excavar aproximándose a la pendiente que deberá tener la tubería, dejando que la nivelación del fondo sea manual.

Si el suelo que se encuentra al excavar es suelo orgánico o cualquier suelo inadecuado para la colocación de la tubería, se deberá realizar una sobre excavación hasta encontrar suelo adecuado, debiendo rellenarse con material selecto, hasta llegar a la cota que debe colocarse la tubería.

- Carga, transporte y almacenaje de la tubería

La tubería se deberá transportar en vehículos con plataformas en las que se puedan colocar los tubos por completo, evitando el balanceo y los golpes que la dañen. La descarga se hará manualmente, evitando los golpes y que esta se arrastre en el suelo provocando abrasión, y no apoyarla en sus extremos o contra objetos duros.

Los tubos deberán ser colocados siempre horizontalmente, tratando de no dañar las campanas, no deben ser apilados en alturas que excedan de 1,40 metros, a fin de proteger contra el aplastamiento de los tubos.

La tubería deberá ser almacenada lo más cerca posible del punto de utilización, sobre una superficie plana a fin de que los tubos inferiores descansen uniformemente y reciban una carga sin deformarse.

Es recomendable evitar que las tuberías y los accesorios sean almacenados expuestos al sol, cubriéndolos bajo techo y con una lona. El pegamento deberá ser almacenado bajo techo, los empaques de hule no deberán almacenarse al aire libre, protegiéndolos de los rayos solares, las grasas, aceites y solventes.

- Cama de apoyo y fondos de zanja

El fondo de la zanja debe conformarse para proveer un apoyo firme, estable y uniforme a lo largo de toda la longitud de la tubería. Se podrá utilizar arena, ya que su compactación se obtiene con un mínimo de apisonamiento. Deberá nivelarse, también de conformidad con el perfil longitudinal. Las zanjas deberán estar refinadas y niveladas al momento de instalar la tubería, tanto las paredes como el fondo de las mismas.

El material de la cama de apoyo será material selecto formado por arena gruesa o gravilla, con un espesor de capa no menor a 10 centímetros, debidamente compactada o acomodada, en el caso de la gravilla. Solo en caso de encontrar material arenoso en zanja, no se exigirá cama.

- Relleno de zanjas

Deberá realizarse después de la instalación de la tubería, tan pronto como sea posible, ya que le proporciona un lecho a la tubería, y protección de cargas externas, principalmente las de tránsito.

Siempre que sea posible, se deberá utilizar el mismo material escavado para el relleno de la zanja, de no ser posible, se colocará material selecto.

La primera capa de relleno será material selecto para terreno normal, colocando desde la cama de apoyo hasta 0,30 metros sobre la corona del tubo, en capas de 0,10 metros de espesor terminado, con apisonado manual. La segunda capa será con material seleccionado, entre el primer relleno y la sub base, por capas no mayores de 0,15 metros de espesor, compactándolo con vibroapisonadores, planchas o rodillos vibratorios.

- Instalación de la tubería

Toda la tubería será colocada y medida dentro de la línea y pendientes establecidas según el diseño. No deberán utilizarse ladrillos o piedras para obtener las pendientes deseadas. En los puntos en los que quedara colocada la campana del tubo, se debe hacer un pequeño agujero, a fin de que la tubería sea soportada en toda su longitud, sin interferencia de las uniones. La tubería deberá ser instalada de tal manera, que las campanas queden dirigidas gradiente arriba, quedando opuesta al sentido del flujo.

Proteger la tubería mientras se realiza el relleno de la zanja, debiendo colocar una sobrecama de arena gruesa o material seleccionado, dejando libres solo las uniones de la tubería.

Al iniciar la instalación, se debe asegurar que la espiga y la sección donde se colocará el empaque, estén bien limpias. Posteriormente, se colocará el empaque limpio en la campana, asegurándose de que quede bien asentado. Se podrá aplicar a la espiga, un lubricante especial o una solución de jabón natural sin detergente y libre de grasas para el ensamble.

Se alinearán bien los dos tubos que se van a acoplar, y se empujará la espiga de un tubo dentro de la campana del otro hasta la línea de penetración, sin hacer un movimiento de torsión.

En caso de que se note una resistencia excesiva al ensamblaje, se deberá revisar la colocación del empaque. Para acoplar las conexiones domiciliarias, se emplearan previstas de 4 o 6 pulgadas de diámetro, según sea el caso.

El pegamento será aplicado en ambas superficies, sin exceso y en sentido longitudinal, eliminando el pegamento sobrante. La unión será inmovilizada por dos horas, pudiendo utilizar la tubería al 100 por ciento, después de 30 horas.

No se deberá realizar ninguna unión si la espiga o la campana están húmedas, evitando trabajar durante la lluvia, el recipiente de pegamento debe mantenerse cerrado mientras no se esté empleando, y al terminar el pegado, se deberá limpiar la brocha con acetona.

2.2.3.19. Ejemplo de diseño de tramo

El ejemplo consiste en calcular el tramo entre dos pozos de visita, siendo el PV1 y PV2.

- Datos:
 - Período de diseño = 22 años
 - Población actual = 564 habitantes
 - Población futura = 1 331 habitantes
 - Densidad de población = 6 hab./ vivienda
 - Tasa de crecimiento poblacional = 3,98 %
 - Dotación = 150 lts/hab/dia
 - Factor de retorno = 0,80
 - Factor de rugosidad (n) = 0,010
 - Factor de caudal medio (fqm) = 0,0047

- Cota de terreno
 - Pv2 = 1 016,03
 - Pv3 = 1 007,07

- Distancia horizontal entre pozos
 - DH = 42,97 m

- Pendiente del terreno

$$P = \frac{CT_{\text{inicial}} - CT_{\text{final}}}{\text{Distancia}}$$

$$P = \frac{1\,016,03 - 107,07}{42,97} * 100$$

$$P = 20,85 \%$$

- No. de viviendas
 - Locales = 6
 - Acumuladas = 15

- Número de habitantes acumulados
 - Actual = 15 viviendas* 6hab./ vivienda = 90 habitantes
 - Futuros = 90*(1+0,0398)²² = 212 habitantes

- Factor de Harmond

$$FH \text{ actual} = \frac{18 + \frac{90}{1000}}{4 + \frac{90}{1000}} = 4,26$$

$$FH \text{ futuro} = \frac{18 + \frac{212}{1000}}{4 + \frac{212}{1000}} = 4,14$$

- Caudal de diseño

$$q_{\text{dis}} = FH * f_{\text{qm}} * \bar{h}ab$$

$$q_{\text{dis}} \text{ actual} = 4,26 * 0,0047 * 90 = 1,80 \text{ lts /s}$$

$$q_{\text{dis}} \text{ futuro} = 3,846 * 0,0047 * 121 = 4,13 \text{ lts /s}$$

Pendiente de tubería propuesta = 21,4 %

- Velocidad a sección llena

Tubería PVC Ø 6" y pendiente 21,4 %

$$\text{Vel llena} = \frac{0,03429 * \varnothing^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

$$\text{Vel llena} = \frac{0,03429 * 6^{2/3} * 0,214^{1/2}}{0,01} = 5,24 \text{ m/s}$$

- Área a sección llena

$$A \text{ llena} = (5,067 * 10^{-4}) * \phi^2$$

$$A \text{ llena} = (5,067 * 10^{-4}) * 6^2 = 0,018 \text{ m}$$

- Caudal a sección llena

$$Q = V * A$$

$$Q = 5,24 * 0,018 = 0,0942 \text{ m}^3/\text{s} \approx 94,27 \text{ lts/s}$$

- Relaciones hidráulicas actuales

$$\frac{q}{Q} = \frac{1,80}{94,27} = 0,019$$

De las tablas de relaciones hidráulicas se obtienen las siguientes relaciones

$$\frac{v}{V} = 0,368$$

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

$$\frac{a}{A} = 0,08$$

De la relación de velocidad se obtiene despejando la velocidad de diseño actual (v):

$$v \text{ actual} = 0,368 * 5,24 = 1,93 \text{ m s}$$

Cumple con las condiciones de velocidad y tirante.

De igual forma se calcula para futuro:

- Relaciones hidráulicas futuro

$$\frac{q}{Q} = \frac{4,13}{94,27} = 0,043$$

De las tablas de relaciones hidráulicas se obtienen las siguientes relaciones

$$\frac{v}{V} = 0,92$$

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

$$\frac{a}{A} = 0,42$$

De la relación de velocidad se obtiene despejando la velocidad de diseño futuro (v):

$$v \text{ futuro} = 0,92 * 5,24 = 4,82 \text{ m s}$$

Cumple con las condiciones de velocidad y tirante considerando que el fabricante garantiza las velocidades $0,4 < v < 5$ metros por segundo que como se mencionó anteriormente, la pendiente de terreno es grande, obligando a darle la misma pendiente a la tubería para evitar que dicha tubería se salga del terreno, y así cumpla con la altura de pozos mínima.

- Cota Invert

$$Cis = Cie (\text{tramo anterior}) - 0,03$$

$$Cis = 1\ 014,63 - 0,03 = 1\ 014,60$$

$$Cie = Cis - \frac{S\% * DH - D_{\text{POZO}}}{100}$$

$$Cie = 1\ 014,60 - \frac{21,40\% * 42,97 - 1,20}{100} = 1\ 005,66$$

- Altura de pozo

$$H_{\text{pozo inicial}} = Cis - Ct \text{ inicial}$$

$$H_{\text{pozo inicial}} = 1\ 014,60 - 1\ 016,03 = 1,43 \text{ m}$$

$$H_{\text{pozo final}} = Cie - Ct \text{ final}$$

$$H_{\text{pozo final}} = 1\ 005,66 - 1\ 007,07 = 1,41 \text{ m}$$

2.2.4. Estudio de impacto ambiental

El estudio de impacto ambiental es un proceso de análisis, a través del cual se pueden identificar los impactos ambientales, partiendo seleccionar las alternativas que maximicen los beneficios y minimicen los impactos no deseados de un proyecto.

Con esta información, las personas encargadas de tomar decisiones relacionadas con el proyecto, cuentan con elementos científicos y técnicos que les permitan determinar si este es factible o si se deben hacer cambios en el mismo.

2.2.4.1. Estudio de impacto ambiental inicial

La primera acción es establecer la viabilidad ambiental del proyecto, determinando la compatibilidad ambiental del mismo respecto a su entorno, el proyecto no debe dañar el ambiente, pero no se debe llegar al extremo de frenar el desarrollo. El EIA, debe ser flexible y acorde a la realidad del país.

Es necesario tomar en cuenta todos los factores importantes relacionados con el control que se pueda brindar en las fases de trabajo, ya sea en construcción o en operación. A partir de estos factores, se establecerá un plan de mitigación destinado a la prevención, reducción, minimización de los impactos negativos al ambiente, así como a la corrección o restauración del medio ambiente.

Al igual que en el sistema de abastecimiento de agua potable, se presenta a continuación la matriz de correlación de impacto ambiental para el

sistema de alcantarillado sanitario, que de igual forma el valor y el signo que resulta de la sumatoria indicara si hay contaminación drástica o beneficios.

Tabla XV. **Matriz de correlación de impacto ambiental para sistema de alcantarillado sanitario**

Aspectos	Tra- zo	Zanjeo	Tuberías	Pozos	Compacta- ción	Pruebas de filtración	Funciona miento
Hidrológico	0	0	0	0	0	-1	2
Suelos	0	-1	-1	0	-2	-1	1
Biológico	0	0	0	0	0	0	1
Ruido	0	-1	0	0	-1	0	0
Atmosférico	0	0	0	0	0	0	0
Olor	0	0	0	0	0	0	1
Cont. Visual	-1	-1	0	0	-2	0	0
Social	2	2	2	2	2	2	2
Sumatoria	1	-1	1	2	-1	0	7
Contaminación drástica: -2			Contaminación mínima:-1			Beneficios: +2, +1	

Fuente: elaboración propia.

La sumatoria da horizontal da una diferencia de +9, por lo tanto es factible construir el proyecto ya que no presenta impactos ambientales adversos de gran magnitud, que con base en esta tabla se puede observar los impactos tanto negativos como positivos.

A modo de reducir los impactos negativos del proyecto por medio de un plan de mitigación en la construcción del proyecto, que consiste en proteger las áreas verdes cercanas, evitando el derrame de combustible, llevado a un sitio adecuado loas desperdicios de la construcción. Se debe señalar el área desde el inicio de la construcción, el uso de maquinaria se restringirá a horario diurno,

se limitará el movimiento de tierra a la estación seca, compactando la tierra removida.

Se planificarán diferentes componentes del desarrollo de manera que utilice únicamente el área necesaria para la ejecución de las diferentes actividades del proyecto, tratando de aprovechar el espacio disponible al máximo, minimizando el efecto neto que se producirá en el paisaje local y regional.

Se promoverá una coordinación eficiente entre los diferentes componentes de construcción de la obra, para evitar la proliferación de frentes impacto al paisaje.

- Plan de mitigación en operación

A partir de la puesta en funcionamiento del drenaje sanitario, se deberá establecer plan de monitoreo ambiental, se capacitará de forma permanente y continua al personal que trabaje en el mantenimiento y operación del sistema; y se le dará mantenimiento preventivo y correctivo.

- Impactos negativos del proyecto

Dentro de los impactos negativos, se darán procesos de erosión o sedimentación en el área de trabajo y zonas adyacentes, se degradará la calidad del agua superficial, debido a erosión durante la construcción.

Es posible que se alteren las aguas subterráneas durante la construcción, aumentarán las concentraciones de contaminantes visuales, constante ruido producto de las actividades constructivas, aumento de la concentración de

polvo en el aire, y las dificultades para el tránsito en el área de construcción y la zona afectada por esta.

- Impactos positivos del proyecto

Dentro de los impactos positivos de mayor relevancia en la ejecución del drenaje la colonia, se pueden mencionar la reducción de enfermedades y reducción de contaminación del medio ambiente, eliminando las moscas y los malos olores producida por las aguas residuales a flor de tierra en los sectores más alejados cercanos al barranco.

También se puede mencionar que después de la ejecución del drenaje sanitario, se podrá desarrollar el proyecto de adoquinamiento en las calles que carecen de este, mejorando el nivel de vida de los habitantes.

2.2.5. Propuesta de tratamiento

Para que un sistema de tratamiento de aguas residuales funcione adecuadamente, debe contar con suficiente espacio para su ubicación. Además, se debe establecer qué tipo de energía requiere para su funcionamiento, y si contara con algún equipo mecánico, que encuentre sujeto a ciertos servicios de mantenimiento.

- Selección del tipo de tratamiento

El propósito del tratamiento de aguas negras, previo a su eliminación por dilución, consiste en separar los sólidos orgánicos e inorgánicos y mejorar la calidad de agua del efluente, por esa razón se debe seleccionar un tipo de tratamiento tomando en cuenta los siguientes factores:

- Costo: debe ser adecuado a las posibilidades de la municipalidad, tomando en cuenta su construcción, operación y mantenimiento.
- Área: tomar en cuenta el área del terreno que se disponga para la construcción del sistema de tratamiento de aguas residuales, cuanto más se adapte a la topografía del lugar, más económico será el proceso de tratamiento.
- Caudal: conocer las características y volúmenes de agua que se va a someter al sistema de tratamiento, para hacer la elección del más adecuado.
- Eficiencia: el tipo de tratamiento debe ser eficiente y adecuado con un alto porcentaje de rendimiento, con el propósito de obtener un efluente de buena calidad.

Tomando en cuenta los factores de selección, se puede considerar que el tratamiento adecuado para el sistema de alcantarillado sanitario de la colonia Miralinda del barrio El Carmen, es la fosa séptica con pozos de absorción, por ser una solución bastante económica, proporcionar buenos resultados, y no ocupar un área de terreno grande.

- Fosa séptica

La fosa séptica es un depósito en donde el material sedimentable que contienen aguas residuales se decanta, produciendo un líquido libre de sedimentos, el cual puede infiltrarse con facilidad en el subsuelo. Su función principal es proteger y conservar la capacidad de absorción del subsuelo, facilitando la disposición adecuada de las aguas residuales domésticas.

A medida que las aguas residuales entran en la fosa séptica, su velocidad de flujo se reduce de tal modo que, los sólidos suspendidos en el agua de mayor tamaño se hunden en el fondo o suben a la superficie. Estos sólidos se retienen en el depósito y el efluente clarificado es descargado. El material sedimentado en el depósito se descompone bajo condiciones anaeróbicas, por la acción de los microorganismos presentes en las aguas residuales, disminuyendo su volumen inicial dando como resultado un aumento en el contenido de sólidos totales.

Además, producto de la descomposición de la materia y la mezcla de grasa, aceite, materiales menos densos y sólidos, son llevados a la superficie por medio del gas que constantemente es liberado por los lodos, formando una capa de espuma o nata, que a través del tratamiento son digeridos y compactados hasta lograr un menor volumen. Sin embargo, por muy eficiente que sea el proceso, siempre permanecerá un residuo sólido de materia inerte, ya sea en lodos o natas, que se debe extraer durante el proceso de limpieza de la fosa séptica, como parte del control y mantenimiento.

- Operación y control del tanque séptico

Hay que tomar en cuenta que antes de poner en funcionamiento el tanque séptico, no cuenta con microorganismos anaeróbicos, por lo tanto este debe ser llenado con agua y si fuera posible, inoculando con lodo proveniente de otro tanque séptico, a fin de acelerar el desarrollo de los microorganismos anaeróbicos. Es aconsejable que la puesta en funcionamiento se realice en los meses de mayor temperatura para facilitar el desarrollo de los microorganismos.

La eficiencia de la eliminación de los sólidos por sedimentación, depende en gran medida del tiempo de retención, los dispositivos de entrada y salida, y la frecuencia de extracción de lodos.

El líquido que se encuentra contenido en la fosa séptica experimenta transformaciones bioquímicas, pero la destrucción de los agentes patógenos es imposible de determinar, por lo que es una fuente potencial de infección, que no debe usarse para regar cultivos ni descargarse en aguas superficiales sin el permiso de autoridades sanitarias.

- Inspección y evaluación

La fosa séptica debe inspeccionarse, por lo menos dos veces al año, en períodos no mayores de seis meses. Se debe limpiar antes que se acumule demasiada cantidad de lodos y natas, porque podrían ser arrastrados a través de los dispositivos de salida, haciendo más difícil la infiltración.

Si se observa turbiedad en el efluente con cierta presencia de partículas de sólidos sedimentables, es un síntoma que indica que la nata o los lodos han sobrepasado los límites permisibles y se está afectando severamente el sistema de infiltración.

De existir varios pozos de absorción, la caja de distribución, deberá ser inspeccionada cada tres o seis meses para observar la presencia de sedimentos que pudiera afectar la distribución del agua residual hacia los pozos. En caso de verificarse una mala distribución de agua por la presencia de sólidos, se deberá proceder a su limpieza.

- Limpieza de la fosa séptica

La limpieza inicial o el intervalo entre dos limpiezas consecutivas, dependen de la intensidad de uso de la fosa, por lo que cuanto mayor es el uso, menor será el intervalo entre limpiezas, siendo recomendable limpiarla una vez al año, a fin de permitir a los microorganismos anaeróbicos, puedan establecerse totalmente en el proceso de tratamiento.

Durante la limpieza de la fosa, por ningún motivo se debe ingresar a la misma hasta que se haya ventilado adecuadamente y no exista presencia de gases. Una vez retirado el lodo la fosa no debe ser lavada o desinfectada, es recomendable dejar una pequeña cantidad de lodo, dejando una cantidad de microorganismos, para facilitar el proceso de hidrolisis de las nuevas aguas residuales.

2.2.5.1. Diseño de fosa séptica

- Datos:
 - Dotación: 150 lts/hab/día
 - Factor de retorno: 0,80
 - Población futura: 1 331 habitantes

Para calcular el volumen de la fosa séptica de acuerdo al caudal de aguas residuales (QAR) que estará tratado, se realiza de la siguiente manera:

Para QAR hasta 1 890 litros por día, el volumen mínimo de la fosa será:

$$\text{Vol} = 2\ 840 \text{ litros}$$

Para QAR entre 1 890 y 5 680 litros por día, el volumen de la fosa será:

$$\text{Vol} = 1,5 \text{ QAR litros}$$

Para QAR entre 5 680 y 54 882 litros por día, el volumen de la fosa será:

$$\text{Vol.} = 4\,260 + 0,75 \text{ QAR litros}$$

Para este caso el caudal de aguas residuales es:

$$\text{QAR} = 150 * 1\,331 * 0,80 = 159\,720 \text{ lts/día}$$

Tomando en cuenta que este valor es mayor que cualquiera de los valores presentados anteriormente, se propone la construcción de una batería de tres fosas sépticas, con sus respectivos pozos de absorción. Esto quiere decir que el QAR para cada fosa será:

$$\text{QAR} = \frac{159\,720}{3} = 53\,240 \text{ lts/día}$$

Para calcular el volumen de dicha fosa se usará en tercer criterio, ya que está entre el rango de 5 680 y 54 882 lts/día.

$$\text{Vol} = 4\,260 + 0,75 * 53\,240 = 44\,190 \text{ lts} = 44,19 \text{ m}^3$$

A continuación se procede al dimensionamiento de la fosa séptica, para lo cual se utilizarán algunas especificaciones estándar sencillas, las cuales son las siguientes:

$$L = (2 \text{ a } 2,5) a$$

$$1,20 \leq h \leq 1,50 \text{ m}$$

$$\text{Vol} = \text{longitud} * \text{ancho} * \text{altura}$$

Donde:

L = longitud de la fosa séptica

a = ancho de la fosa séptica

h = altura de la fosa séptica

Es importante aclarar que se trata de las dimensiones efectivas o internas de la fosa séptica, es decir que, se refiere las dimensiones del volumen de agua residuales que será tratado en la fosa.

Para este caso; se tomará que la longitud de la fosa séptica, será igual a 2,5 veces el ancho de la fosa séptica. Con ello se tiene lo siguiente:

$$\text{Vol.} = a * h * L$$

$$\text{Vol.} = a * h * (2,5a)$$

$$\text{Vol.} = h * 2,5a^2$$

Con el fin de evitar mayor excavación, debido a la profundidad de la tubería de entrada a la fosa séptica, se tomará una altura de 1,20 m, por lo que:

$$\text{Vol} = 2,5a^2 * 1,20$$

$$44,19 = 2,5a^2 * 1,20$$

$$a = \frac{44,19}{2,5 * 1,20} = 3,83 \text{ m}$$

Entonces la longitud es:

$$L = 2,5a = 2,5 * 3,83 = 9,57 \text{ m}$$

De esta forma se llega a la conclusión que las dimensiones de las fosas sépticas son:

- Longitud L = 9,57 m
- Ancho a = 3,83 m
- Altura h = 1,20 m

2.2.5.2. Dimensionamiento de los pozos de absorción

Para el diseño de los pozos de absorción, se debe establecer el caudal medio de cada fosa séptica, en galones por día: la tasa de aplicación superficial y la tasa de infiltración del lugar en el que serán ubicados los pozos.

En este caso, el caudal medio de cada fosa séptica es 53 240 litros por día que equivale a 14 197 galones por día, la tasa de infiltración (t), utilizada para el diseño de los pozos será de 3 minutos por pulgada. Con la tasa de infiltración se puede calcular la tasa de aplicación superficial (q) la cual se describe como:

$$q = \frac{5}{t} = \frac{5}{3} = 2,88 \text{ gal /día/ pie}^2$$

El área de infiltración necesaria se obtendrá, dividiendo el caudal medio (gal/día) entre la tasa de aplicación superficial, dando el siguiente resultado:

$$A_{\text{inf}} = \frac{14\,197}{2,88} = 4\,929,51 \text{ ft}^2 = 458 \text{ m}^2$$

Tomando en cuenta que los pozos tienen un diámetro de 1,5 metros, su profundidad será calculada de la siguiente forma:

$$A_{\text{inf}} = 2\pi * \frac{d}{2} * h$$

$$A_{\text{inf}} = d * \pi * h$$

$$458 = 1,5 * \pi * h$$

$$h = 97 \text{ m}$$

Debido a que la altura de pozo que se necesita es muy grande, se propone colocar dos baterías de pozos de absorción en paralelo, las cuales a su vez consistirán en tres pozos de absorción en serie, haciendo un total de 6. Esta distribución será construida para las tres fosas sépticas, siendo un total de 18 pozos.

Para calcular la nueva altura de los 6 pozos que corresponderán a cada fosa séptica se hace de la manera siguiente:

$$h = \frac{97}{6} = 16 \text{ m}$$

Esto significa que los 18 pozos tendrán 16 m de profundidad. En el caso de que el área contemplada para la construcción de los pozos no sea suficientemente grande, se deberán construir menos pozos haciéndolos más profundos.

Si se quisieran construir 12 pozos de absorción únicamente, se necesitarían, cuatro pozos para las tres fosas sépticas, con una altura de $97/4=24$ m.

2.2.6. Elaboración de planos finales

Los planos correspondientes al proyecto son: planta general con densidad de vivienda, planta perfil de línea central y ramales, detalles de pozo de visita y conexión domiciliar, detalles de fosa séptica.

2.2.7. Presupuesto y cronograma

Se integró por precio unitario cada una de las actividades que se deben realizar, para obtener un costo total, con base al costo tanto de materiales como de mano de obra; se obtuvo un costo total por cada actividad, al final se agregó a cada renglón los porcentajes correspondientes de los costos indirectos:

- Gastos administrativos: 5 %
- Gastos de supervisión: 5 %
- Gastos de fianzas: 3 %
- Imprevistos: 10 %

- Utilidad: 10 %

Tabla XVI. **Resumen de precios unitarios**

Resumen de Precios Unitarios						
No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Total	% Renglón
1	Bodega	1	Unidad	Q.10 313,23	Q.10 313,23	0,33
2	Replanteo topográfico	1,42	km	Q.2 893,10	Q.4 108,20	0,13
3	Pozo visita (1,40 a 1,46) m	22	Unidad	Q.5 749,55	Q.126 490,20	4,00
4	Pozo visita (1,50) m	1	Unidad	Q.8 082,33	Q.8 082,33	0,26
5	Pozo visita (1,83) m	1	Unidad	Q.9 125,73	Q.9 125,73	0,29
6	Pozo visita (2,12) m	1	Unidad	Q.10 555,75	Q.10 555,75	0,33
7	Pozo visita (2,41) m	1	Unidad	Q.10 337,46	Q.10 337,46	0,33
8	Pozo visita (2,54) m	1	Unidad	Q.10 839,61	Q.10 839,61	0,34
9	Pozo visita (3,16) m	1	Unidad	Q.12 613,83	Q.12 613,83	0,40
10	Pozo visita (3,30) m	1	Unidad	Q.10 641,07	Q.10 641,07	0,34
11	Pozo visita (3,74) m	1	Unidad	Q.14 174,10	Q.14 174,10	0,45
12	Línea de alcantarillado	1 420	ml	Q.169,15	Q.240 189,52	7,59
13	Conexiones domiciliarias	93	Unidad	Q.2 706,68	Q.251 721,55	7,96
14	Fosa séptica	3	Unidad	Q.106 020,10	0.318 060,29	10,05
15	Pozos de absorción	18	unidad	Q.64 104,78	Q.1 153 886,09	36,48
16	Excavación y relleno	3 567,58	m3	Q. 272,96	Q.973 796,06	30,74
Costo total					Q.3 163 418,53	100

Fuente: elaboración propia.

Tabla XVII. Cronograma

Cronograma de trabajo									
No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Tiempo estimado en meses					
				Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Mes 5	
1	Bodega	1	Unidad	■					
2	Replanteo topográfico	1,42	km	■	■				
3	Pozo visita (1,40 a 1,46) m	22	Unidad		■	■			
4	Pozo visita (1,50) m	1	Unidad		■				
5	Pozo visita (1,83) m	1	Unidad			■			
6	Pozo visita (2,12) m	1	Unidad			■			
7	Pozo visita (2,41) m	1	Unidad			■			
8	Pozo visita (2,54) m	1	Unidad				■		
9	Pozo visita (3,16) m	1	Unidad				■		
10	Pozo visita (3,30) m	1	Unidad				■		
11	Pozo visita (3,74) m	1	Unidad					■	
12	Linea de alcantarillado	1 420	ml		■	■	■	■	■
13	Conexiones domiciliarias	93	Unidad		■	■	■	■	■
14	Fosa séptica	3	Unidad				■	■	■
15	Pozos de absorción	18	unidad				■	■	■
16	Excavación y relleno	3 567,59	m3	■	■	■	■	■	■

EJECUCION MENSUAL	20%	20%	20%	20%	20%
CANTIDAD A EJECUTAR POR MES	Q.632 683,71	Q.632 683,71	Q.632 683,71	Q.632 683,71	Q.632 683,71
PORCENTAJE ACUMULADO	20%	40%	60%	80%	100%

Fuente: elaboración propia.

2.2.8. Evaluación socioeconómica

Para este proyecto, por tratarse de un proyecto social en el que la población será beneficiada directamente, se hará un análisis desde el punto de vista social. El proyecto será comprendido como una inversión que realizara el gobierno de Guatemala, en el cual no se recupera dicha inversión y la atención estará enfocada en la cantidad de beneficiarios que atenderá el proyecto.

2.2.8.1. Valor Presente Neto (VPN)

El Valor Presente Neto indica el valor real del dinero a través del tiempo, consiste en trasladar a una sola cantidad equivalente en el tipo presente, los valores futuros y series de anualidades del flujo de efectivo de un proyecto.

Al existir un desembolso inicial, el Valor Presente Neto de este proyecto será de menos Q. 3 163 418,53 correspondiente al costo del proyecto, y desembolsarlo en el período cero. Debido a que es una inversión social, no tendrá ningún ingreso o rentabilidad.

2.2.8.2. Tasa Interna de Retorno (TIR)

La Tasa Interna de Retorno se refiere a la tasa en que el Valor Presente Neto es igual a cero, se utiliza para medir la rentabilidad de un proyecto. Al no existir ningún ingreso inicial ni anual, el proyecto no presenta una Tasa Interna de Retorno.

CONCLUSIONES

1. El sistema de abastecimiento de agua potable diseñado para el caserío Xalamá de la aldea Pixabaj, cuenta con cuatro fuentes las cuales aportan un caudal total de 2,39 litros por segundo, cuyo caudal es captado y unificado mediante tres cajas unificadoras de caudales y transportado por medio de una línea de conducción diseñada con tubería PVC de 1 309 metros lineales de longitud, con diámetros desde 3/4 hasta 2 pulgadas, la cual conduce el agua potable hasta un tanque de almacenamiento de 40 metros cúbicos de capacidad, ubicado en la estación E-134 y de donde da inicio la red de distribución. Dicha red fue diseñada como red de distribución abierta, debido a la dispersión de las viviendas, contando con una longitud de 3 095 metros lineales de distribución, con tubería PVC y una combinación de diámetros que abarca desde ½ hasta 2½ pulgadas.
2. El sistema de abastecimiento de agua potable fue diseñado para un período de diseño de 22 años, tiempo en el cual beneficiará a una población de 616 habitantes actuales y 1 454 habitantes futuros, cuyo costo total del proyecto es de Q.837 498,21 y su valor unitario es de Q.187 569,58 por kilómetro.
3. El sistema de alcantarillado sanitario diseñado para la colonia Miralinda tiene una distancia de 1 420 metros lineales, el cual fue diseñado con tubería PVC de 6 pulgadas de diámetro, en la cual están ubicados 30 pozos de visita de ladrillo tayuyo con alturas que varían desde 1,40 metros hasta 3,30 metros.

4. El proyecto beneficiará a 94 viviendas actuales cuya población es de 564 habitantes y una población futura de 1 331 habitantes cuyo costo total es de Q. 3 163 418,53 y su valor unitario es Q. 2 227 759,52 por kilómetro.

5. En todo proyecto siempre existe un impacto en el ambiente inevitable, pero puede minimizarse siguiendo ciertas normas y evitado a toda costa la contaminación de los recursos. En el caso del agua potable, la contaminación y el impacto en el ambiente es mínimo, ya que esto no presenta valores negativos de riesgos; mientras que el sistema de alcantarillado sanitario, provoca impactos muy positivos debido a que el sistema evitará la contaminación del área por aguas residuales expuestas, siempre y cuando a estas aguas se les dé el tratamiento adecuado.

RECOMENDACIONES

1. Adquirir materiales de buena calidad para garantizar el funcionamiento del diseño y, si se observa alguna falla en cualquiera de los dos proyectos, se debe dar la solución correctiva para garantizar su buen funcionamiento.
2. La tubería PVC debe mantenerse permanentemente enterrada para evitar su deterioro, producto de golpes y los rayos solares.
3. Fomentar entre la población beneficiada la utilización adecuada del agua potable, evitando utilizarla para riego y solamente para uso personal. Al mismo tiempo informar a la población de la colonia Miralinda la importancia de evitar conexiones ilícitas en el caso del alcantarillado sanitario.
4. En el sistema de alcantarillado sanitario es necesario hacer el replanteo topográfico, especialmente en la parte más cercana al barranco, tomando en cuenta los cambios que ha sufrido el terreno en los últimos meses producto de lluvias y la erosión.

BIBLIOGRAFÍA

1. AGUILAR RUIZ, Pedro. *Apuntes sobre el curso de Ingeniería Sanitaria I*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2007. 170 p.
2. ANTILLÓN FERNÁNDEZ, Hugo Alfredo. *Diseño de drenaje sanitario para la zona 4 de Tiquisate y pavimentación del tramo de la cabecera municipal hacia el parcelamiento Barriles, municipio de Tiquisate, Escuintla*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2010. 129 p.
3. ECHEVERRÍA CASTELLANOS, Otoniel Alejandro. *Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío El Rosario, aldea Xolbé, cantón El Tablón, municipio de Sololá, departamento de Sololá*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2011. 232 p.
4. Instituto de Fomento Municipal. *Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales*. Guatemala: INFOM, 1997. 70 p.
5. _____. *Normas generales para el diseño de alcantarillados*. Guatemala: INFOM, 2001. 22 p.

6. PÉREZ JACOBO, Oswaldo Antonio. *Diseño de la red de alcantarillado sanitario para el caserío La Nueva Esperanza, municipio de Villa Canales, departamento de Guatemala*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2003. 64 p.

APÉNDICES

Planos del diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío Xalamá, Aldea Pixabaj, Sololá

1. Planta general
2. Planta y perfil de línea de conducción (E-12 a E-39)
3. Planta y perfil de línea de conducción (E-39 a E-62)
4. Planta y perfil de línea de conducción (E-61 a E-100)
5. Planta y perfil de línea de conducción (E-100 a E-134)
6. Planta y perfil de nacimiento 1 y 3 (E-1 a E-9 y E-37 a E-39)
7. Planta y perfil de nacimiento 4 (E-77 a E-62)
8. Planta de densidad de población
9. Planta y perfil de distribución ramal 2 (E-0 a E-18)
10. Planta y perfil de distribución ramal 2 (E-18 a E-25,4)
11. Planta y perfil de distribución ramal 2 (E-18 a E-59)
12. Planta y perfil de distribución ramal 2 (E-59 a E-69,8)
13. Planta y perfil de distribución ramal 3 (E-68 a E-69,9)
14. Planta y perfil de distribución ramal 2,1 y 4
15. Planta y perfil de distribución ramal 2,2 y 2,3
16. Planta y perfil de distribución ramal 2,4 (E-62 a E-62,2)
17. Detalle típico de captaciones
18. Tanque de almacenamiento
19. Detalle de cajas
20. Detalle de cajas
21. Detalle de caja rompe presión
22. Paso aéreo

23. Detalle de paso aéreo
24. Diseño hidráulico del sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío Xalamá, aldea Pixabaj, Sololá

Planos del diseño del sistema de alcantarillado sanitario para la colonia Miralinda, barrio El Carmen, Sololá

1. Planta general
2. Planta de densidad de población
3. Planta y perfil de ramal principal (E-4 a E-0)
4. Planta y perfil de ramal principal (E-0 a E-21)
5. Planta y perfil de ramal 9 (E-9 a E-27)
6. Planta y perfil de ramal 1 (E-27 a E-8)
7. Planta y perfil de ramal 2 (E-8 a E-10)
8. Planta y perfil de ramal 2 (E-10 a E-1)
9. Planta y perfil de ramal 3 (E-13 a E-11)
10. Planta y perfil de ramal 4 (E-10 a E-14)
11. Planta y perfil de ramal 4 (E-14 a E-16)
12. Planta y perfil de ramal 5 (E-12 a E-18)
13. Detalle de pozos y conexiones domiciliarias
14. Detalle de fosa séptica
15. Detalle de pozo de absorción
16. Diseño hidráulico del sistema de alcantarillado sanitario para la colonia Miralinda, barrio El Carmen, Sololá

ANEXOS

1. Análisis físico-químico
2. Análisis bacteriológico



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO				O.T. No. 30536	INF. No. 25013
INTERESADO: ROMEO ADOLFO TOBAR ZULETA (carné No. 200614900)		PROYECTO: EPS: "DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR GRAVEDAD PARA EL CASERIO XALAMÁ, ALDEA PIXABAJ, SOLOLÁ, SOLOLÁ"		DEPENDENCIA: FACULTAD DE INGENIERÍA/USAC	
RECOLECTADA POR: Interesado		FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN: 2012-10-08; 09 h 20 min.		FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.: 2012-10-08; 13 h 10 min.	
LUGAR DE RECOLECCIÓN: Caserío Xalama, Aldea Pixabaj, Sololá		CONDICIÓN DEL TRANSPORTE: Con refrigeración			
FUENTE: Nacimiento					
MUNICIPIO: Sololá					
DEPARTAMENTO: Sololá					
RESULTADOS					
1. ASPECTO: Clara	4. OLOR: Inodora	7. TEMPERATURA: - - ° C (En el momento de recolección)			
2. COLOR: 01,00 Unidades	5. SABOR: -----	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA 70,90 µmhos/cm			
3. TURBIEDAD: 01,33 UNT	6.potencial de Hidrógeno (pH): 05,70 unidades				
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,03	6. CLORUROS (Cl ⁻)	12,00	11. SOLIDOS TOTALES	63,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,000	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,05	12. SOLIDOS VOLÁTILES	19,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	20,80	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	01,00	13. SOLIDOS FIJOS	44,00
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,03	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	03,00
5. MANGANESO (Mn)	00,009	10. DUREZA TOTAL	40,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	38,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L		
00,00	00,00	36,00	36,00		

OTRAS DETERMINACIONES _____

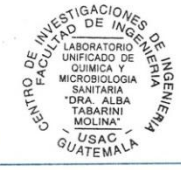
OBSERVACIONES: Desde el punto de vista de la calidad física y química el agua cumple con las normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para Fuentes de Agua.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A.- W.E.F. 21^{ra} EDITION 2 005, NORMAS COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2012-10-26

Vo.Bo.
Inga Telsa Maricela Cano Morales
 DIRECTORA **CI/USAC**
 CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA

Zenobio Mich Santos
 Ing. Químico Col. No. 420
 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria



FACULTAD DE INGENIERIA —USAC—
 Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
 Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
 Página web: <http://cii.usac.edu.gt>



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



EXAMEN BACTERIOLOGICO		INF. No. A - 313989	
O.T. No. 30536		EPS: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR GRAVEDADA PARA EL CASERIO XALAMÁ, ALDEA PIXABAJ, SOLOLÁ, SOLOLÁ	
INTERESADO	<u>ROMEO ADOLFO TOBAR ZULETA</u> (Carné No. 200614900)	PROYECTO:	
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>Interesado</u>	DEPENDENCIA:	<u>FACULTAD DE INGENIERIA/USAC</u>
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Caserío Xalamá, Aldea Pixabaj Sololá</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2012-10-08; 09 h20 min.</u>
FUENTE:	<u>Nacimiento</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2012-10-08; 13 h 10 min.</u>
MUNICIPIO:	<u>Sololá</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>Con refrigeración</u>
DEPARTAMENTO:	<u>Sololá</u>	SABOR:	<u>-----</u> SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN <u>No hay</u>
ASPECTO:	<u>Clara</u>	COLOR RESIDUAL	<u>-----</u>
OLOR:	<u>Inodora</u>		
INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)			
PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACION DE GAS - 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm ³	+ ----	+	-
01,00 cm ³	+ ----	-	Innecesaria
00,10 cm ³	-----	Innecesaria	Innecesaria
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm ³		2	< 2
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 21 TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.			
OBSERVACIONES: Bacteriológicamente el agua se enmarca en la CLASIFICACIÓN I. Calidad bacteriológica que no exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para Fuentes de Agua.			
Guatemala, 2012-10-26			
 Vo.Bo. Inga. Telma Maricela Cano Morales DIRECTORA CII/USAC		 Zelma Judith López Ing. Químico Col. No. 420 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria Jefe Técnico Laboratorio	
			
FACULTAD DE INGENIERIA - USAC			
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12			
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121			
Página web: http://cii.usac.edu.gt			

LIBRETA TOPOGRÁFICA DE CONDUCCIÓN

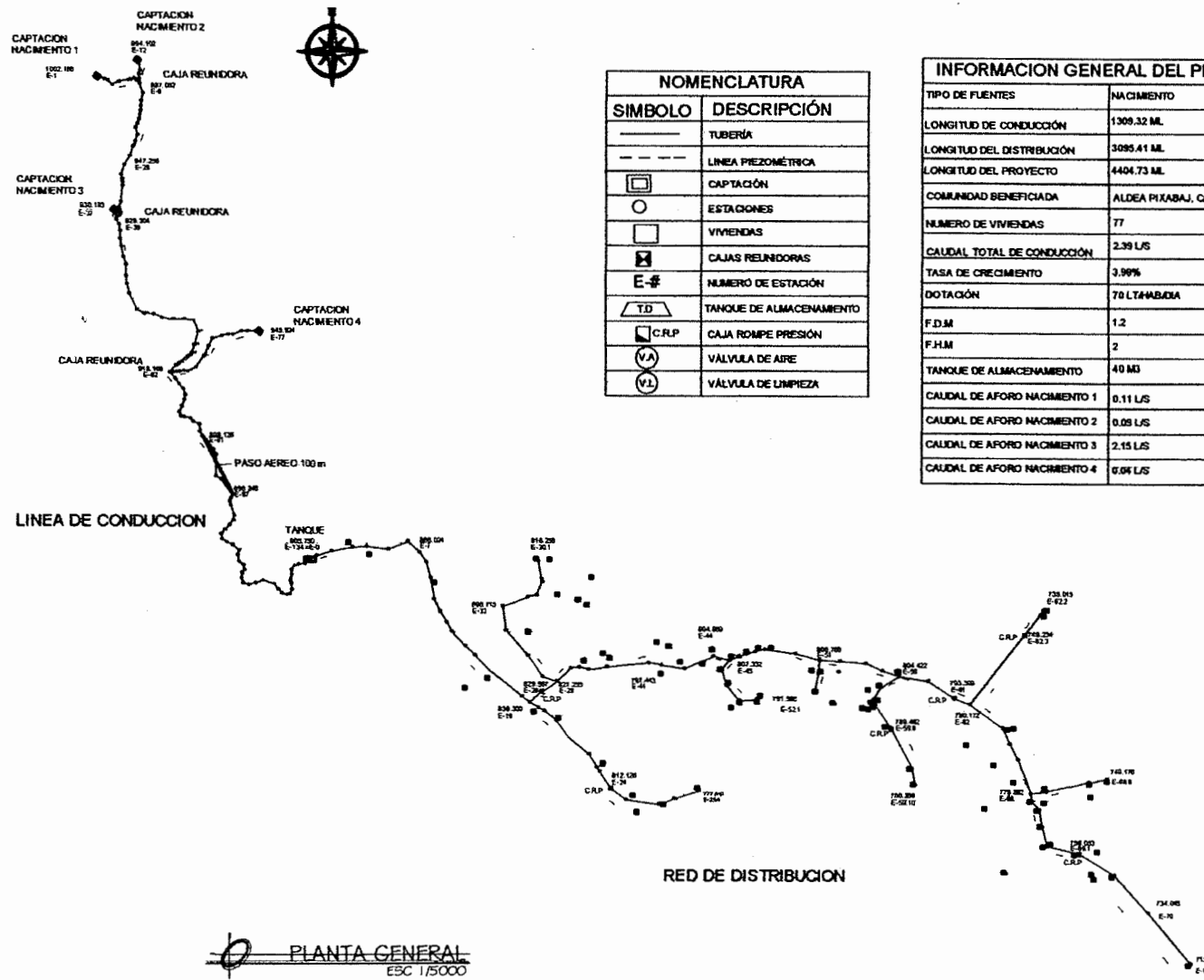
Table with columns: EST, PO, AZIMUTH, DIST, ELEV. Contains data for stations 0 to 44.

Table with columns: EST, PO, AZIMUTH, DIST, ELEV. Contains data for stations 46 to 90.

Table with columns: EST, PO, AZIMUTH, DIST, ELEV. Contains data for stations 91 to 134.

LIBRETA TOPOGRÁFICA DE RED DE DISTRIBUCIÓN

Table with columns: EST, PO, AZIMUTH, DIST, ELEV. Contains data for stations 0 to 70.



NOMENCLATURA table with columns: SIMBOLO, DESCRIPCIÓN. Lists symbols for pipes, tanks, and other infrastructure.

INFORMACION GENERAL DEL PROYECTO table with columns: TIPO DE FUENTES, LONGITUD DE CONDUCCION, etc. Provides project statistics.

LISTADO DE PLANOS table with columns: CONTENIDO DE PLANOS, No. Lists various plan sheets and their numbers.

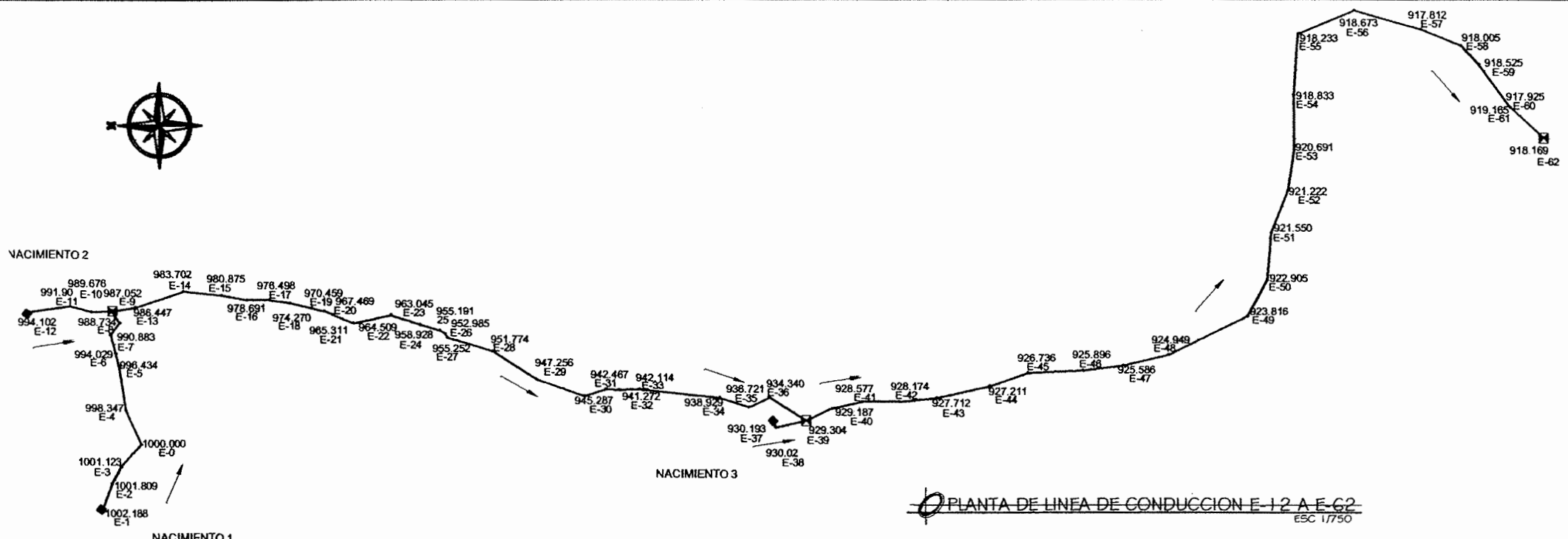
Universidad de San Carlos de Guatemala
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO XALAMA, ALDEA PIXABAJ, SOLOLA

ESCALA: INDICADA
FECHA: MAYO 2013
DISEÑO: ROMEO TOBAR
CALCULO: ROMEO TOBAR

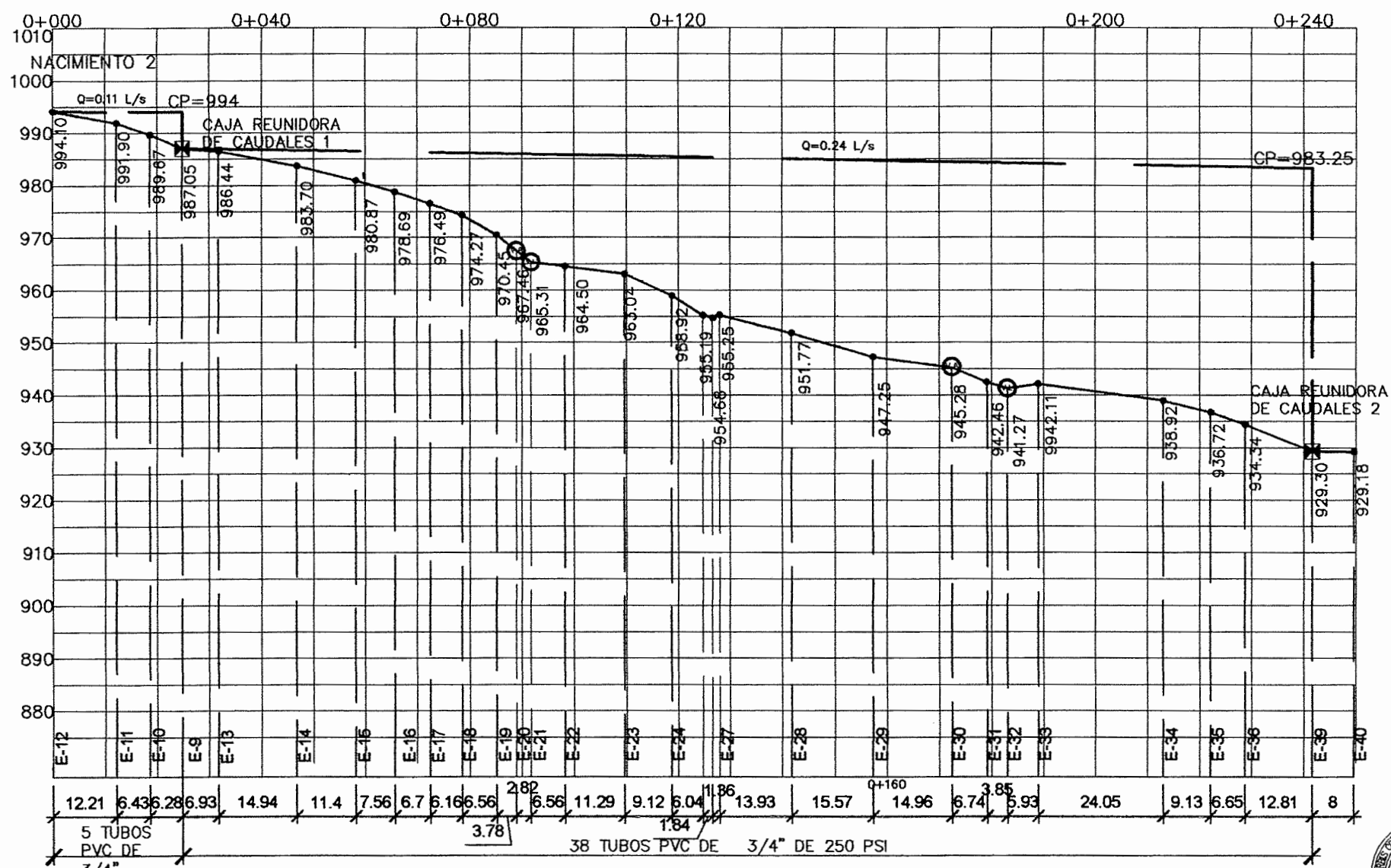


ROMEO TOBAR
INGENIERO RODRIGUEZ BERRANO,
SUPERVISOR DE EPS



NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
—	TUBERÍA
- - -	LÍNEA PIEZOMÉTRICA
□	CAPTACIÓN
○	ESTACIONES
□	VIVIENDAS
⊠	CAJAS REUNIDORAS
E-#	NÚMERO DE ESTACIÓN
T.D.	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
C.R.P.	CAJA ROMPE PRESIÓN
VA	VÁLVULA DE AIRE
VL	VÁLVULA DE LIMPIEZA

PLANTA DE LINEA DE CONDUCCION E-12 A E-62
ESC 1/750

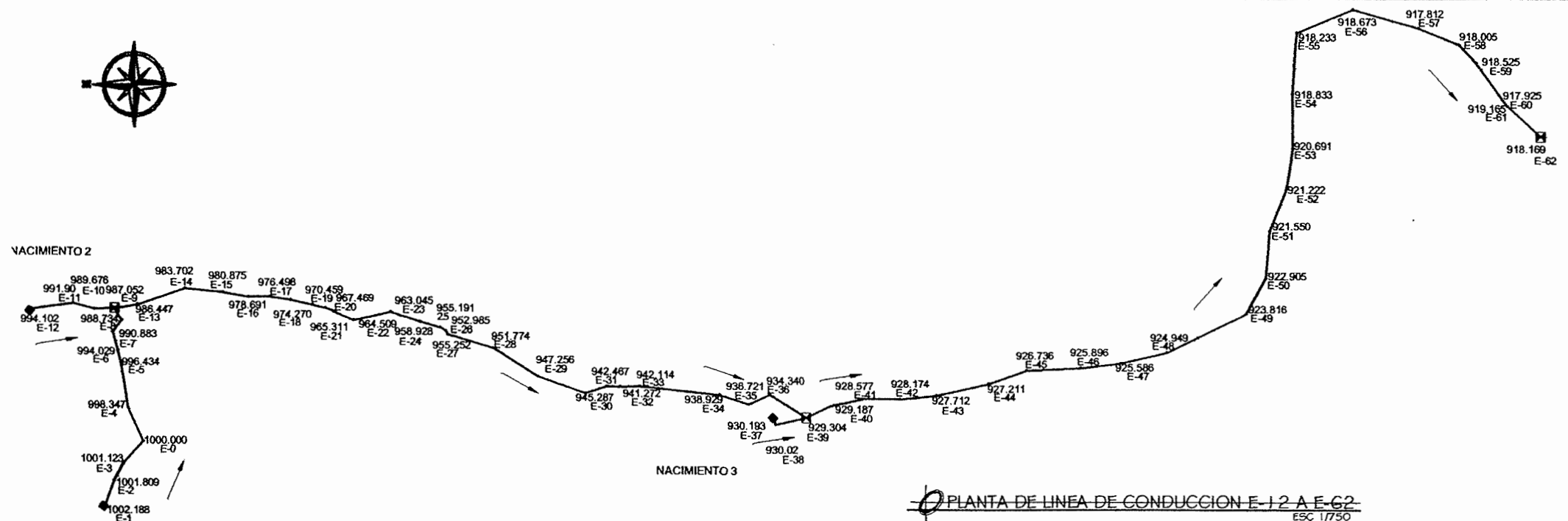


PERFIL DE LINEA DE CONDUCCION E-12 A E-39
ESC 1/500

Universidad de San Carlos de Guatemala
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería

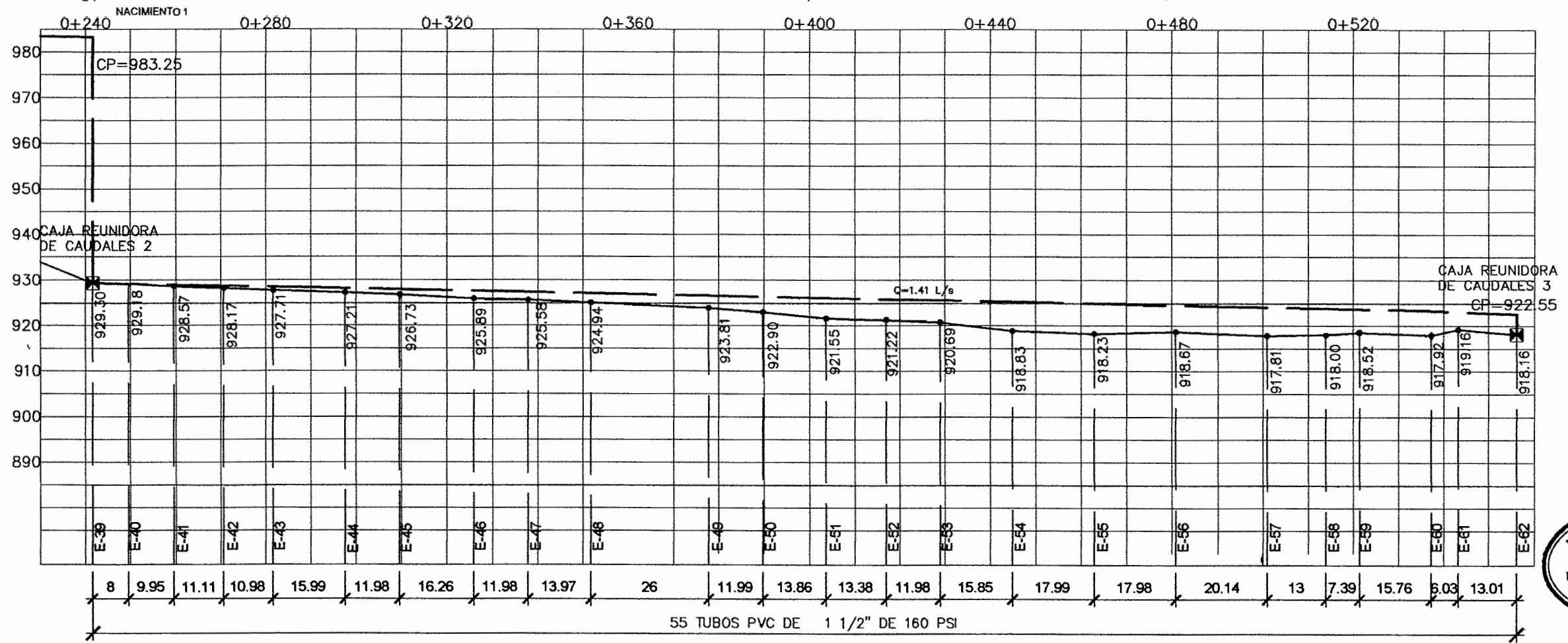
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S	ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO XALAMÁ, ALDEA PIXABAJ, SOLOLA	FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL DE LINEA DE CONDUCCION (E-12 A E-39)	DISEÑO: ROMEO TOBAR
	CALCULO: ROMEO TOBAR
	HOJA No. 2
ROMEO TOBAR DISEÑISTA	ING. SALVO ROSALES SERRANO SUPERVISOR DE E.P.S





NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
—	TUBERÍA
- - - -	LÍNEA PIEZOMÉTRICA
□	CAPTACIÓN
○	ESTACIONES
□	VIVIENDAS
⊠	CAJAS REUNIDORAS
E-#	NÚMERO DE ESTACIÓN
T.D.	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
C.R.P.	CAJA ROMPE PRESIÓN
VA	VÁLVULA DE AIRE
VL	VÁLVULA DE LIMPIEZA

PLANTA DE LINEA DE CONDUCCION E-12 A E-G2
ESC 1/750



PERFIL DE LINEA DE CONDUCCION E-39 A E-G2
ESC 1/500

Universidad de San Carlos de Guatemala
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería

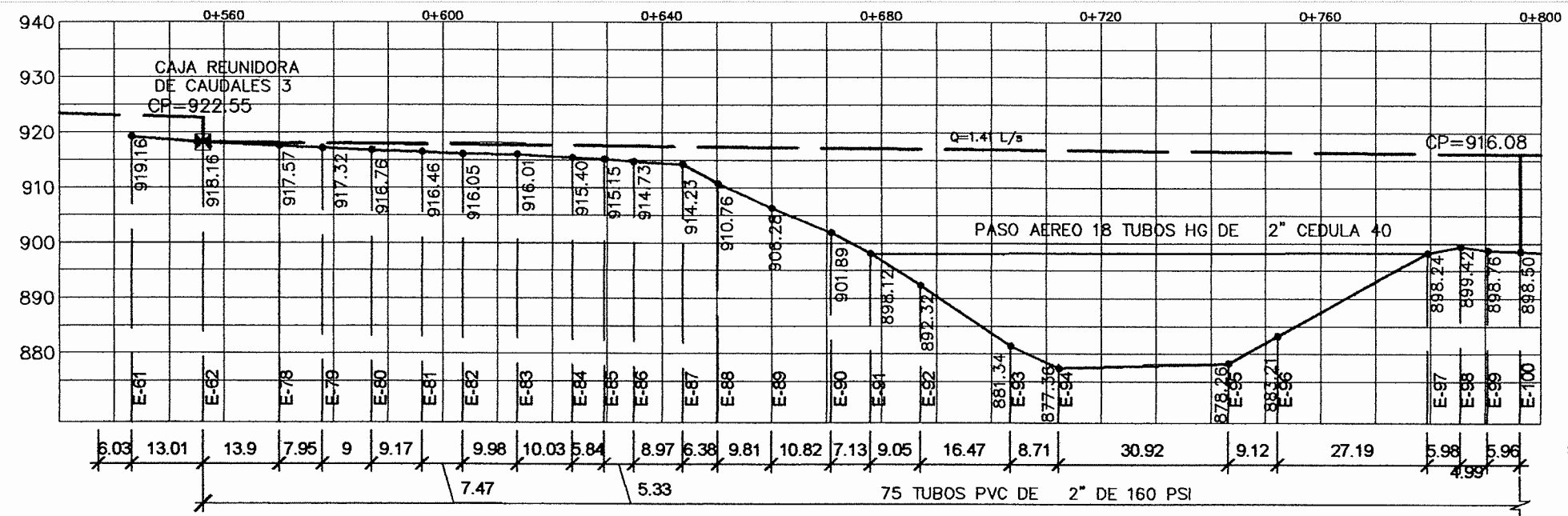
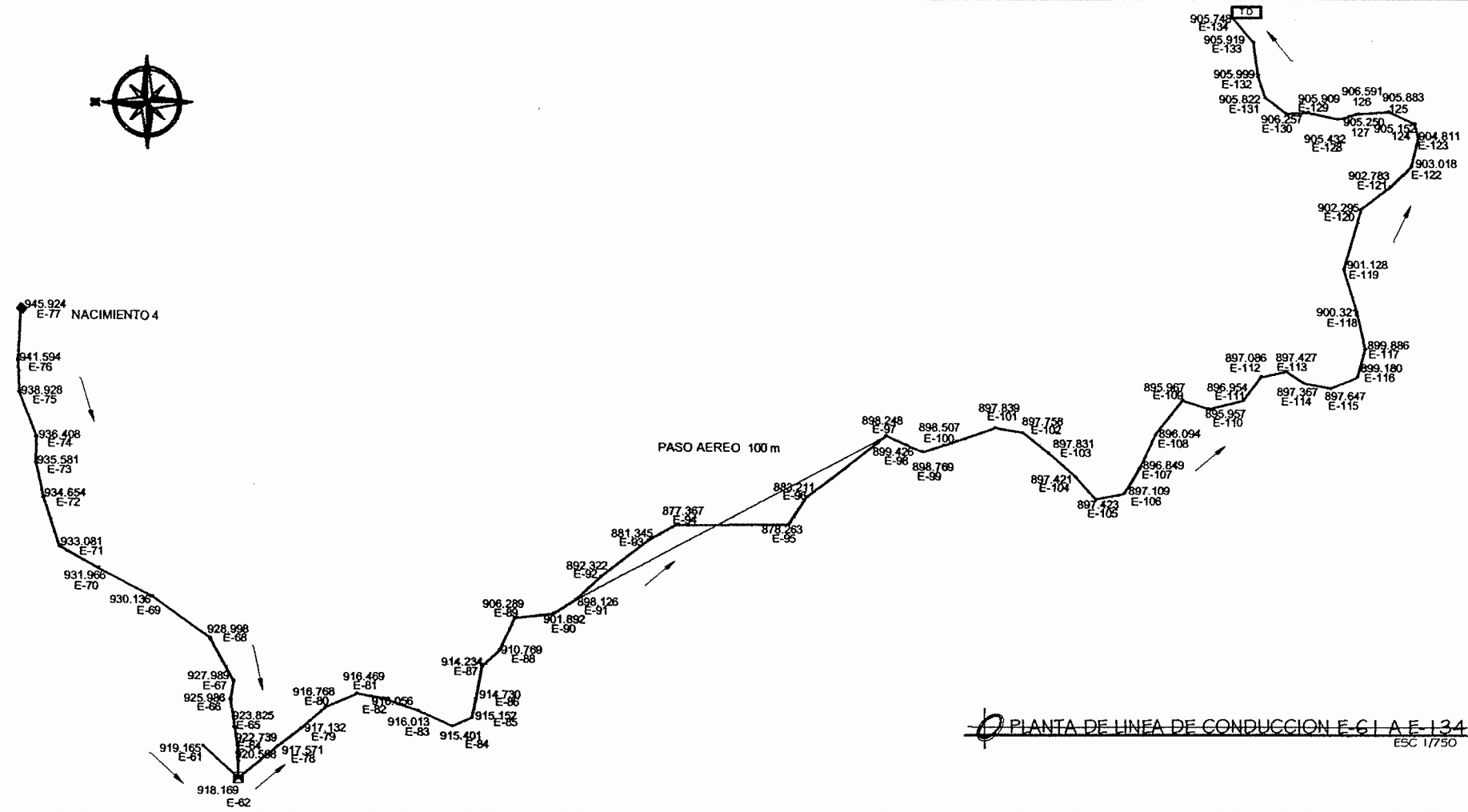
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS	ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO XALAMA, ALDEA PIXABAJ, SOLOLA	FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL DE LINEA DE CONDUCCION (E-39 A E-G2)	DISEÑO: ROMEO TOBAR
	CALCULO: ROMEO TOBAR
ROMEO TOBAR DISEÑISTA	HOJA No. 3
	23



ING. SILVIO RODRIGUEZ SERRANO
ASESOR SUPERVISOR DE EPS



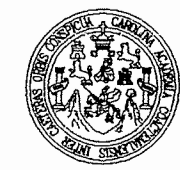
NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
—	TUBERÍA
- - -	LÍNEA PIEZOMÉTRICA
□	CAPTACIÓN
○	ESTACIONES
□	VIVIENDAS
⊠	CAJAS REUNIDORAS
E-#	NUMERO DE ESTACIÓN
T.D	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
□ C.R.P	CAJA ROMPE PRESIÓN
VA	VÁLVULA DE AIRE
VL	VÁLVULA DE LIMPIEZA



Universidad de San Carlos de Guatemala
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
 Facultad de Ingeniería

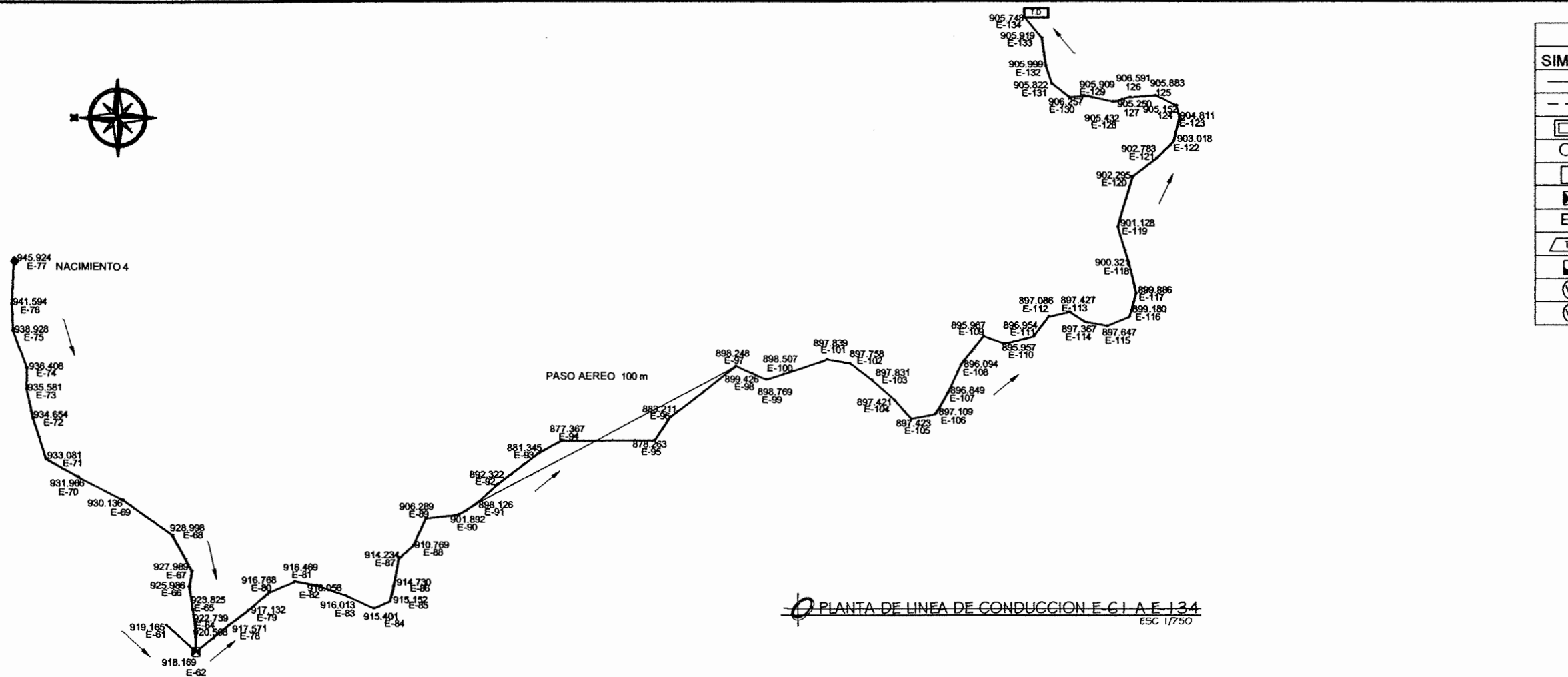
PERFIL DE LINEA DE CONDUCCION E-62 A E-100
 ESC 1/500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S		ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO XALAMÁ, ALDEA PIXABAJ, SOLOLÁ		FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL DE LINEA DE CONDUCCION (E-77 A E-100)		DISEÑO: ROMEO TOBAR
		CALCULO: ROMEO TOBAR
ROMEO TOBAR PROYECTISTA		HOJA No. 4 73

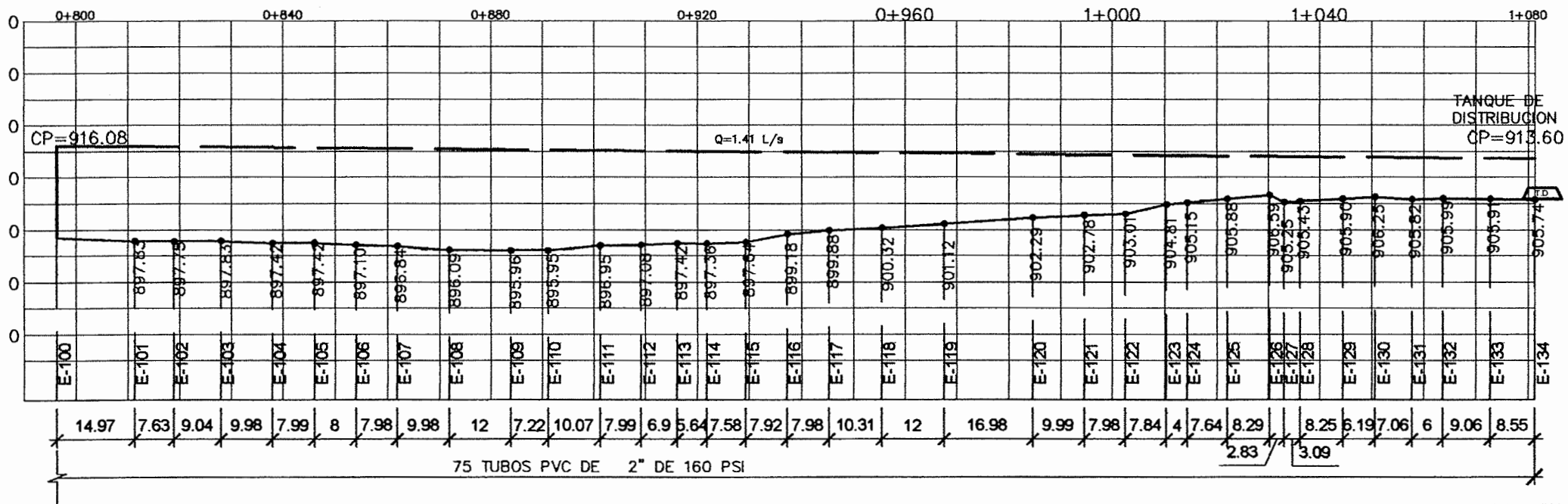




NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
—	TUBERÍA
- - -	LÍNEA PIEZOMÉTRICA
□	CAPTACIÓN
○	ESTACIONES
□	VIVIENDAS
⊠	CAJAS REUNIDORAS
E-#	NÚMERO DE ESTACIÓN
T.D	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
C.R.P	CAJA ROMPE PRESIÓN
VA	VÁLVULA DE AIRE
VL	VÁLVULA DE LIMPIEZA



PLANTA DE LINEA DE CONDUCCION E-77 A E-134
ESC 1/750

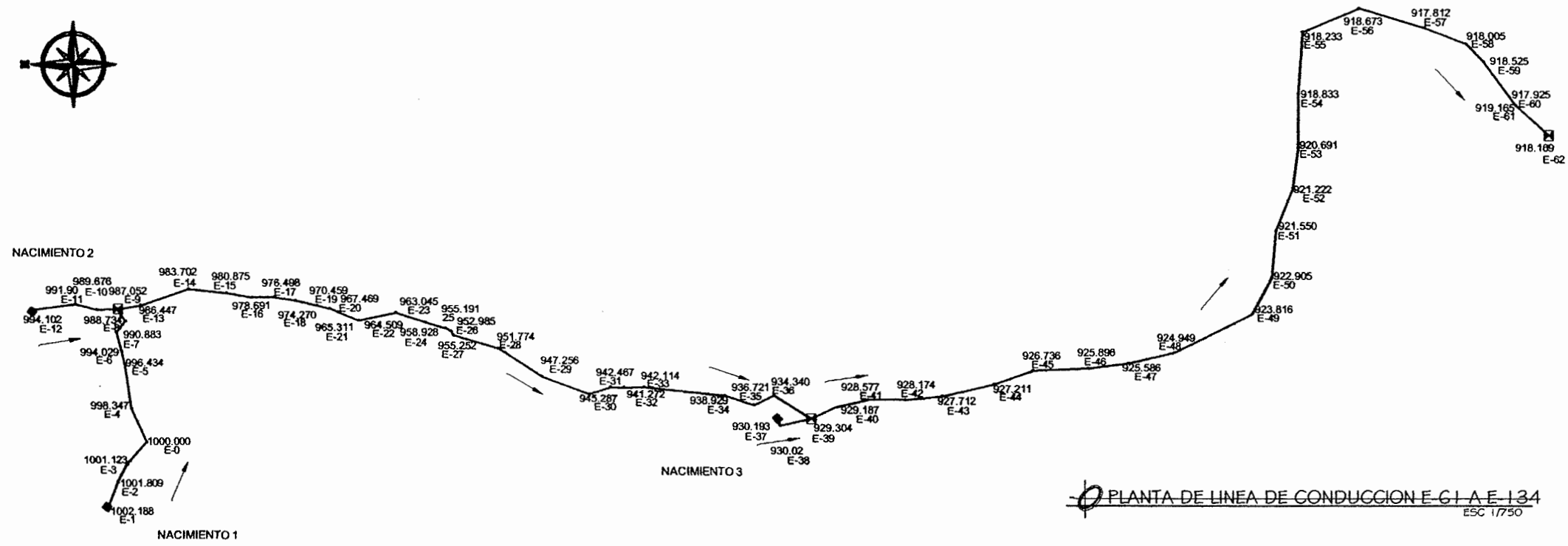


PERFIL DE LINEA DE CONDUCCION E-100 A E-134
ESC 1/500

Universidad de San Carlos de Guatemala
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería

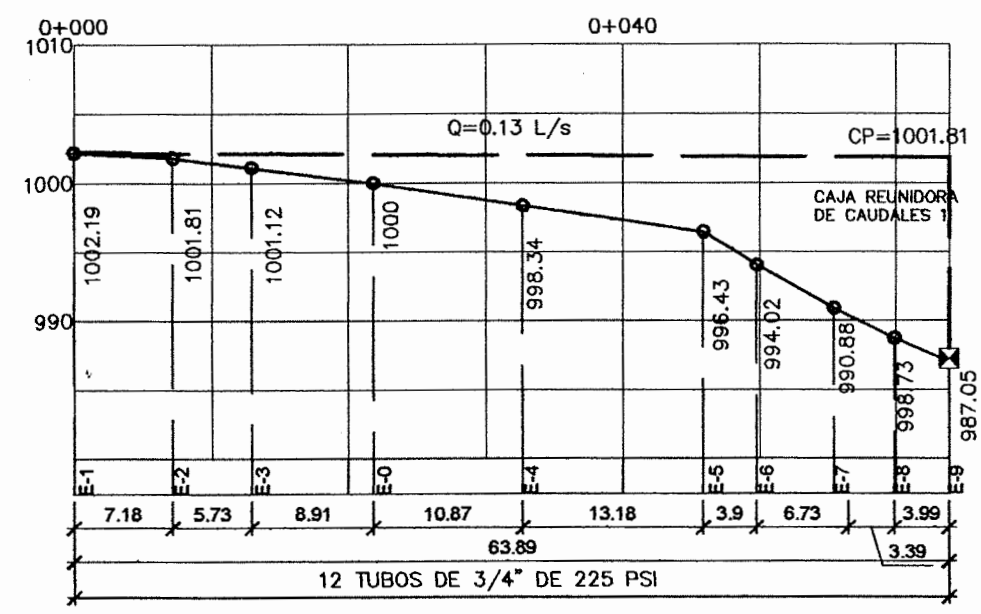
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS		ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO XALAMÁ, ALDEA POCABÁ, SOLOLÁ		FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL DE LINEA DE CONDUCCION (E-100 A E-134)		DISEÑO: ROMEO TOBAR
ING. ROMEO TOBAR EPS-ISA		REVISIÓN: ROMEO TOBAR
ING. SANTIAGO RODRIGUEZ SERRANO ASESOR SUPERVISOR EPS-ISA		CALCULO: ROMEO TOBAR
HOJA No. 6		6



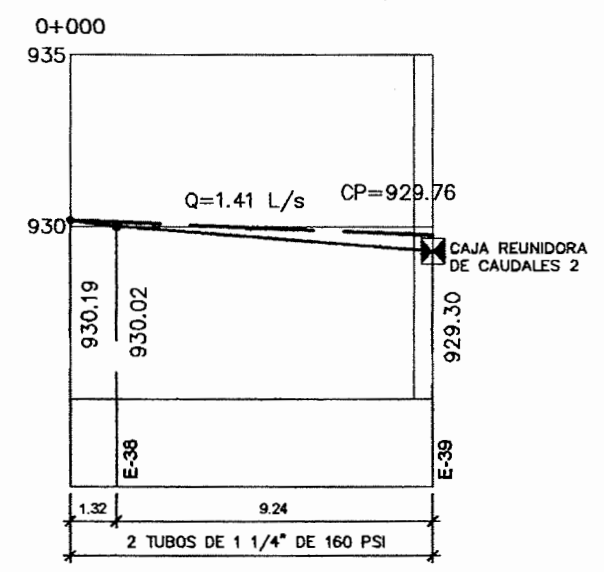


NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
—	TUBERÍA
- - - -	LÍNEA PIEZOMÉTRICA
□	CAPTACIÓN
○	ESTACIONES
□	VIVIENDAS
⊠	CAJAS REUNIDORAS
E-#	NÚMERO DE ESTACIÓN
T.D	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
⊠	CAJA ROMPE PRESIÓN
VA	VÁLVULA DE AIRE
VL	VÁLVULA DE LIMPIEZA

PLANTA DE LINEA DE CONDUCCION E-1 A E-134
ESC 1/750



PERFIL DE NACIMIENTO 1 E-1 A E-9
ESC 1/250

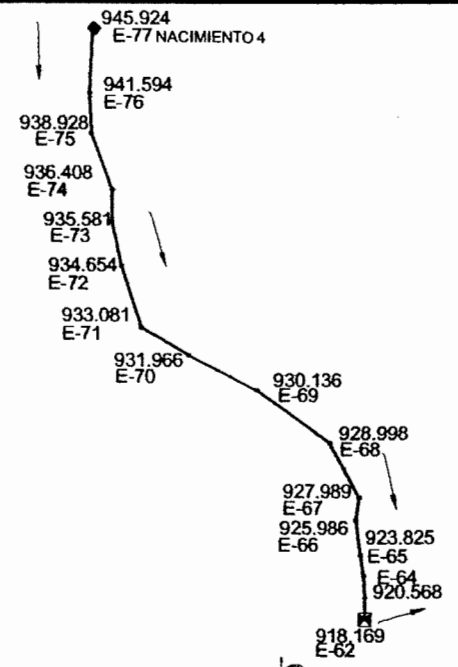


PERFIL DE NACIMIENTO 3 E-37 A E-39
ESC 1/100

Universidad de San Carlos de Guatemala
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
 Facultad de Ingeniería

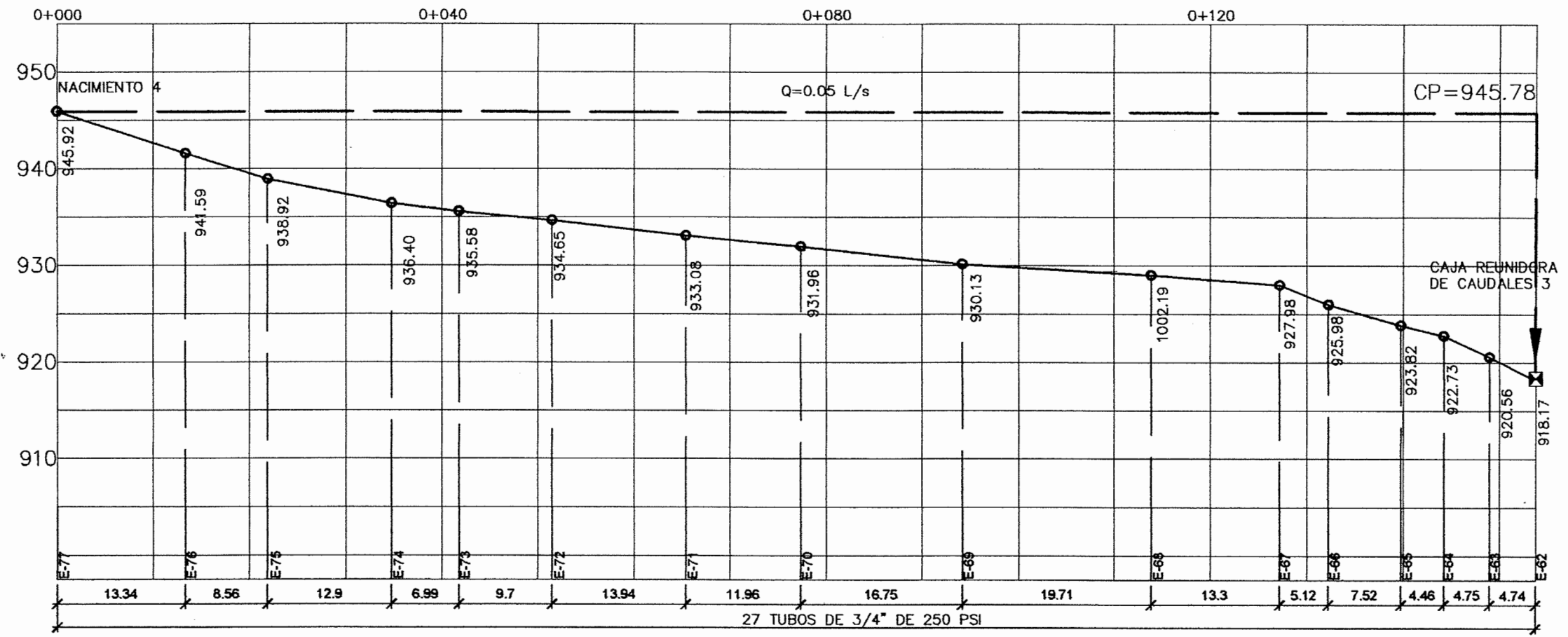


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.	ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO XALAMA, ALDEA PIXABAJ, SOLOLA	FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL DE NACIMIENTO 1 Y 3 (E-1 A E-9 Y E-37 A E-39)	DISEÑO: ROMEO TOBAR
	CALCULO: ROMEO TOBAR
ROMEO TOBAR DISEÑA	ING. SILVIO RODRIGUEZ BERRANO. ASESOR SUPERVISOR DE EPS



PLANTA DE NACIMIENTO 4 - E-77 A E-62
ESC 1/750

NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
—	TUBERÍA
- - -	LÍNEA PIEZOMÉTRICA
□	CAPTACIÓN
○	ESTACIONES
□	VIVIENDAS
⊠	CAJAS REUNIDORAS
E-#	NUMERO DE ESTACIÓN
T.D	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
□ C.R.P	CAJA ROMPE PRESIÓN
VA	VÁLVULA DE AIRE
VL	VÁLVULA DE LIMPIEZA

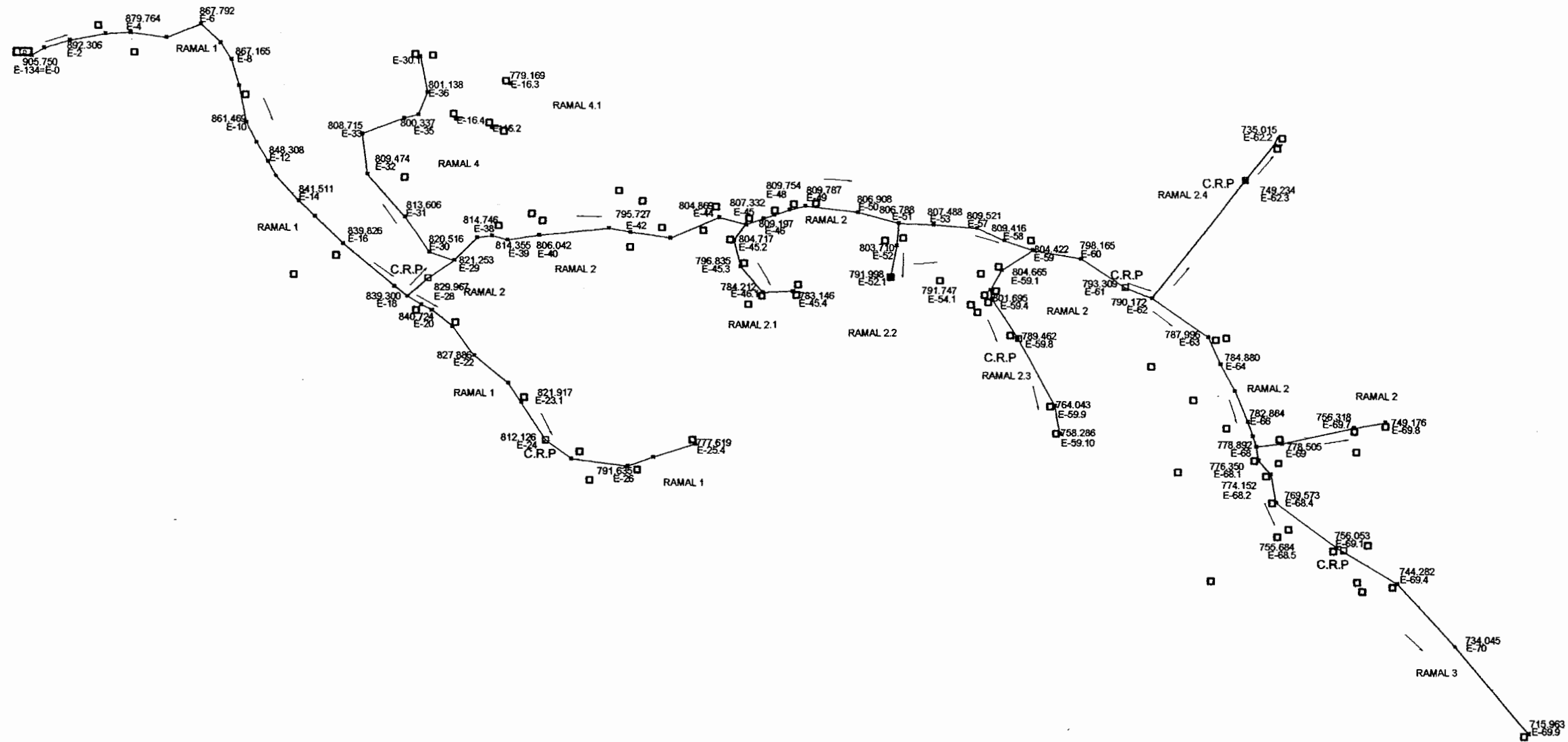


PERFIL DE NACIMIENTO 4 - E-77 A E-62
ESC 1/250



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S		ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO XALAMÁ, ALDEA PIXABAL, SOLOLÁ		FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL DE NACIMIENTO 4 (E-77 A E-62)		DISEÑO: ROMEO TOBAR
DISEÑO: ROMEO TOBAR		CALCULO: ROMEO TOBAR
HOJA No. 1		73



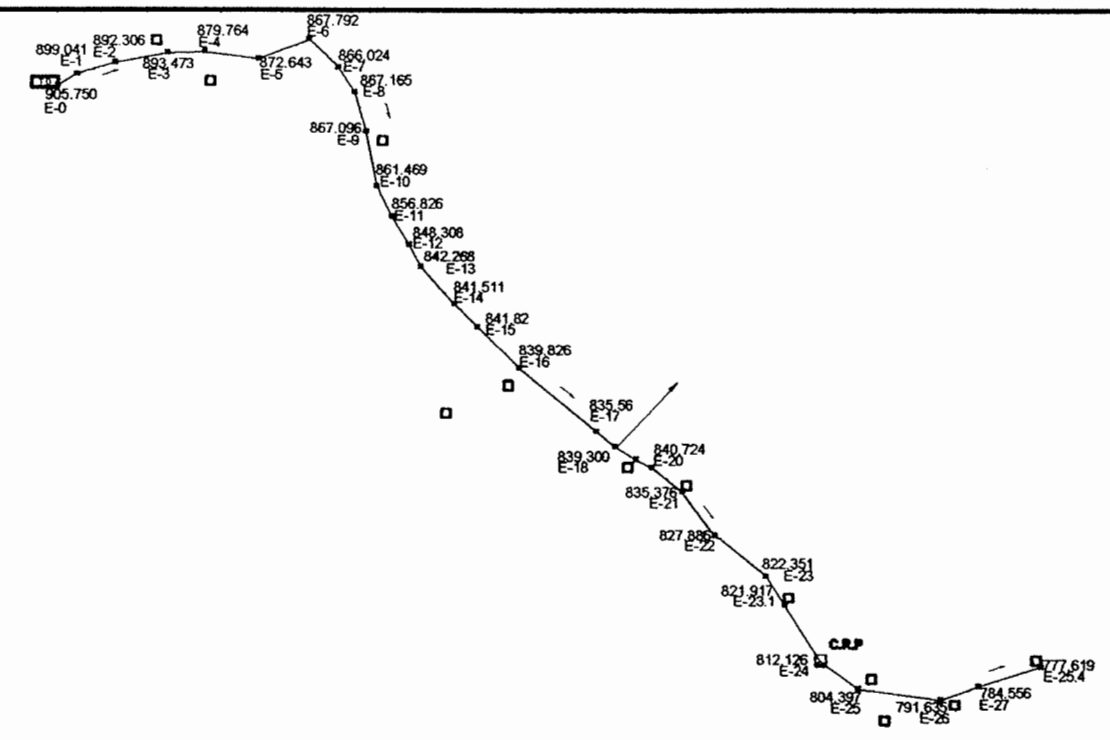


PLANTA DE DENSIDAD DE POBLACION
ESC 1/2000

Universidad de San Carlos de Guatemala
 ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
 Facultad de Ingeniería

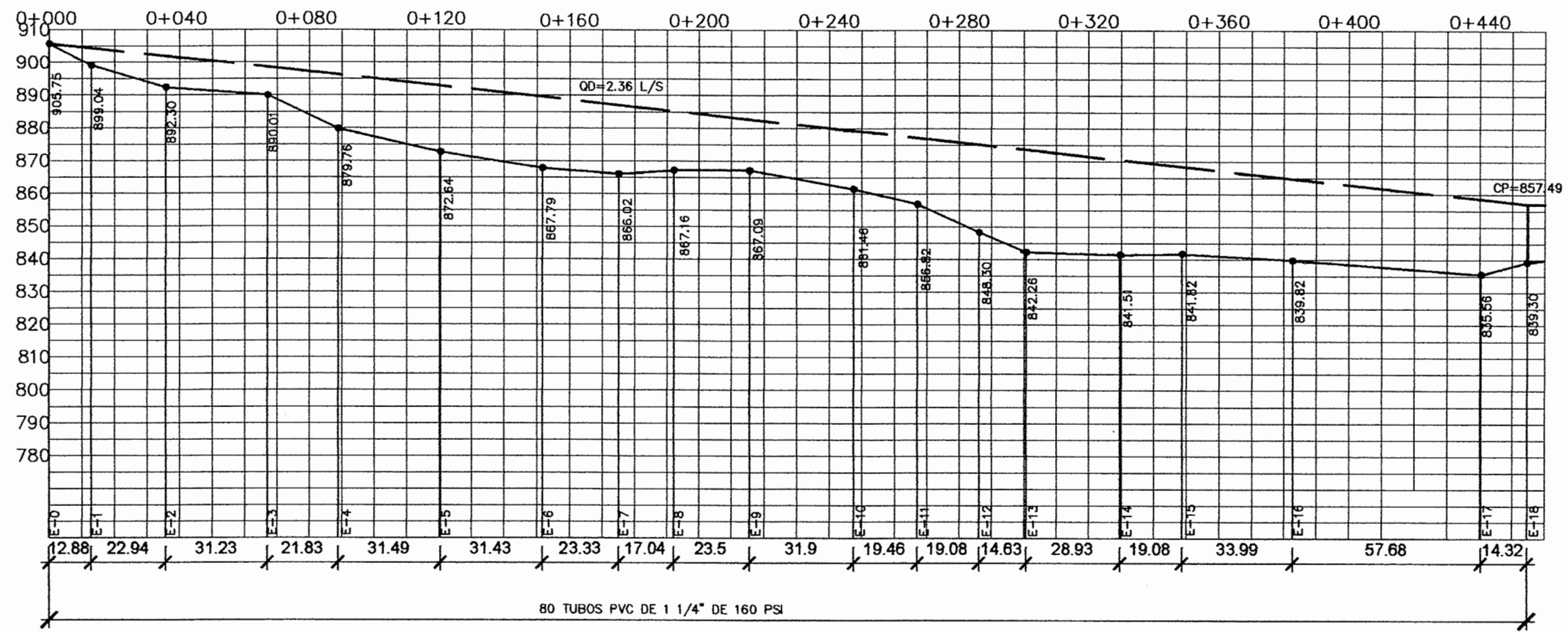
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S		ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO XALAMÁ, ALDEA PIXABA, SOLOLA		FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: PLANTA DE DENSIDAD DE POBLACION		DISEÑO: ROMEO TOBAR
ROMEO TOBAR DISEÑISTA		REVISADO: ROMEO TOBAR
ING. ENRIQUE RODRIGUEZ BARRANO ASESOR-SUPERVISOR E.P.S		CALCULO: ROMEO TOBAR
HOJA No. 1		HOJA No. 23





NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
—	TUBERÍA
- - -	LÍNEA PIEZOMÉTRICA
□	CAPTACIÓN
○	ESTACIONES
□	VIVIENDAS
⊠	CAJAS REUNIDORAS
E-#	NÚMERO DE ESTACIÓN
T.D	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
CRP	CAJA ROMPE PRESIÓN
VA	VÁLVULA DE AIRE
VL	VÁLVULA DE LIMPIEZA

PLANTA DE RED DE DISTRIBUCION RAMAL I E-0 A E-25.4
ESC 1/2000

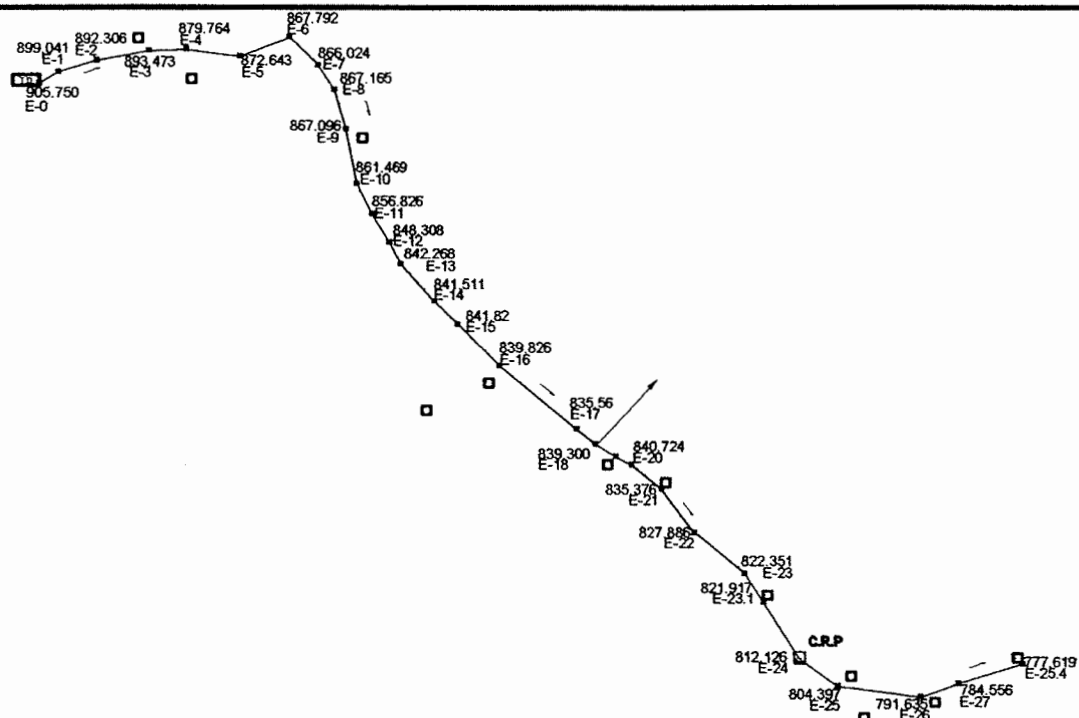


PERFIL DE RED DE DISTRIBUCION RAMAL I E-0 A E-18
ESC 1/750

Universidad de San Carlos de Guatemala
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería

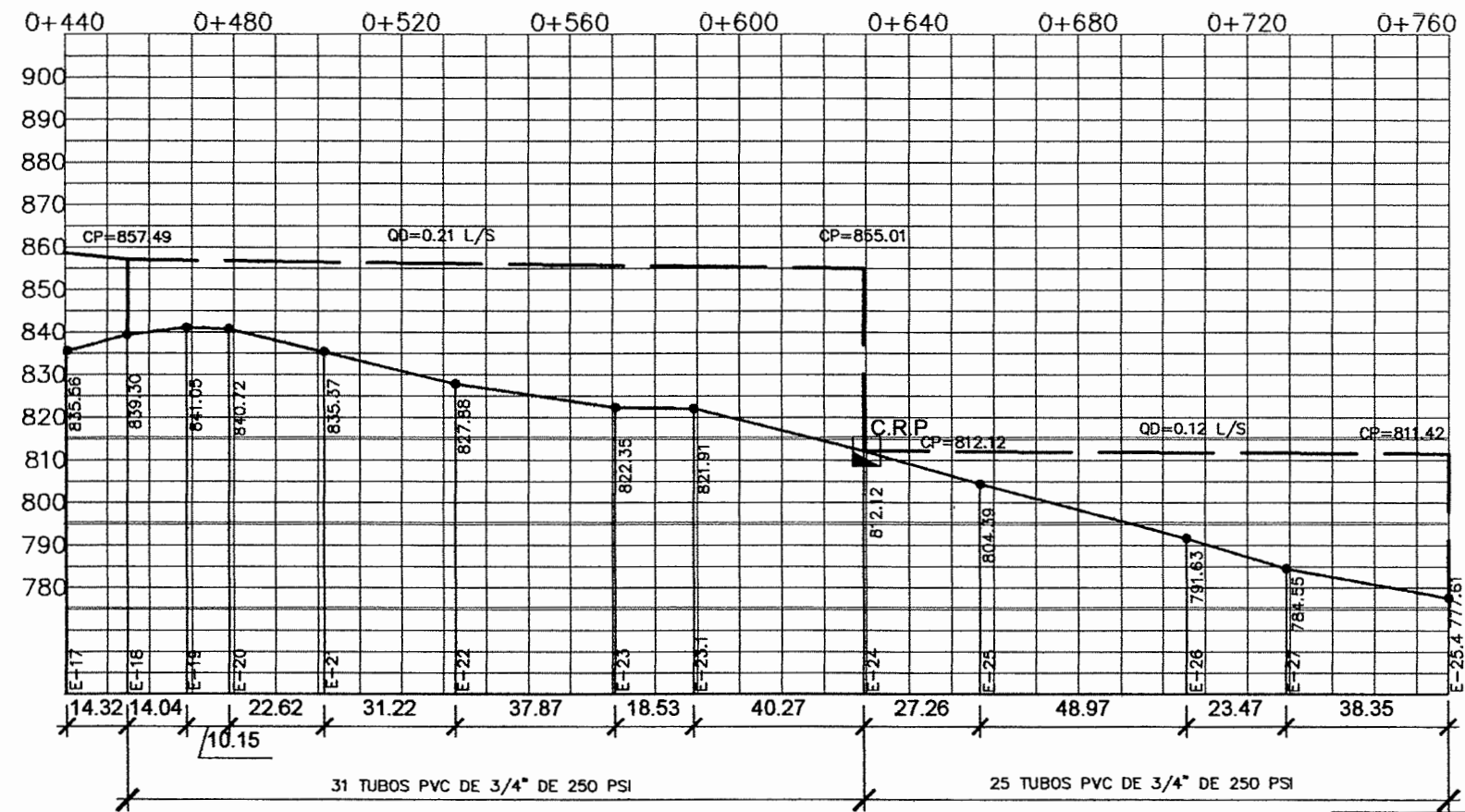
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.		ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO XALAMÁ, ALDEA PIXABAL, SOCUILA		FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL DE DISTRIBUCION RAMAL I (E-0 A E-18)		DISEÑO: ROMEO TOBAR
RODADO: ROMEO TOBAR		PROYECTO: ROMEO TOBAR
CALCULO: ROMEO TOBAR		HOJA No.:
ROMEO TOBAR EPSISTA		ING. SILVIO RODRIGUEZ SERRANO. ASESOR-SUPERVISOR DE EPS.





NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
—	TUBERÍA
- - - -	LÍNEA PIEZOMÉTRICA
□	CAPTACIÓN
○	ESTACIONES
□	VIVIENDAS
⊠	CAJAS REUMIDORAS
E-#	NÚMERO DE ESTACIÓN
T.D	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
C.R.P	CAJA ROMPE PRESIÓN
V.A	VÁLVULA DE AIRE
V.L	VÁLVULA DE LIMPIEZA

PLANTA DE RED DE DISTRIBUCION RAMAL I E-0 A E-25.4
ESC 1/2000



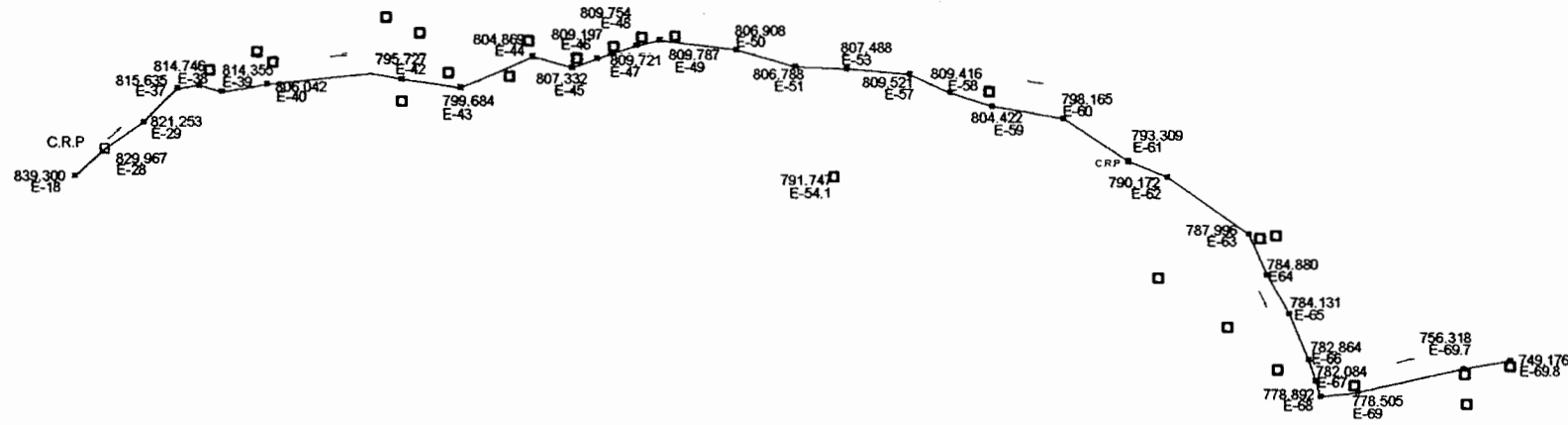
PERFIL DE RED DE DISTRIBUCION RAMAL I E-18 A E-25.4
ESC 1/750

Universidad de San Carlos de Guatemala
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.	ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO XALAMÁ, ALDEA PIXABAJ, SOLOLA	FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL DE DISTRIBUCION RAMAL I (E-18 A E-25.4)	DISEÑO: ROMEO TOBAR
	REVISIÓN: ROMEO TOBAR
	CALIDAD: ROMEO TOBAR
ROMEO TOBAR DISEÑO	HOJA No. 23

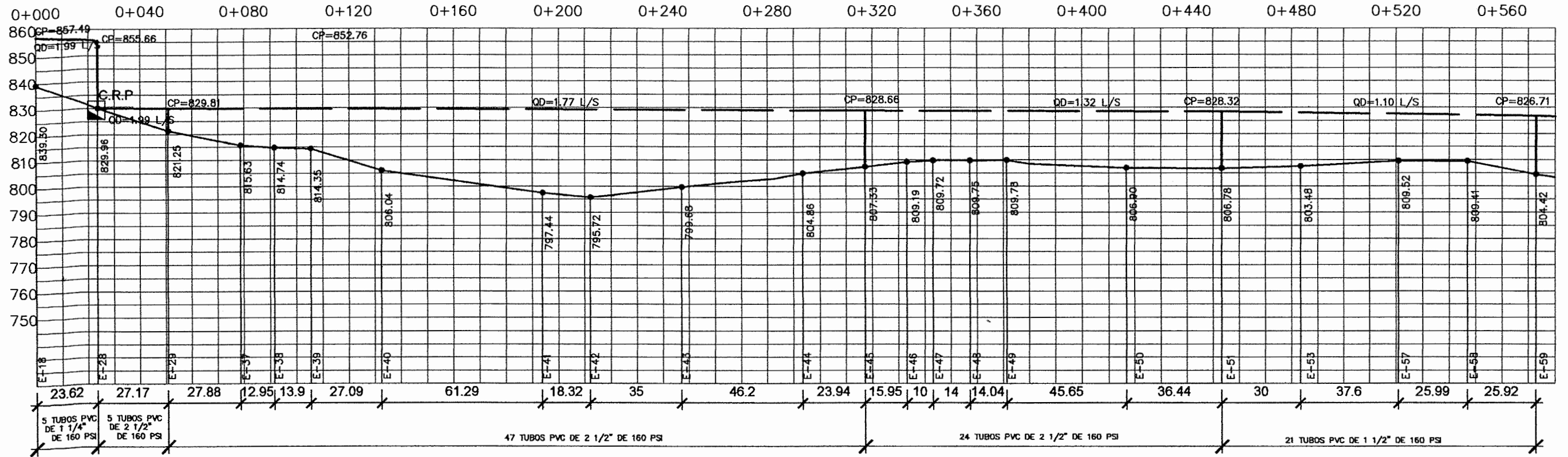


ING. SALVADOR RODRIGUEZ SERRANO
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.



NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
—	TUBERÍA
- - -	LÍNEA PIEZOMÉTRICA
□	CAPTACIÓN
○	ESTACIONES
□	VIVIENDAS
⊠	CAJAS REUNIDORAS
E-#	NÚMERO DE ESTACIÓN
T.D.	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
□ C.R.P.	CAJA ROMPE PRESIÓN
⊙ VA	VÁLVULA DE AIRE
⊙ VL	VÁLVULA DE LIMPIEZA

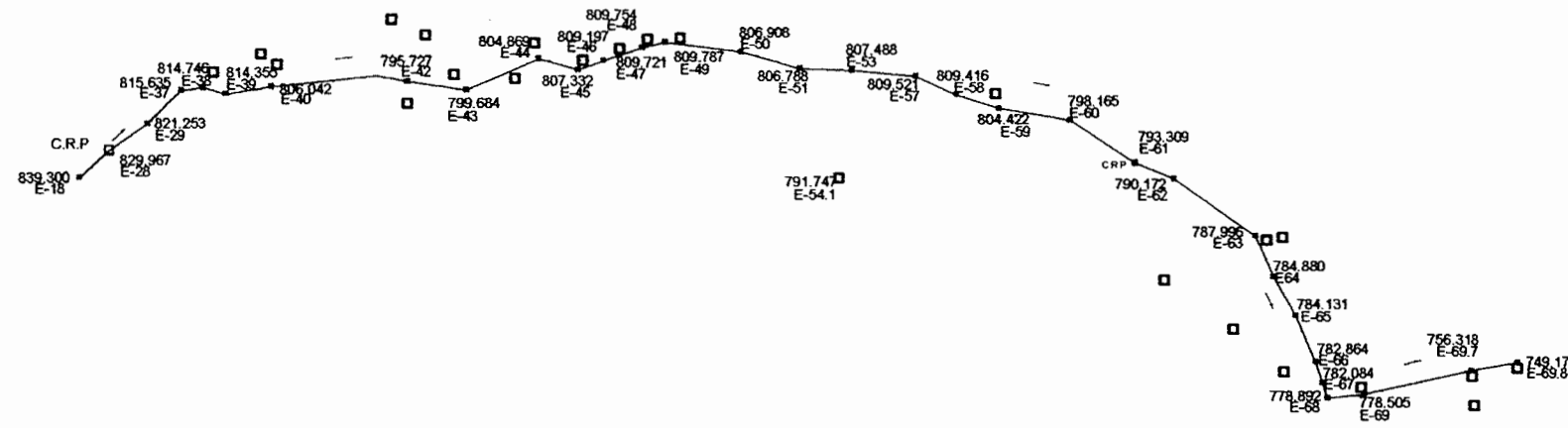
PLANTA DE RED DE DISTRIBUCION RAMAL 2 E-18 A E-59
ESC 1/2000



PERFIL DE RED DE DISTRIBUCION RAMAL 2 E-18 A E-59
ESC 1/750

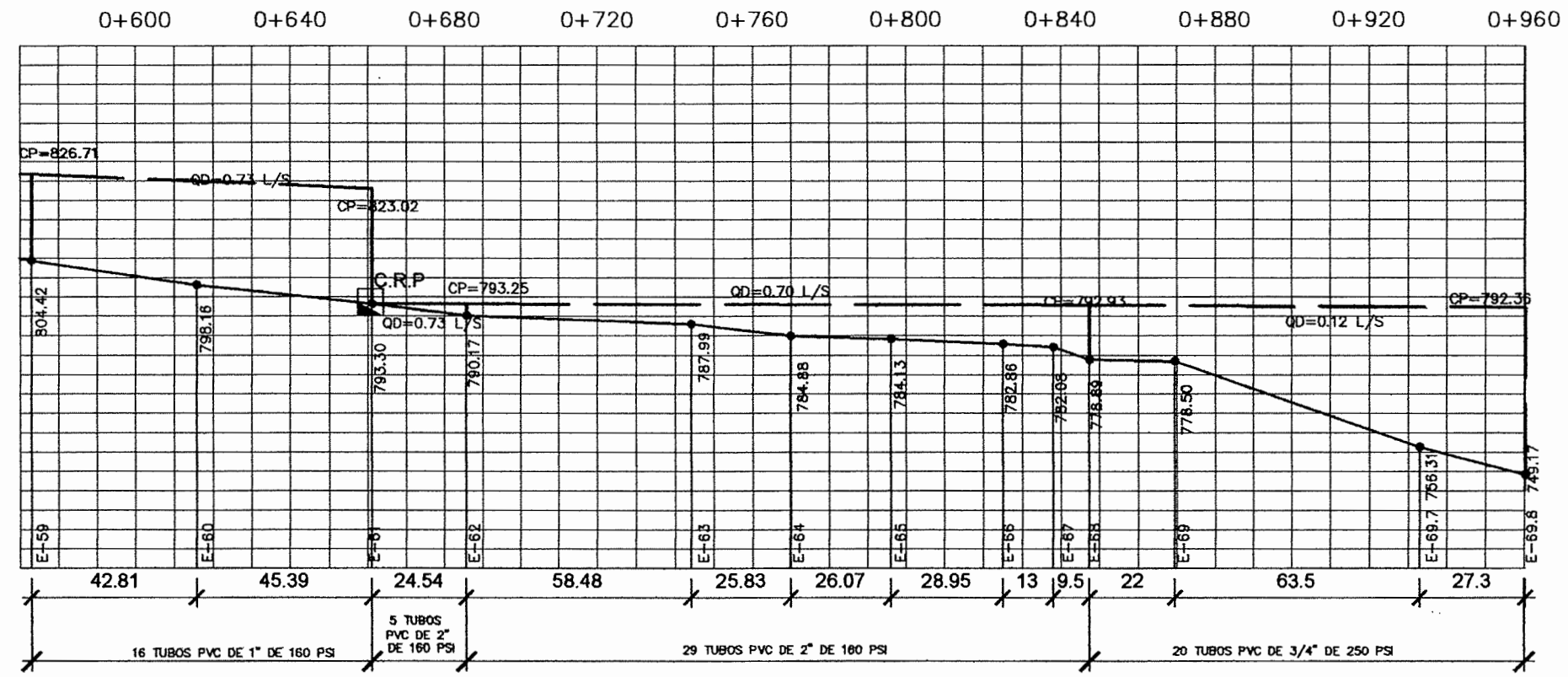


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S		ESCALA INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO XALAMA, ALDEA PIXABACI, SOLOLA		FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL DE DISTRIBUCION RAMAL 2 (E-18 A E-59)		DISEÑO: ROMEO TOBAR
ING. SIVAC RODRIGUEZ GERRANO ASESOR SUPERVISOR DE E.P.S		REVISOR: ROMEO TOBAR
ROMEO TOBAR EPSISTA		FECHA: 11



NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
—	TUBERÍA
- - - -	LINEA PIEZOMÉTRICA
□	CAPTACIÓN
○	ESTACIONES
□	VIVIENDAS
⊠	CAJAS REUNIDORAS
E-#	NUMERO DE ESTACIÓN
T.D	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
□ C.R.P	CAJA ROMPE PRESIÓN
VA	VÁLVULA DE AIRE
VL	VÁLVULA DE LIMPIEZA

PLANTA DE RED DE DISTRIBUCION RAMAL 2 E-18 A E-69.8
ESC 1/2000



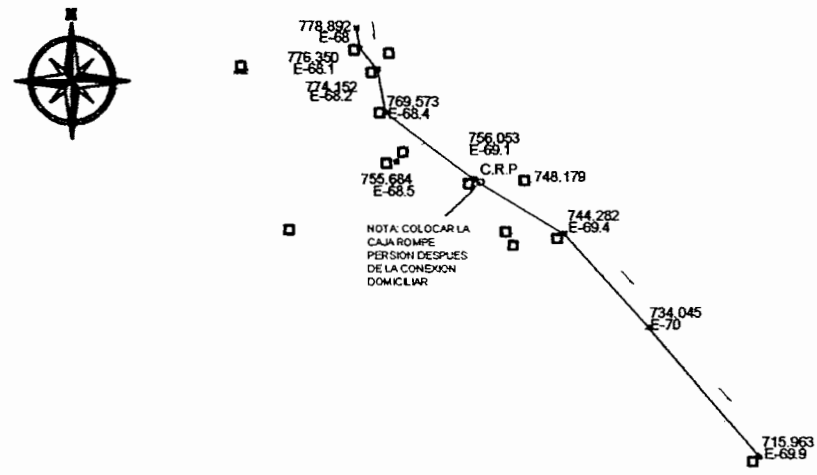
PERFIL DE RED DE DISTRIBUCION RAMAL 2 E-59 A E-69.8
ESC 1/750

Universidad de San Carlos de Guatemala
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería

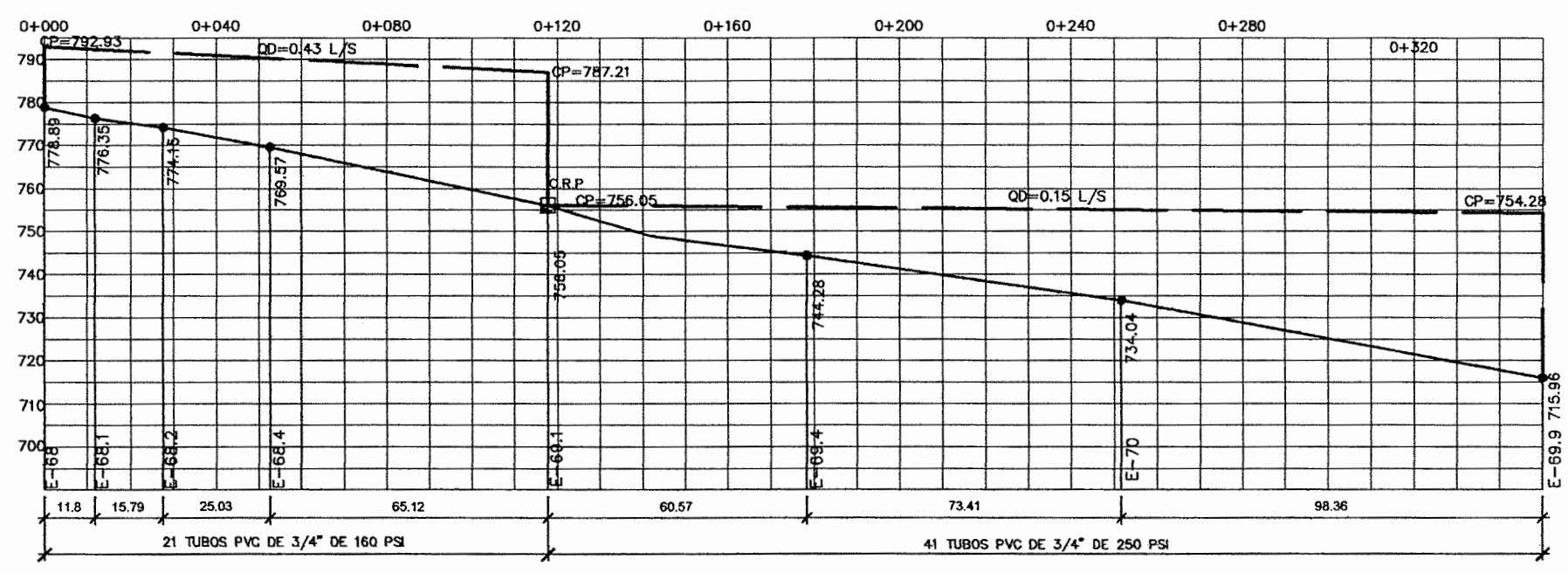
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S	ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO XALAMÁ, ALDEA FOXABAJ, SOLOLÁ	FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL DE DISTRIBUCION RAMAL 1 (E-59 A E-69.8)	DISEÑO: ROMEO TOBAR
	CALCULO: ROMEO TOBAR
ROMEO TOBAR DISEÑISTA	ING. SILVIO RODRIGUEZ SERRANO ASESOR-SUPERVISOR DE E.P.S
	HOJA No. 12



NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
—	TUBERIA
- - -	LINEA PIEZOMÉTRICA
□	CAPTACIÓN
○	ESTACIONES
□	VIVIENDAS
⊠	CAJAS REUNIDORAS
E-#	NUMERO DE ESTACION
T.D	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
□ C.R.P	CAJA ROMPE PRESIÓN
V.A	VÁLVULA DE AIRE
V.L	VÁLVULA DE LIMPIEZA



PLANTA DE RED DE DISTRIBUCION RAMAL 3 E-G8 A E-G9.9
ESC 1/2000

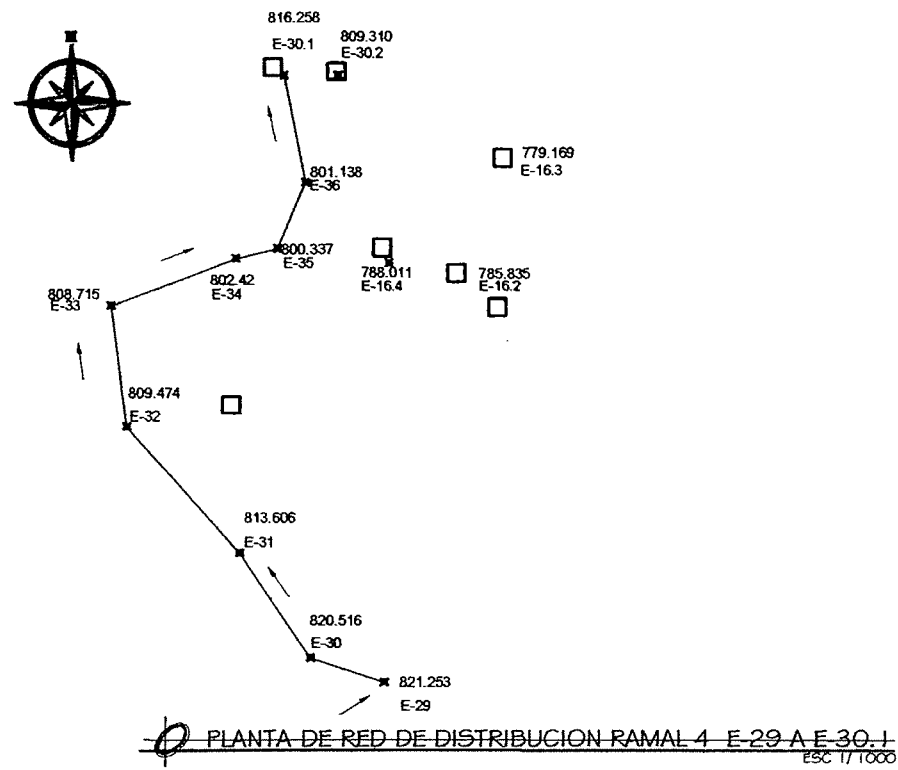


PERFIL DE RED DE DISTRIBUCION RAMAL 3 E-G8 A E-G9.9
ESC 1/700

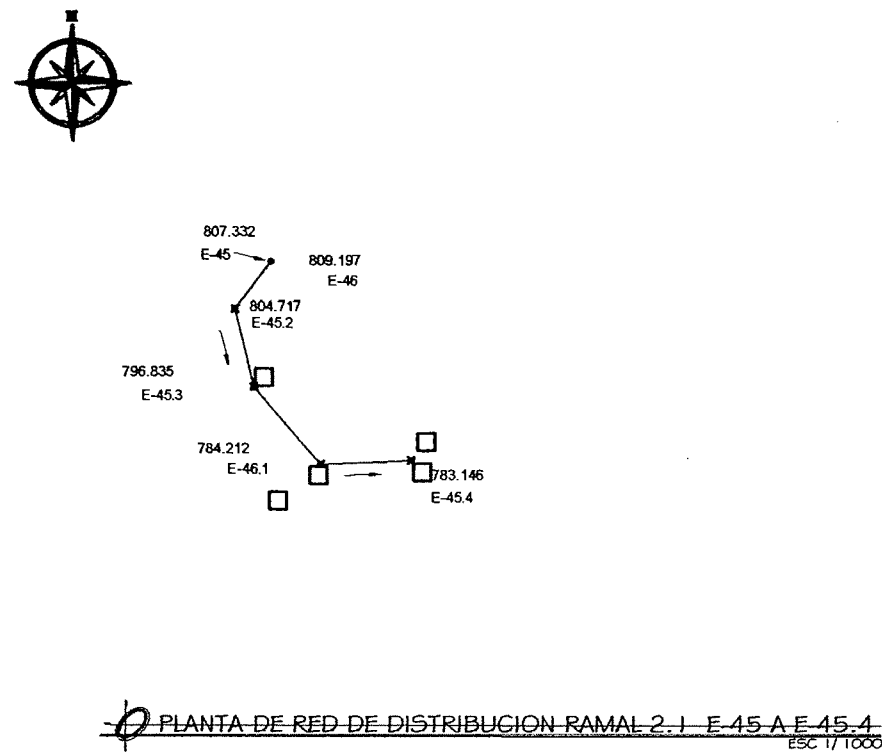
Universidad de San Carlos de Guatemala
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S		ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO XALAMA, MUNICIPIO PIXABAJ, SOLOLA		FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL DE DISTRIBUCION RAMAL 3 E-G8 A E-G9.9		DIBUJO: ROMEO TOBAR
ING. SILVIA SANCHEZ GERRANO. ASESORA PROFESIONAL DE EPS		DISEÑO: ROMEO TOBAR
ROMEO TOBAR EPSISTA		CALCULO: ROMEO TOBAR
HOJA No. 8		23

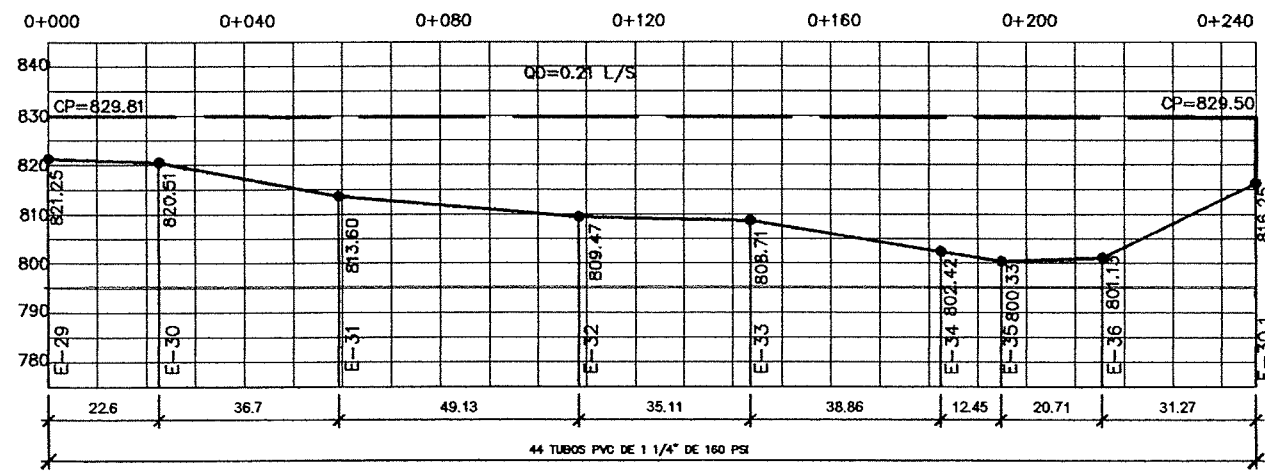


PLANTA DE RED DE DISTRIBUCION RAMAL 4 E-29 A E-30.1
ESC 1/1000

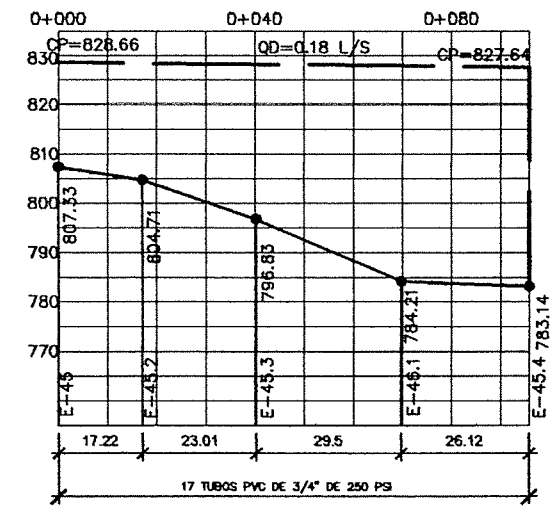


PLANTA DE RED DE DISTRIBUCION RAMAL 2.1 E-45 A E-45.4
ESC 1/1000

NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
—	TUBERÍA
- - -	LÍNEA PIEZOMÉTRICA
□	CAPTACIÓN
○	ESTACIONES
□	VIVIENDAS
⊠	CAJAS REUNIDORAS
E-#	NUMERO DE ESTACIÓN
T.D	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
□ C.R.P	CAJA ROMPE PRESIÓN
(VA)	VÁLVULA DE AIRE
(VL)	VÁLVULA DE LIMPIEZA



PERFIL DE RED DE DISTRIBUCION RAMAL 4 E-29 A E-30.1
ESC 1/700

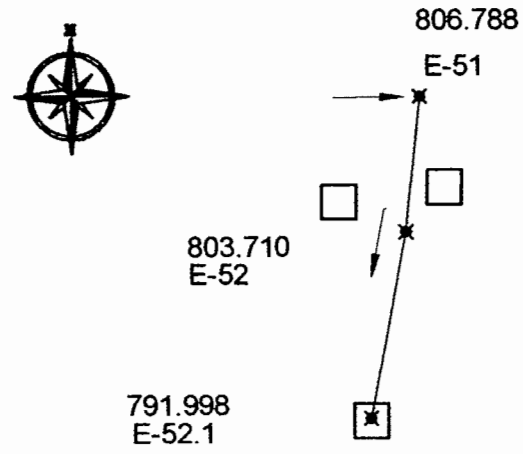


PERFIL DE RED DE DISTRIBUCION RAMAL 2.1 E-45 A E-45.4
ESC 1/700

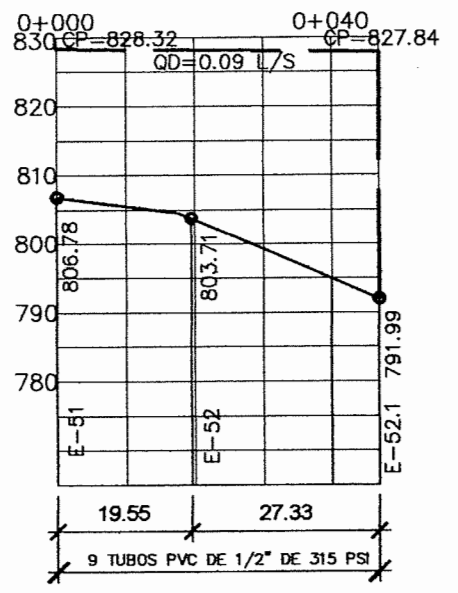
Universidad de San Carlos de Guatemala
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería



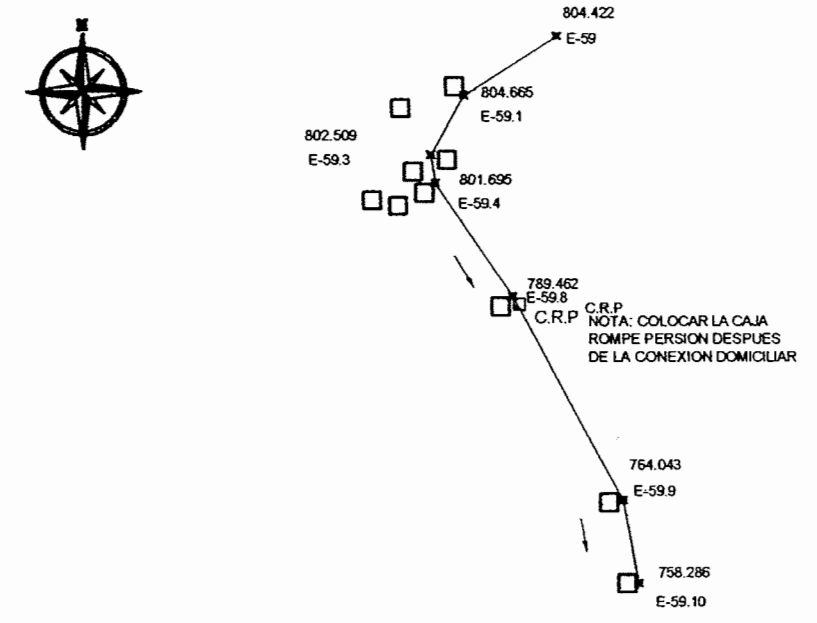
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S	ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO XALAMA, ALDEA PIXABAI, SOLOLA	FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL DE DISTRIBUCION RAMAL 2.1 Y	DIBUJOS: ROMEO TOBAR
	DISEÑO: ROMEO TOBAR
	CALCULO: ROMEO TOBAR
ROMEO TOBAR EPSISTA	HOJA No. 23



PLANTA DE RED DE DISTRIBUCION RAMAL 2.2 E-51 A E-52.1
ESC 1/500

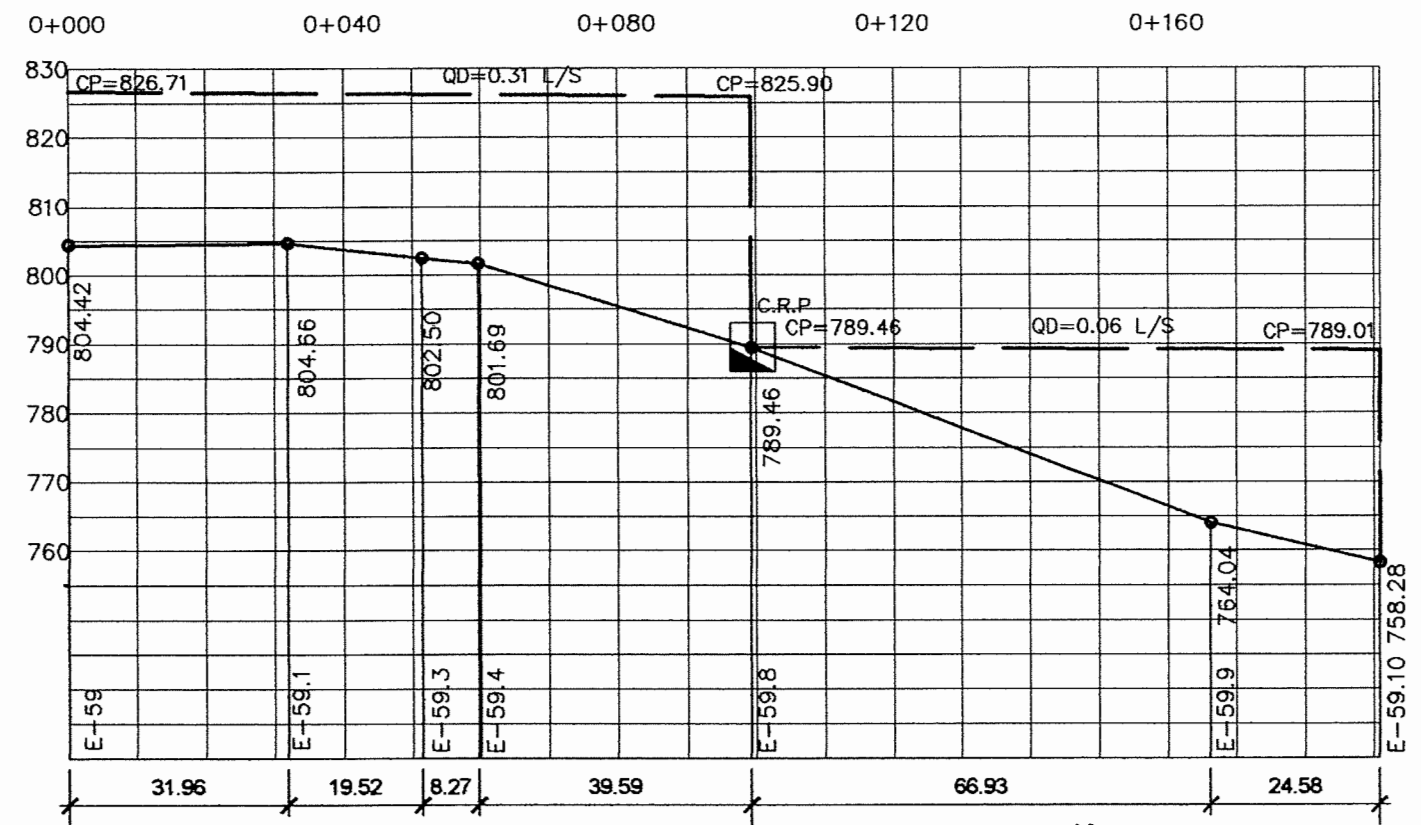


PERFIL DE RED DE DISTRIBUCION RAMAL 2.2 E-51 A E-52.1
ESC 1/500



PLANTA DE RED DE DISTRIBUCION RAMAL 2.3 E-59 A E-59.10
ESC 1/1000

NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
—	TUBERÍA
- - - -	LÍNEA PIEZOMÉTRICA
□	CAPTACIÓN
○	ESTACIONES
□	VIVIENDAS
⊠	CAJAS REUNIDORAS
E-#	NÚMERO DE ESTACIÓN
T.D	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
□ C.R.P	CAJA ROMPE PRESIÓN
(V.A)	VÁLVULA DE AIRE
(V.L)	VÁLVULA DE LIMPIEZA

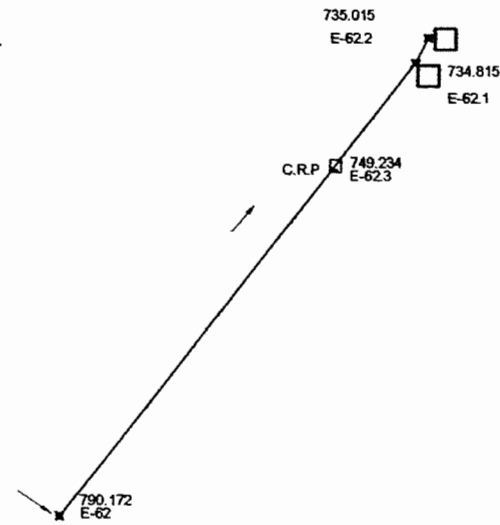


PERFIL DE RED DE DISTRIBUCION RAMAL 2.3 E-59 A E-59.10
ESC 1/500

Universidad de San Carlos de Guatemala
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería

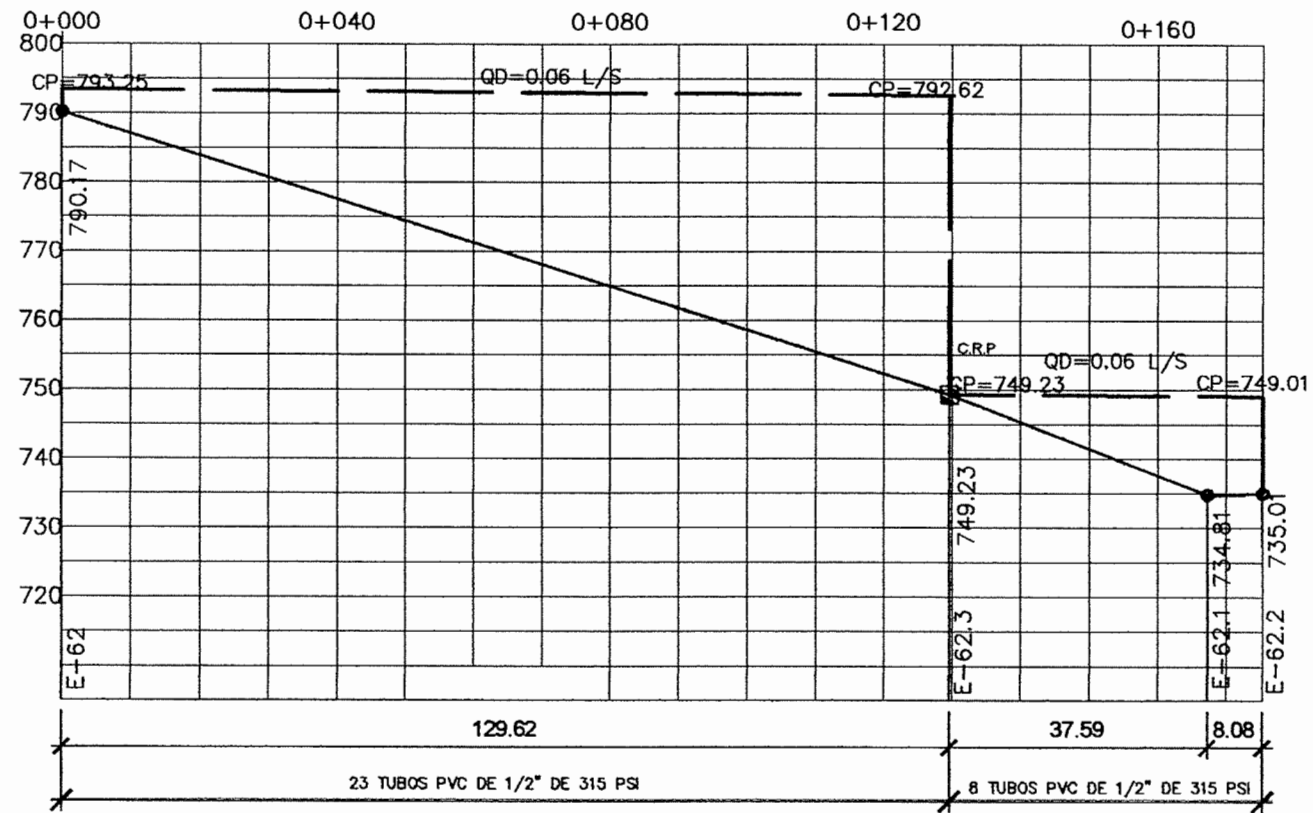


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S		ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO XALAMÁ, ALDEA PIXABAJ, SOLOLÁ		FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL DE DISTRIBUCION RAMAL 2.2 Y 2.3		DISEÑO: ROMEO TOBAR
ROMEO TOBAR DISEÑO		CALCULO: ROMEO TOBAR
ING. SILVIO RODRIGUEZ BERRANO ASESOR SUPERVISOR E.P.S		HOJA No. 5 23



NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
—	TUBERÍA
- - -	LINEA PIEZOMÉTRICA
□	CAPTACIÓN
○	ESTACIONES
□	VIVIENDAS
⊠	CAJAS REUNIDORAS
E-#	NUMERO DE ESTACIÓN
T.D	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
□ C.R.P	CAJA ROMPE PRESIÓN
(V.A)	VÁLVULA DE AIRE
(V.L)	VÁLVULA DE LIMPIEZA

PLANTA DE RED DE DISTRIBUCION RAMAL 2.4 E-G2 A E-G2.2
ESC 1/1000

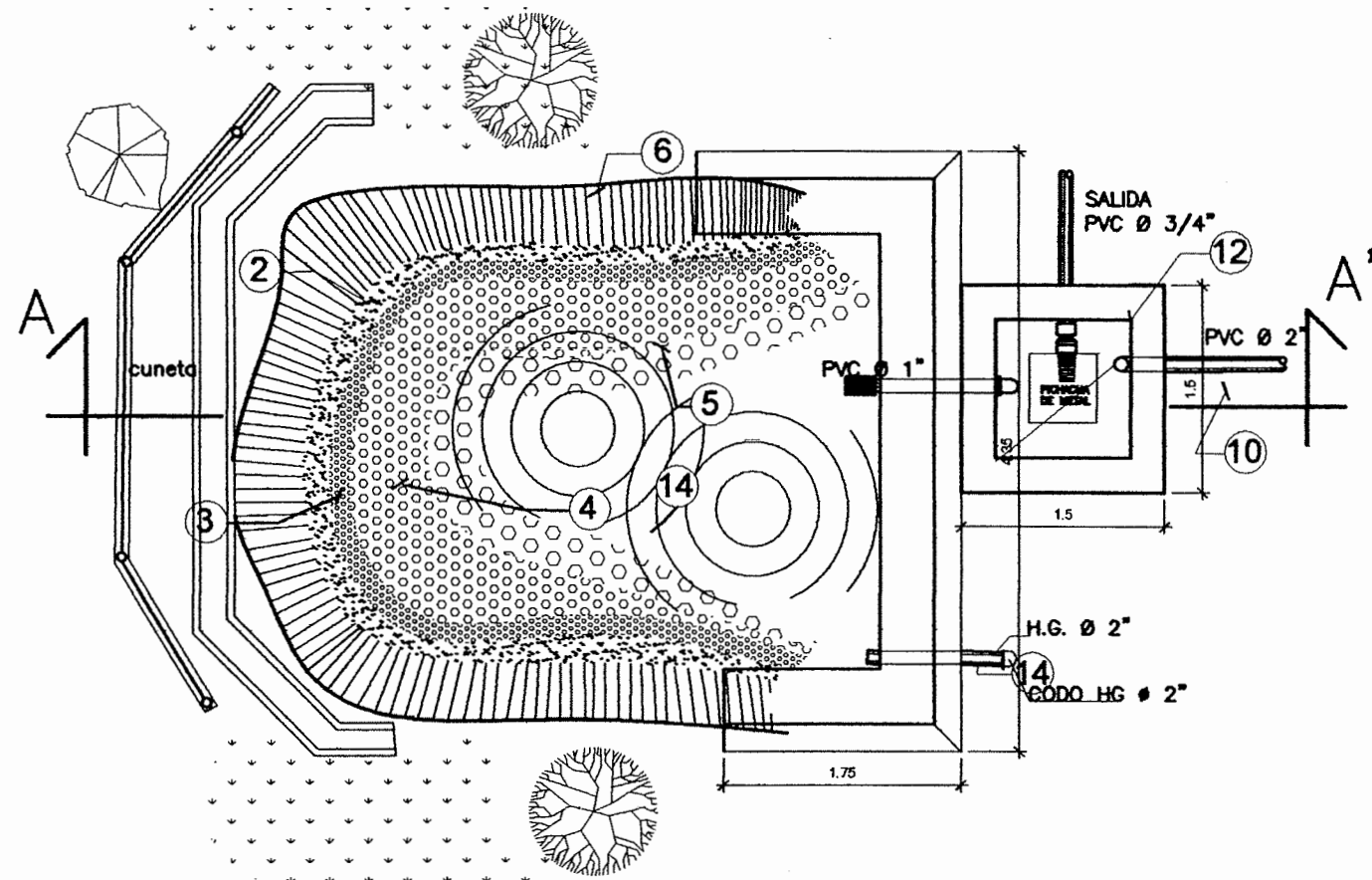


PERFIL DE RED DE DISTRIBUCION RAMAL 2.4 E-G2 A E-G2.2
ESC 1/500

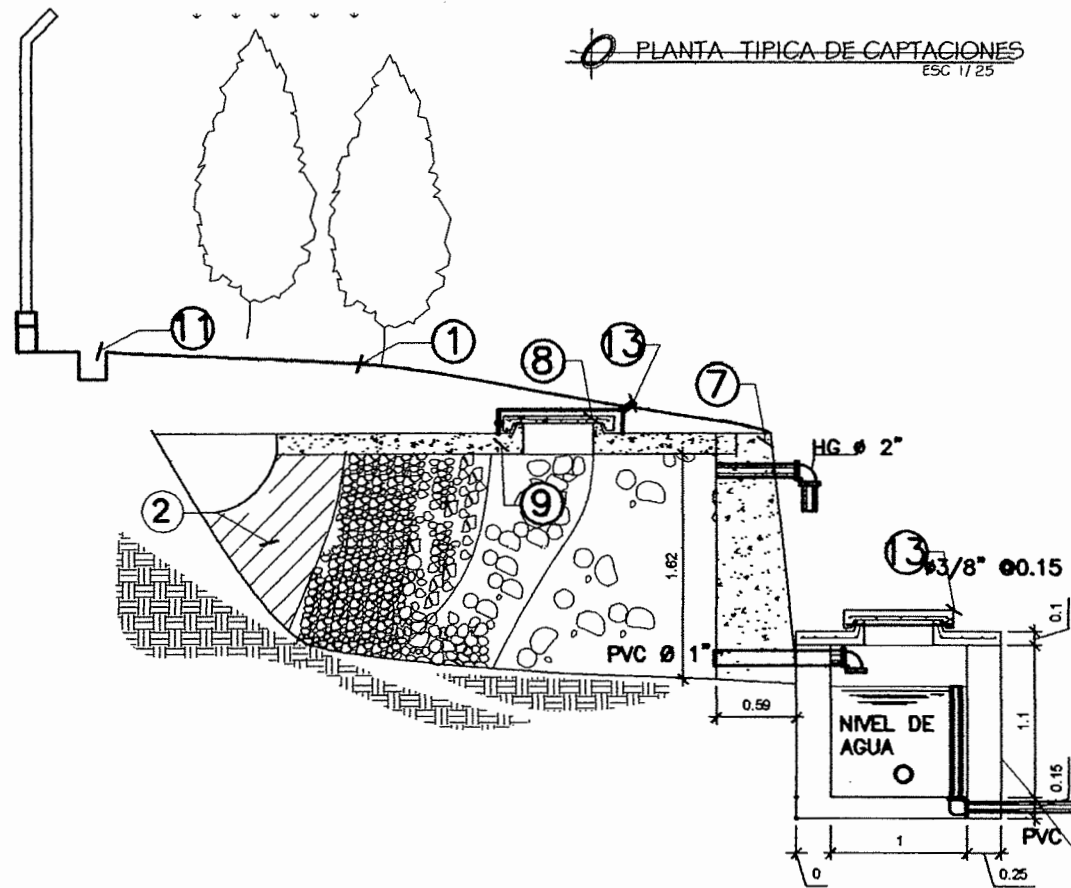


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S		ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO XALAMA, ALDEA PIXABAJ, SOLOLA		FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL DE DISTRIBUCION RAMAL 2.4 (E-G2 A E-G2.2)		DISEÑO: ROMEO TOBAR
DISEÑO: ROMEO TOBAR		CALCULO: ROMEO TOBAR
ING. ROMEO TOBAR EJECUTA		HOJA No. 23



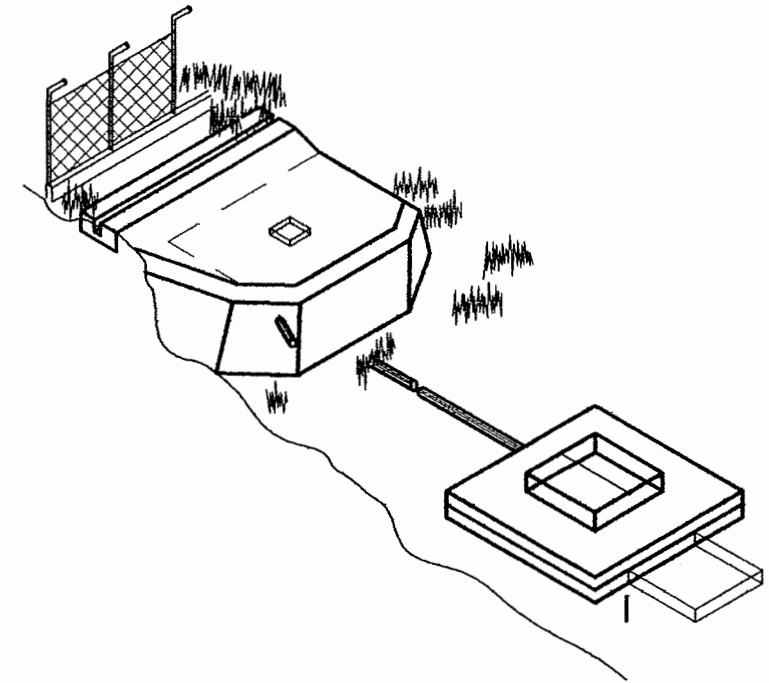


PLANTA TIPICA DE CAPTACIONES
ESC 1/25



CORTE A-A'
ESC 1/25

- ① TERRENO NATURAL
- ② ACUIFERO
- ③ GRAVA DE 1/2"
- ④ GRAVA DE 3"
- ⑤ PIEDRA BOLA DE 6"-10"
- ⑥ MANTO DE ROCA
- ⑦ MURO DE CONTENCION DE MAMPOSTERIA
- ⑧ TAPADERA PARA INSPECCION
- ⑨ SELLO SANITARIO DE CONCRETO ESPESOR 8 cm.
- ⑩ TUBERIA DE LIMPIEZA Y REBALSE PVC Ø 2"
- ⑪ CUNETETA
- ⑫ CAJA DE LIMPIEZA
- ⑬ CANDADO PARA INTERPERIE
- ⑭ TUBO HG DE REBALSE Ø 2"



PERSPECTIVA DE CAPTACION TIPICA
sin escala

ESPECIFICACIONES

MAMPOSTERIA DE PIEDRA
PIEDRA BOLA 67%
MORTERO 33%
PROPORCION DE MEZCLA-CEMENTO (1:2)

CONCRETO
F'C=210 kg/cm² 3000 Lb/plg 2
ARENA PIERIN (1:2:3)

MUROS
LOS MUROS DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA
DEBEN IMPERMEABILIZARSE
CON SABIETA (1:2)

LOSAS
LA LOSA DEBE TENER UN DESNIVEL DE
1% HACIA LOS LADOS.
REFUERZO:

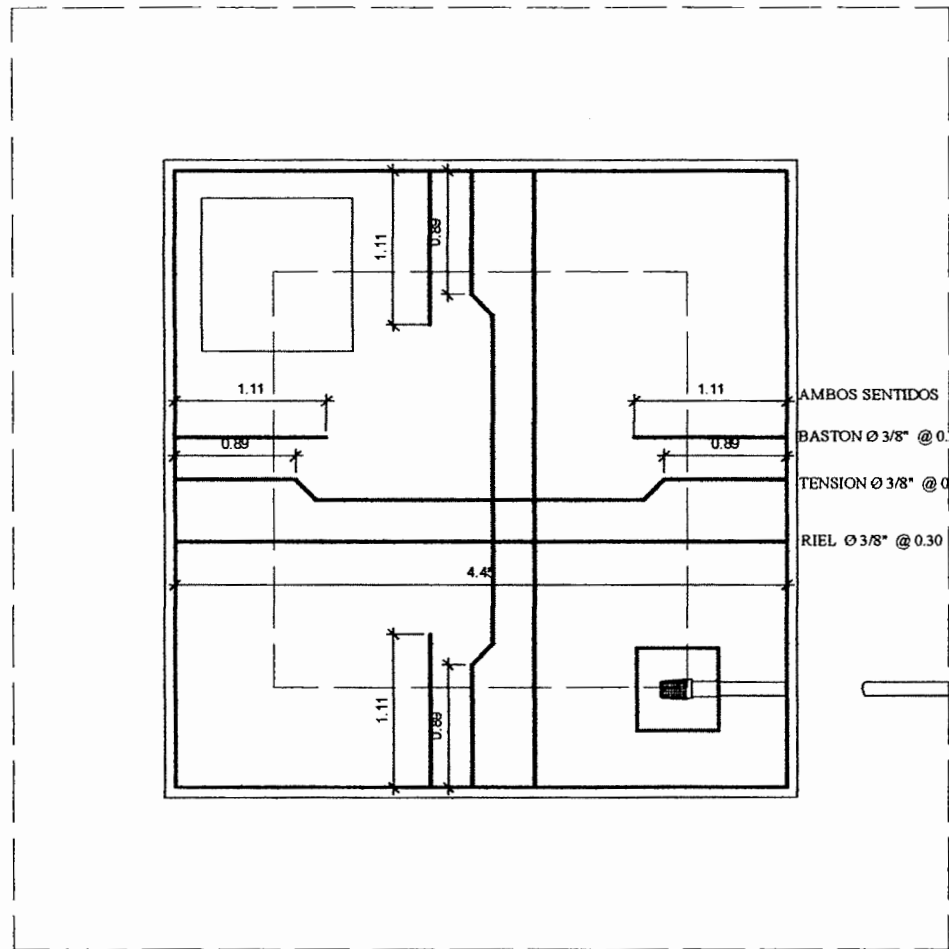
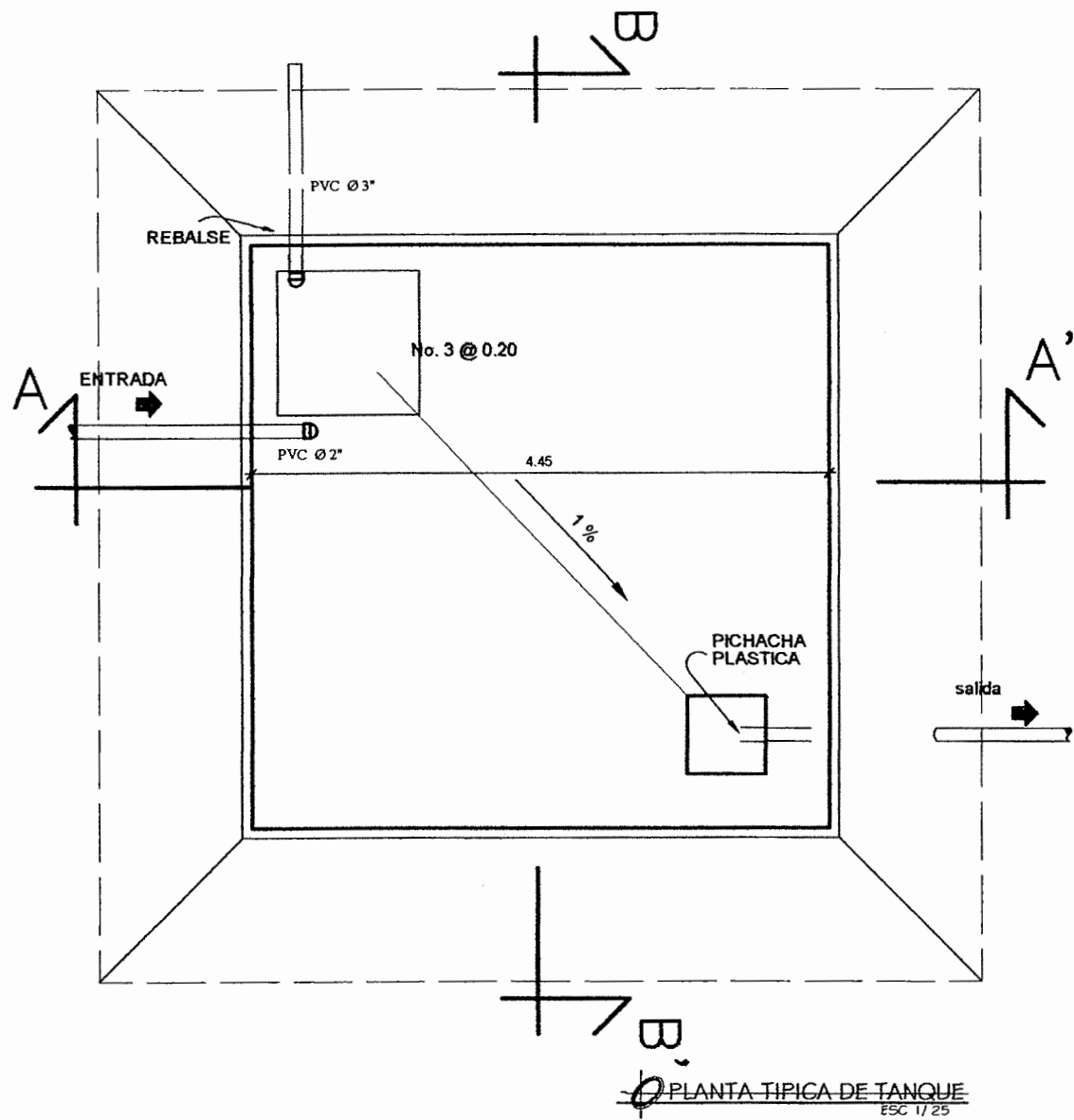
NOTAS GENERALES

EN ESTE PLANO UNICAMENTE SE INDICAN LAS ESTRUCTURAS MAS IMPORTANTES QUEDA A CRITERIO DEL INGENIERO CONSTRUCTOR LA DECISION PARA CADA CASO EN PARTICULAR. LA EXCAVACION DEBE HACERSE HASTA ENCONTRAR EL ESTRATO IMPERMEABLE DEBE CAPTARSE LA TOTALIDAD DEL AGUA DEL ACUIFERO DEJANDO PREVISTO REBALSE HACER UNA ZANJA DE DRENAJE INTERCEPTOR PARA PROTEGER Y EVITAR INFILTRACIONES DEL AGUA SUPERFICIAL ESTA ZANJA ESTARA A UN MINIMO DE 7m. DE LA CAPTACION.

Universidad de San Carlos de Guatemala
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS		ESCALA INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO XALAMÁ, ALDEA PIXABÁ, SOLOLA		FECHA MAYO 2013
CONTENIDO: DETALLE TIPICO DE CAPTACIONES		DISEÑO: ROMEO TOBAR
ROMEO TOBAR DISEÑO		PROYECTO: ROMEO TOBAR
ING. SALVO RODRIGUEZ BERRAZO, ASESOR-SUPERVISADOR DE EPS		CALCULO: ROMEO TOBAR
HOJA No. 7		7



MATERIALES

CONCRETO: SE USARA CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 210 kg/cm² (3000 lb/plg²) A LOS 28 DIAS.

ACERO DE REFUERZO: SE USARA ACERO DE REFUERZO DE FY=210 kg/cm² GRADO 40 ESPECIFICACION ASTM A615

LOS MUROS ESTAN DISEÑADOS PARA TRABAJAR ENTERRADOS A 1 M DE PROFUNDIDAD.

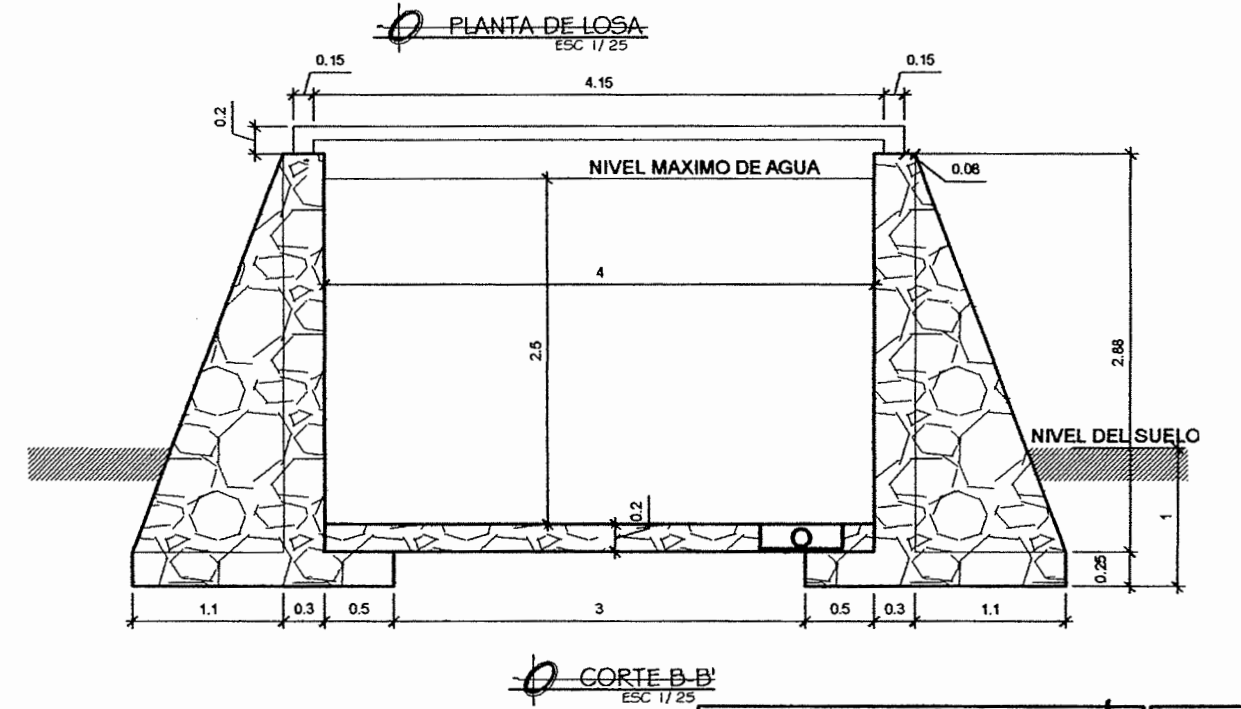
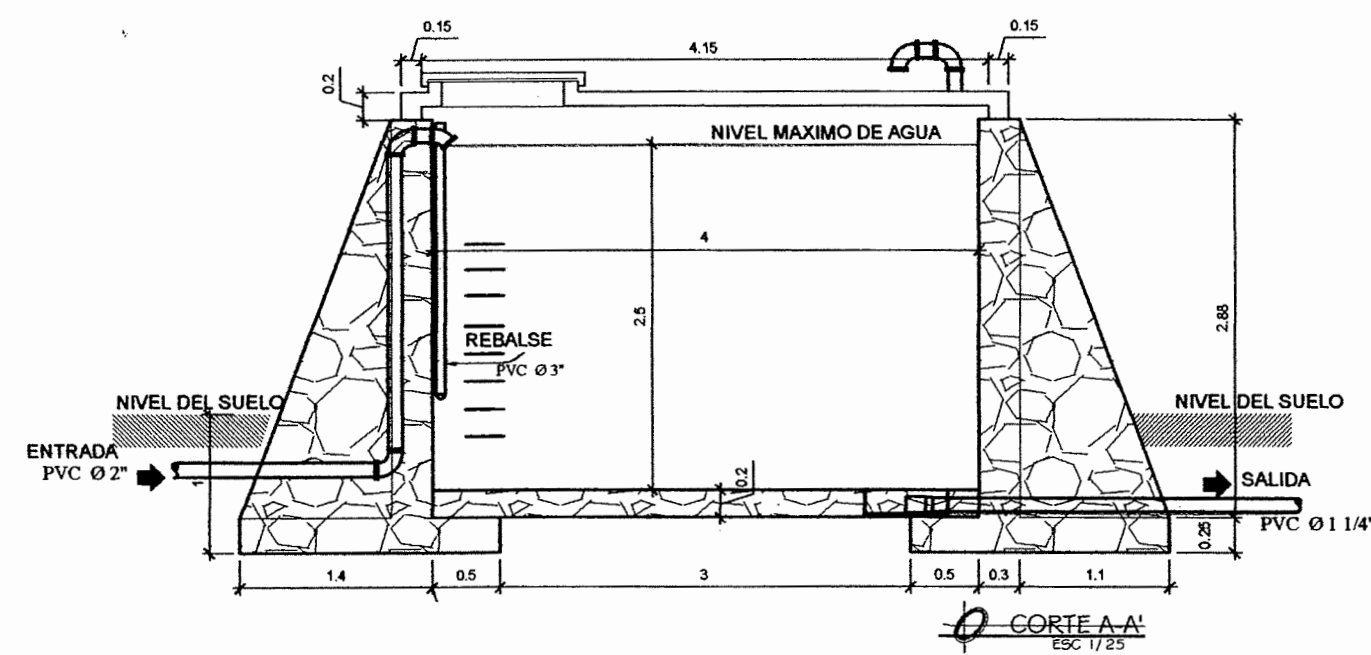
LOS RECUBRIMIENTOS SERAN DE 3 CM. EXCEPTO DONDE SE INDIQUE LO CONTRARIO Y ESTE SE MEDIRA ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DE CONCRETO.

EL TERRENO BAJO LA LOSA DEL PISO DEBE SER PERFECTAMENTE APISONADO.

LA LOSA DEL TECHO DEBERA TENER PENDIENTE DE 1% HACIA LOS LADOS.

LOS MUROS DEL PIEDRA DEBERAN IMPERMEABILIZARSE EN SUS CARAS INTERIORES POR MEDIO DE UNA CAPA DE SABIETA (1:2)

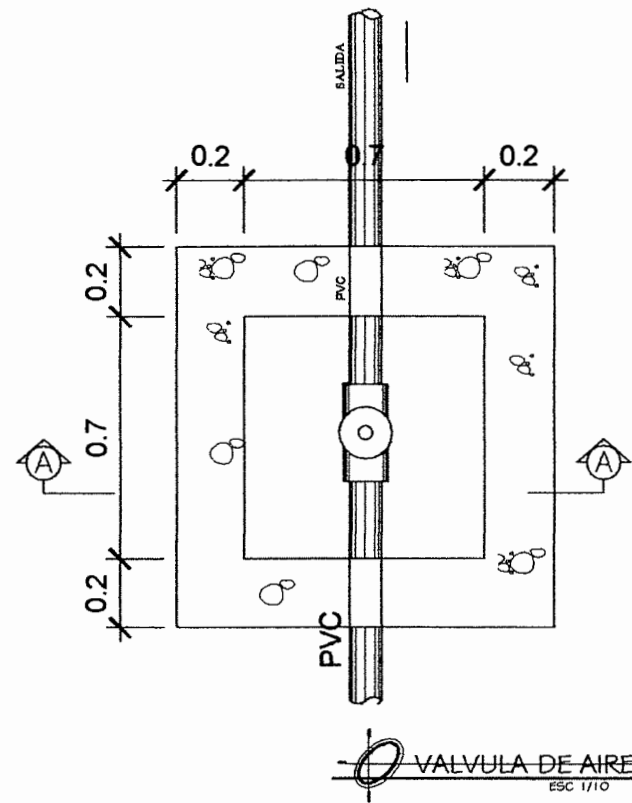
LOS MUROS SERAN DE CONCRETO CICLOPEO
33% PIEDRA DE 4" A 6"
67% SABIETA-CEMENTO-ARENA-PIEDRIN 1:2:3



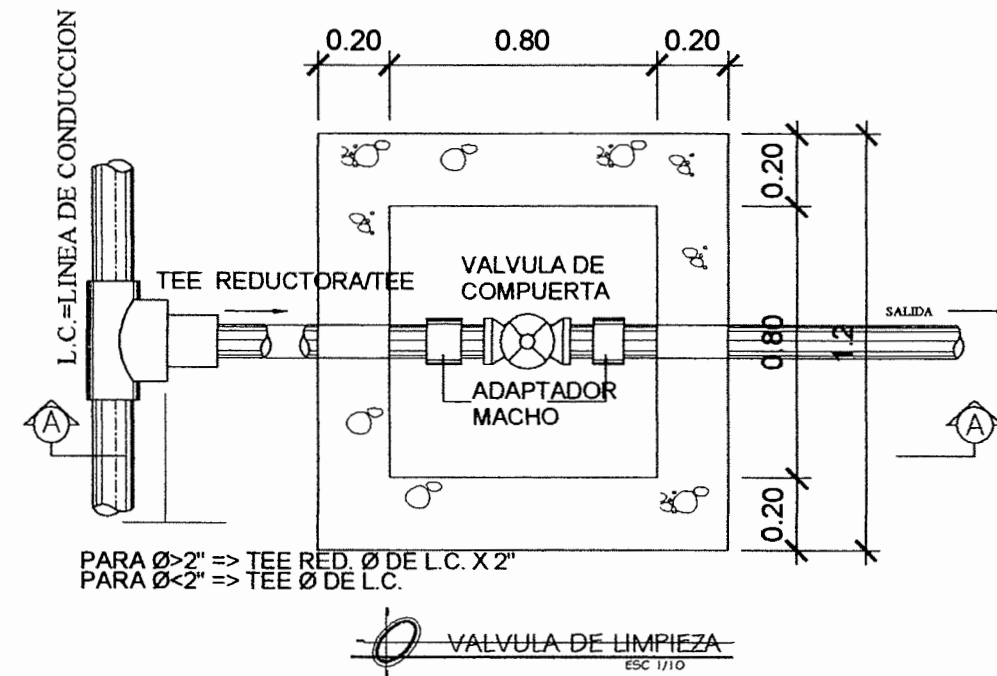
Universidad de San Carlos de Guatemala
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S		ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO XALAMÁ, ALDEA PIXABAJ, SOLOLA	FECHA: MAYO 2013	DISEÑO: ROMEO TOBAR
CONTENIDO: TANQUE DE ALMACENAMIENTO	CALCULO: ROMEO TOBAR	HOJA No. 23
ROMEO TOBAR EPSISTA	ING. JAVIER RODRIGUEZ SERRANO. ASESOR-SUPERVISOR DE E.P.S	

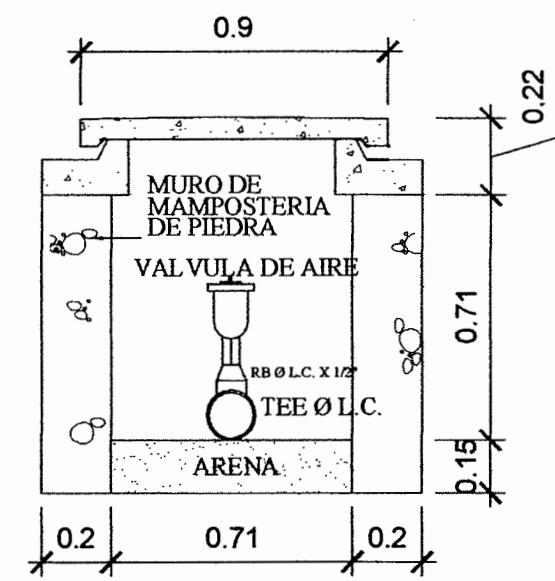


VALVULA DE AIRE
ESC 1/10

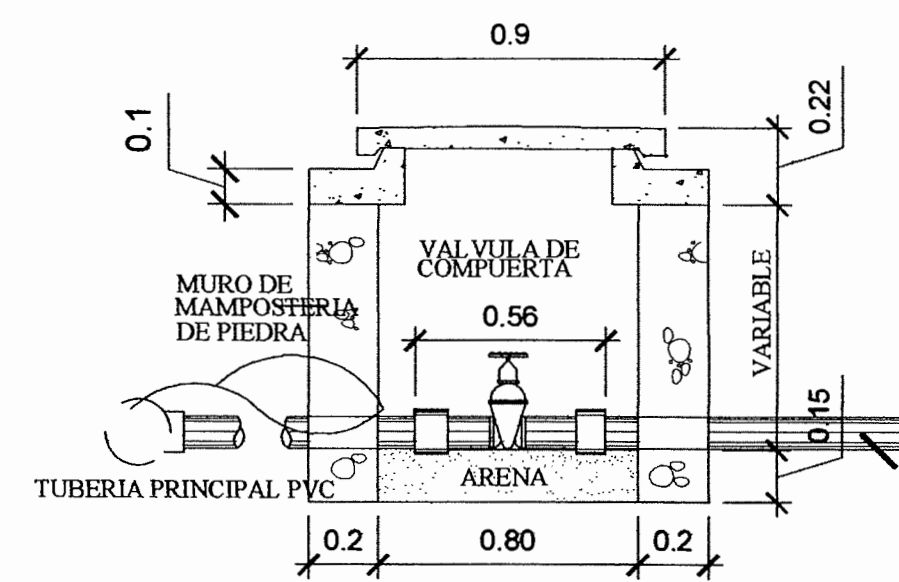


PARA $\varnothing > 2"$ => TEE RED. \varnothing DE L.C. X 2"
PARA $\varnothing < 2"$ => TEE \varnothing DE L.C.

VALVULA DE LIMPIEZA
ESC 1/10



SECCION A-A'
ESC 1/10



SECCION A-A'
ESC 1/10

ESPECIFICACIONES

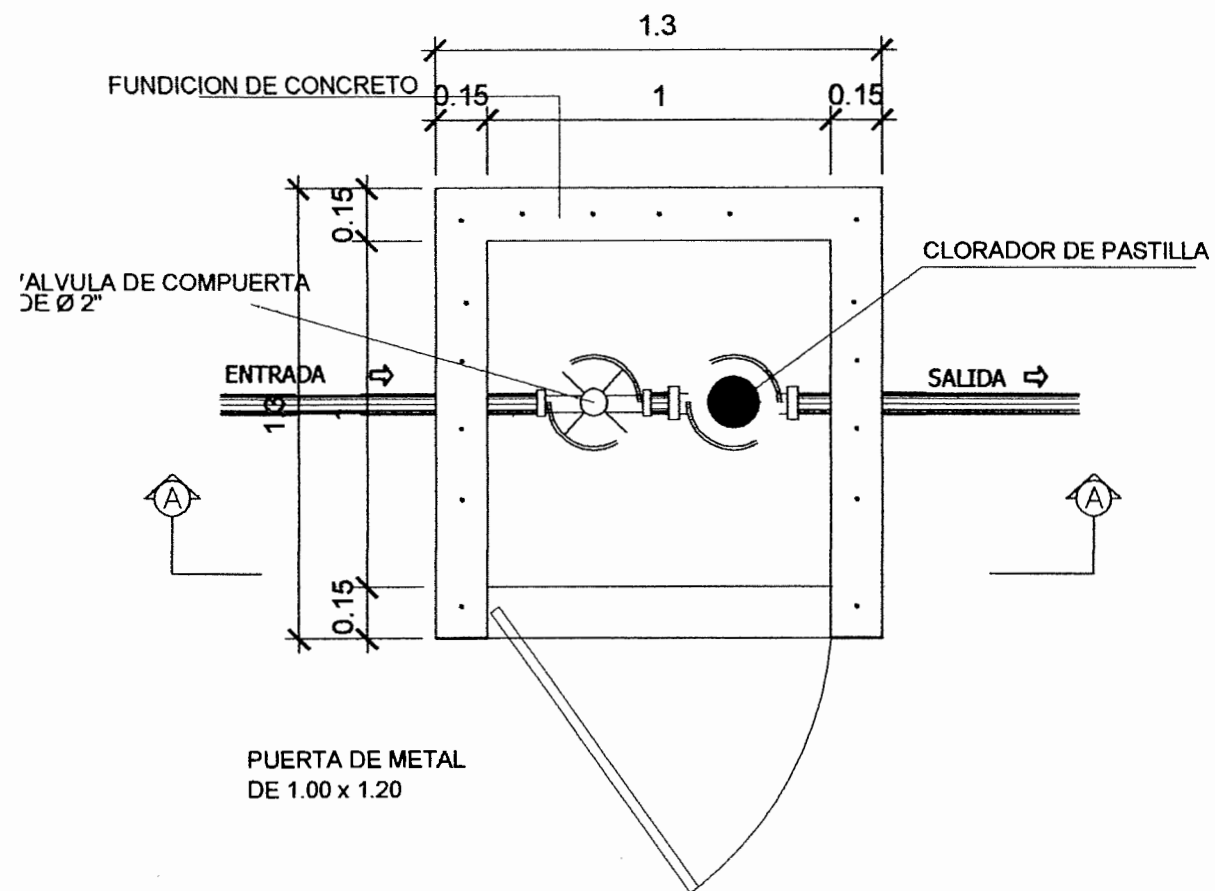
- LA MAMPOSTERIA DE PIEDRA DEBERA SER 33% DE MORTERO 67% DE PIEDRA BOLA
- EL MORTERO SE HARA DE PROPORCION 1:2; CEMENTO, ARENA DE RIO
- EL CONCRETO F'c=210 Kg/cm2, 3000 Lbs/plg2
- PROPORCION: (1:2:3) CEMENTO ARENA PIEDRIN
- LAS PAREDES DE LAS CAJAS REUNIDORAS DE CAUDALES DEBEN TENER UNA CAPA DE IMPERMEABILIZANTE POR MEDIO DE UNA CAPA DE 1.5 CM DE SABIETA CON PROPORCION (1:2) CEMENTO, ARENA DE RIO
- LAS TAPADERAS DEBEN TENER 1% DE PENDIENTE MINIMO HACIA LOS LADOS Y DEJANDO LAS SUPERFICIES CERNIDAS CON PROPORCION (1:2) CEMENTO ARENA
- EL HIERRO A UTILIZAR DEBE SER GRADO 40 Y DOBLADO EN FRIO
- EL TERRENO BAJO LA LOSA DEBE SER PERFECTAMENTE APISONADA



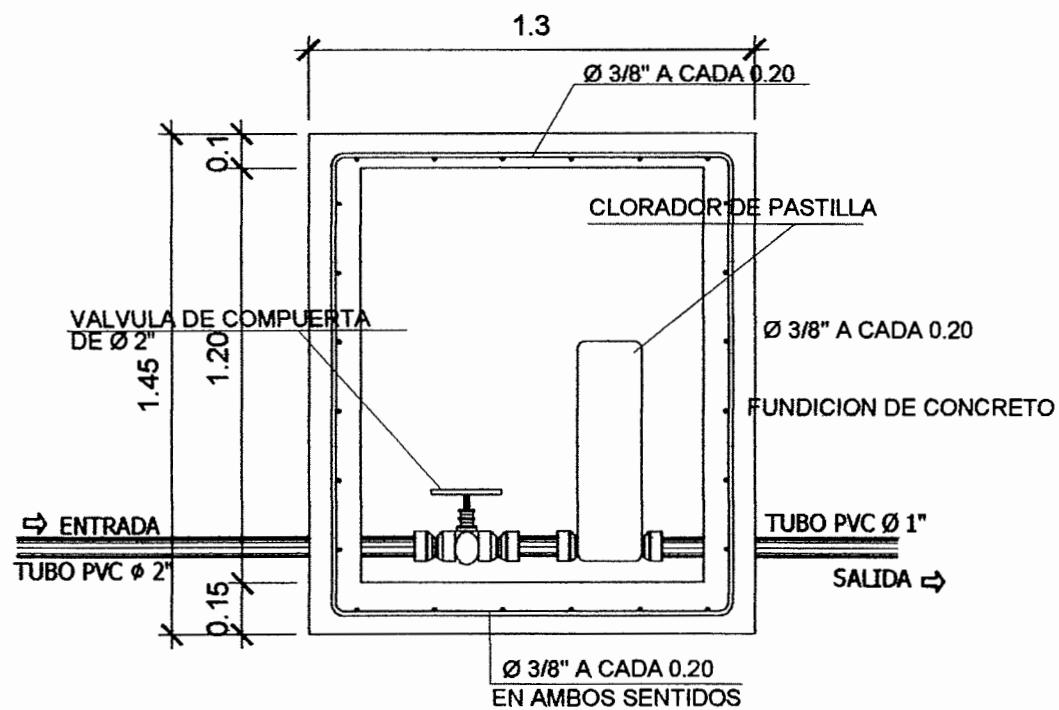
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S	ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO XALAMÁ, ALDEA PIXABÁ, SOLOLÁ	FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: DETALLE DE CAJAS	DISEÑO: ROMEO TOBAR
	CALCULO: ROMEO TOBAR
	HOJA No. 23



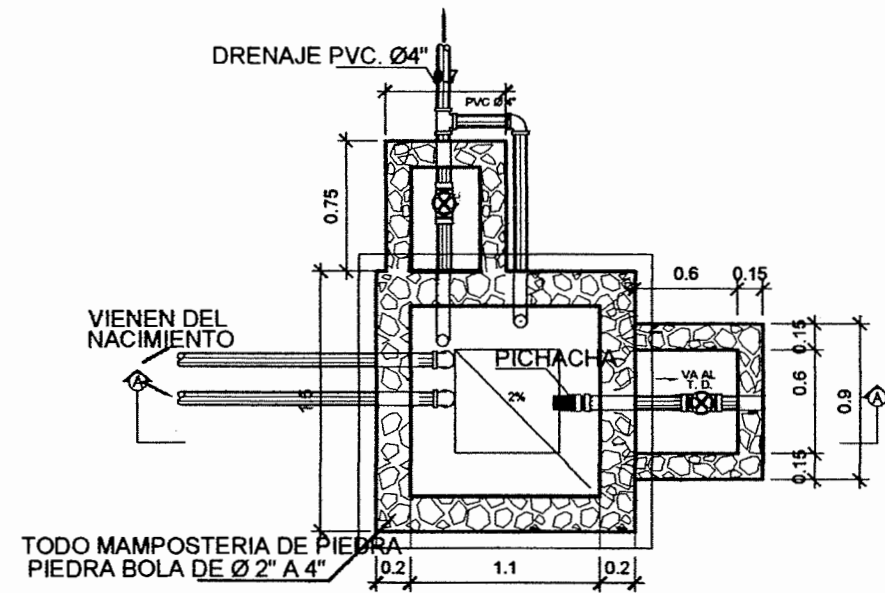
ING. SILVIO RODRIGUEZ FERRERO
ASESOR SUPERVISOR DE E.P.S



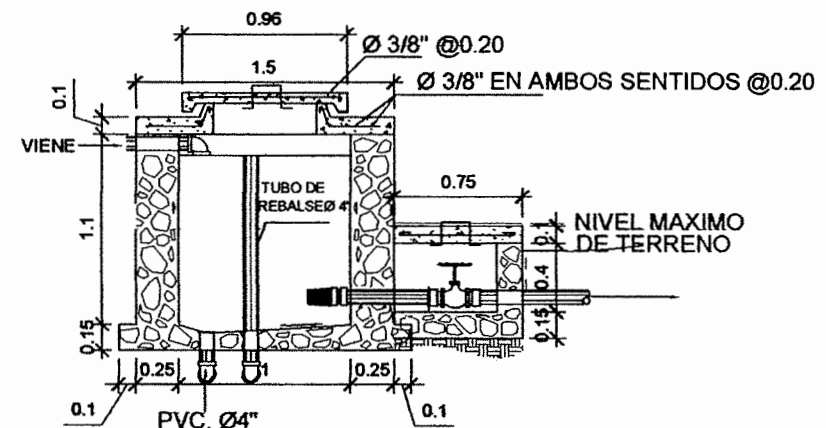
PLANTA DE CAJA DE CLORADOR + VALVULA
ESC 1/10



SECCION A-A'
ESC 1/10



PLANTA DE CAJA UNIFICADORA DE CAUDALES
ESC 1/20



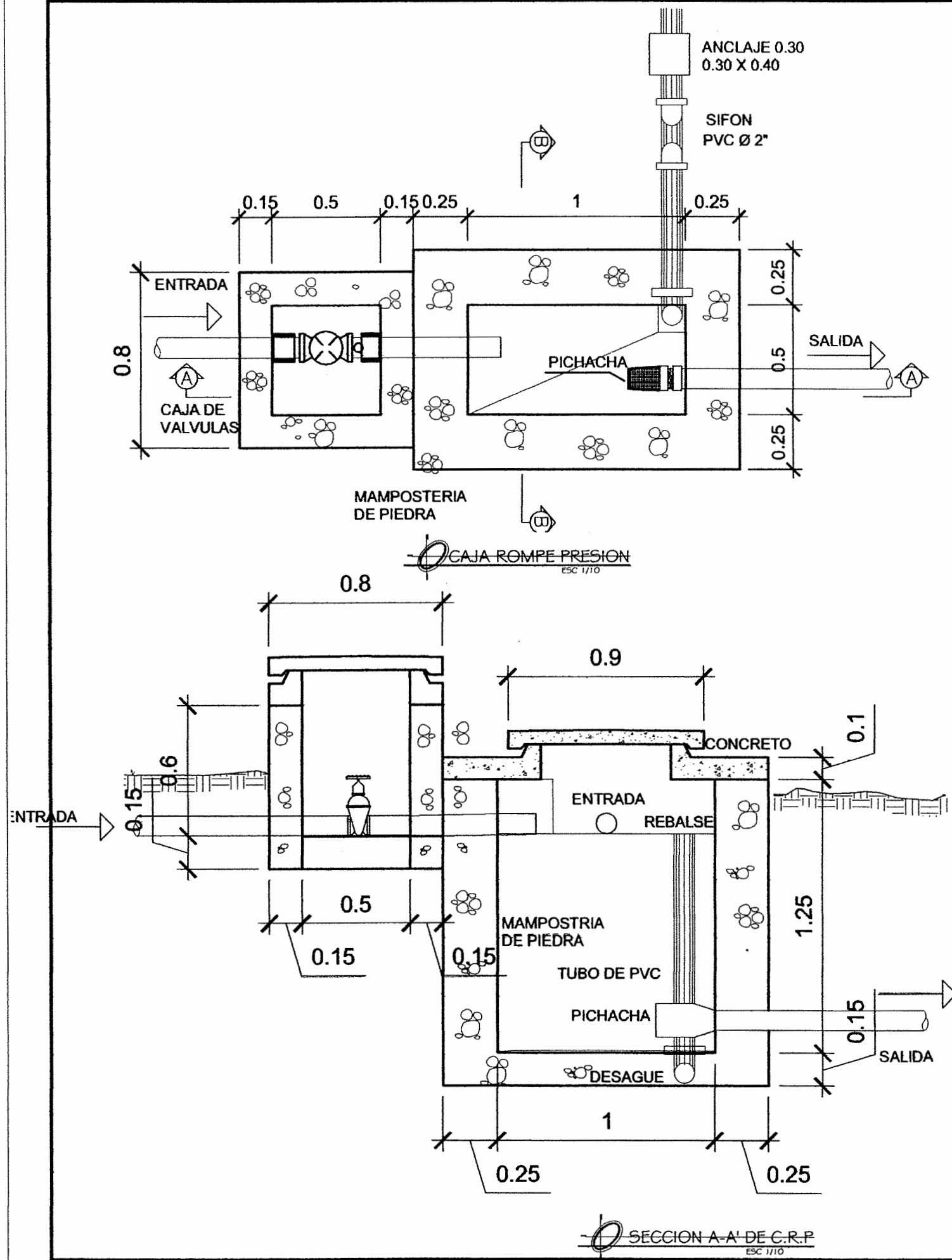
SECCION A-A'
ESC 1/20

- ESPECIFICACIONES
- LA MAMPOSTERIA DE PIEDRA DEBERA SER 33% DE MORTERO 67% DE PIEDRA BOLA
 - EL MORTERO SE HARA DE PROPORCION 1:2; CEMENTO, ARENA DE RIO
 - EL CONCRETO F'C=210 Kg/cm², 3000 Lbs/plg²
 - PROPORCION: (1:2:3) CEMENTO ARENA PIEDRIN
 - LAS PAREDES DE LAS CAJAS REUNIDORAS DE CAUDALES DEBEN TENER UNA CAPA DE IMPERMEABILIZANTE POR MEDIO DE UNA CAPA DE 1.5 CM DE SABIETA CON PROPORCION (1:2) CEMENTO, ARENA DE RIO
 - LAS TAPADERAS DEBEN TENER 1% DE PENDIENTE MINIMO HACIA LOS LADOS Y DEJANDO LAS SUPERFICIES CERNIDAS CON PROPORCION (1:2) CEMENTO ARENA
 - EL HIERRO A UTILIZAR DEBE SER GRADO 40 Y DOBLADO EN FRIO
 - EL TERRENO BAJO LA LOSA DEBE SER PERFECTAMENTE APISONADA

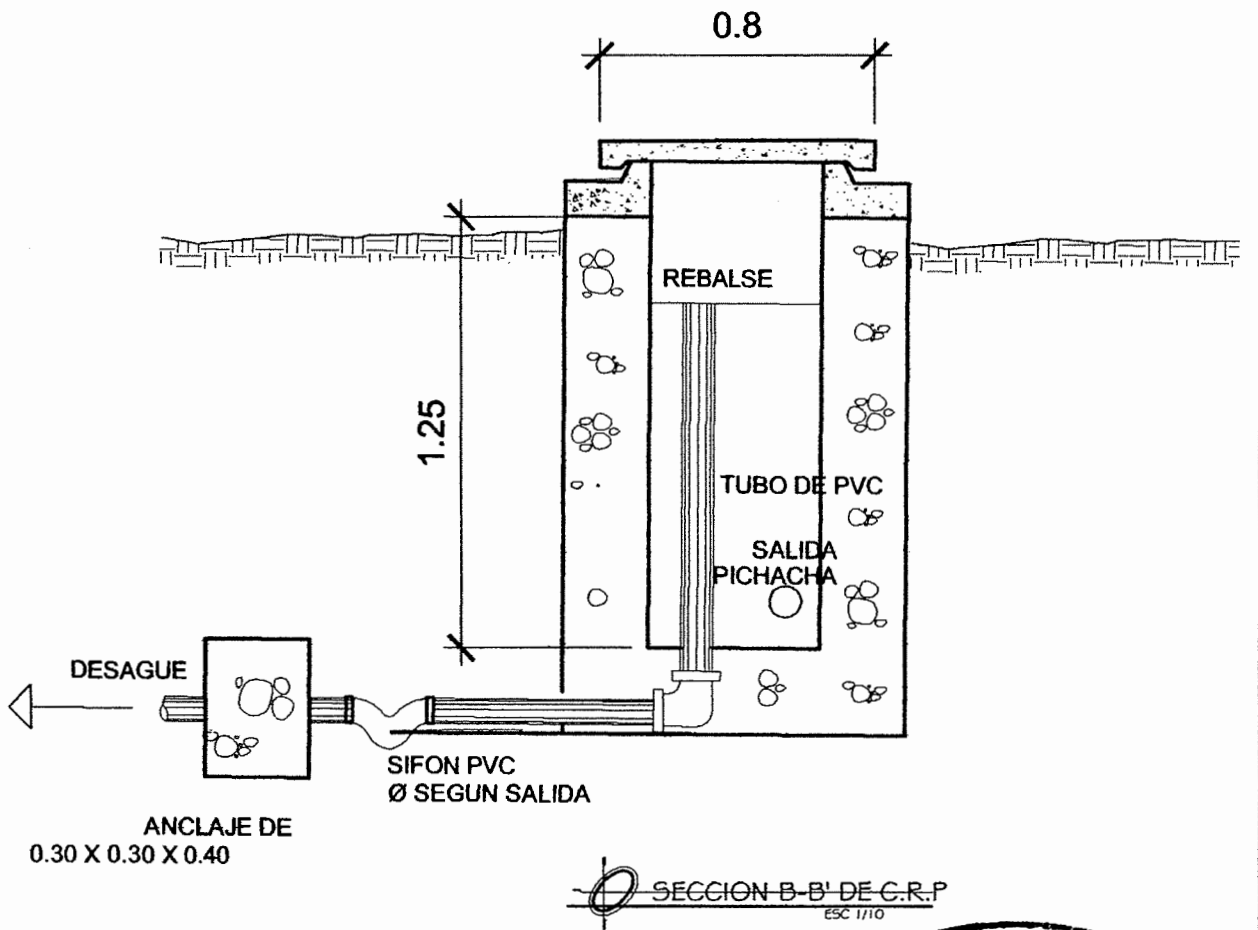
Universidad de San Carlos de Guatemala
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.	ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO XALAMA, ALDEA PIXABAJ, SOLCJA	FECHA: MAYO 2013
CONTEUDO: DETALLE DE CAJAS	DISEÑO: ROMEO TOBAR
ROMEO TOBAR EPS-STA	ING. SILVIO RODRIGUEZ SERRANO ASESOR SUPERVISADO E.P.S.
	FIG. NO. 28





- ESPECIFICACIONES
- LA MAMPOSTERIA DE PIEDRA DEBERA SER 33% DE MORTERO 67% DE PIEDRA BOLA
 - EL MORTERO SE HARA DE PROPORCION 1:2; CEMENTO, ARENA DE RIO
 - EL CONCRETO F'c=210 Kg/cm2, 3000 Lbs/plg2
 - PROPORCION: (1:2:3) CEMENTO ARENA PIEDRIN
 - LAS PAREDES DE LAS CAJAS REUNIDORAS DE CAUDALES DEBEN TENER UNA CAPA DE IMPERMEABILIZANTE POR MEDIO DE UNA CAPA DE 1.5 CM DE SABIETA CON PROPORCION (1:2) CEMENTO, ARENA DE RIO
 - LAS TAPADERAS DEBEN TENER 1% DE PENDIENTE MINIMO HACIA LOS LADOS Y DEJANDO LAS SUPERFICIES CERNIDAS CON PROPORCION (1:2) CEMENTO ARENA
 - EL HIERRO A UTILIZAR DEBE SER GRADO 40 Y DOBLADO EN FRIO
 - EL TERRENO BAJO LA LOSA DEBE SER PERFECTAMENTE APISONADA



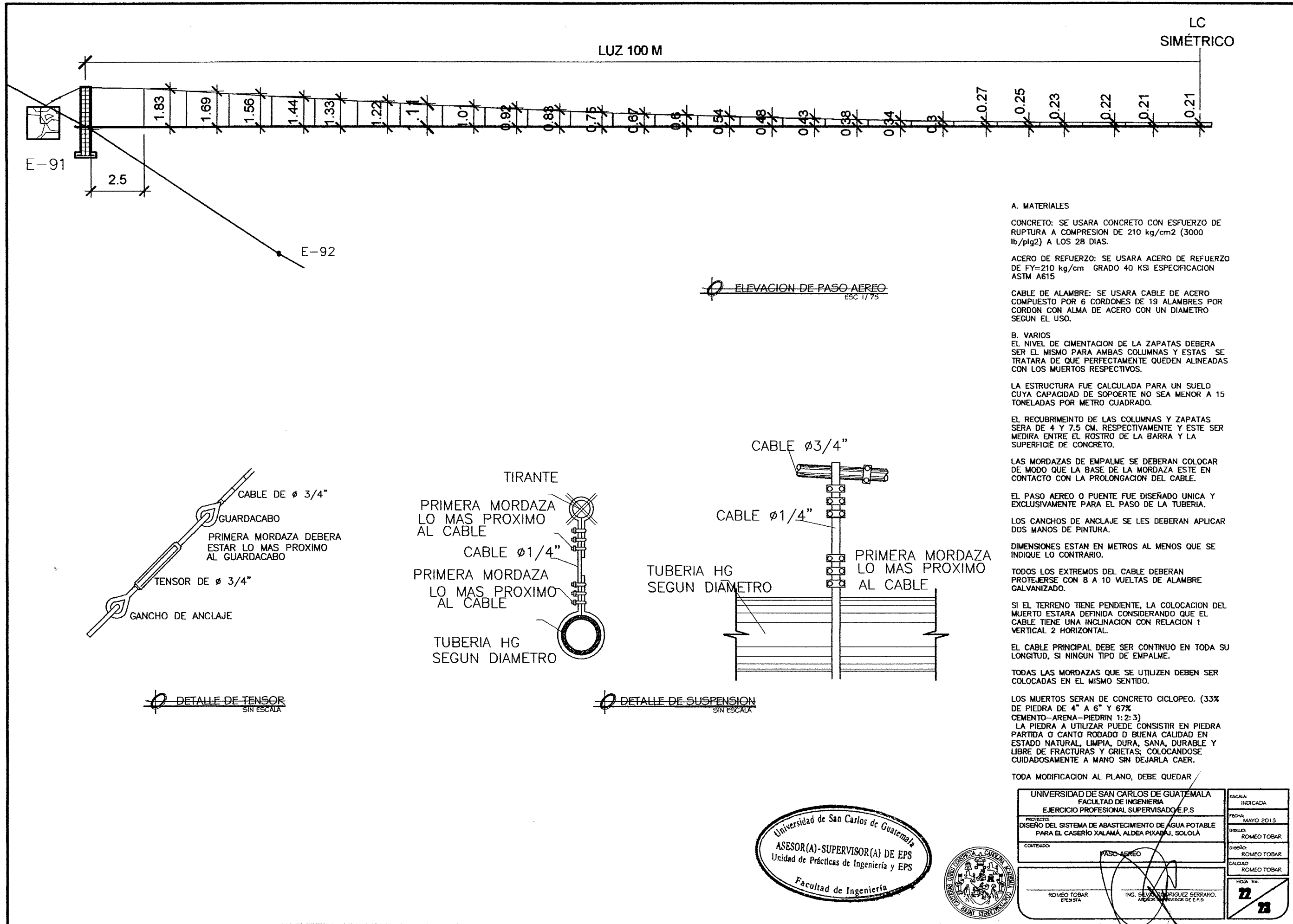
Universidad de San Carlos de Guatemala
 ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
 Facultad de Ingeniería

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S	ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO XALAMÁ, ALDEA PIXABAJ, SOLOLA	FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: DETALLE DE CAJA ROMPE PRESION	DISEÑADO: ROMEO TOBAR
	REVISADO: ROMEO TOBAR
	CALIDAD: ROMEO TOBAR
ING. SILVIO SERRANO ALCALDE DE XALAMÁ	FECHA: 21/05



SECCION A-A' DE C.R.P.
 ESC 1/10

SECCION B-B' DE C.R.P.
 ESC 1/10



E-91

E-92

LUZ 100 M

LC
SIMÉTRICO

DETALLE DE TENSOR
SIN ESCALA

DETALLE DE SUSPENSION
SIN ESCALA

ELEVACION DE PASO AEREO
ESC 1/75

A. MATERIALES

CONCRETO: SE USARA CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 210 kg/cm² (3000 lb/plg²) A LOS 28 DIAS.

ACERO DE REFUERZO: SE USARA ACERO DE REFUERZO DE FY=210 kg/cm GRADO 40 KSI ESPECIFICACION ASTM A615

CABLE DE ALAMBRE: SE USARA CABLE DE ACERO COMPUESTO POR 6 CORDONES DE 19 ALAMBRES POR CORDON CON ALMA DE ACERO CON UN DIAMETRO SEGUN EL USO.

B. VARIOS

EL NIVEL DE CIMENTACION DE LA ZAPATAS DEBERA SER EL MISMO PARA AMBAS COLUMNAS Y ESTAS SE TRATARA DE QUE PERFECTAMENTE QUEDEN ALINEADAS CON LOS MUERTOS RESPECTIVOS.

LA ESTRUCTURA FUE CALCULADA PARA UN SUELO CUYA CAPACIDAD DE SOPORTE NO SEA MENOR A 15 TONELADAS POR METRO CUADRADO.

EL RECUBRIMIENTO DE LAS COLUMNAS Y ZAPATAS SERA DE 4 Y 7.5 CM. RESPECTIVAMENTE Y ESTE SER MEDIRA ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DE CONCRETO.

LAS MORDAZAS DE EMPALME SE DEBERAN COLOCAR DE MODO QUE LA BASE DE LA MORDAZA ESTE EN CONTACTO CON LA PROLONGACION DEL CABLE.

EL PASO AEREO O PUENTE FUE DISEÑADO UNICA Y EXCLUSIVAMENTE PARA EL PASO DE LA TUBERIA.

LOS CANCHOS DE ANCLAJE SE LES DEBERAN APLICAR DOS MANOS DE PINTURA.

DIMENSIONES ESTAN EN METROS AL MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO.

TODOS LOS EXTREMOS DEL CABLE DEBERAN PROTEJERSE CON 8 A 10 VUELTAS DE ALAMBRE GALVANIZADO.

SI EL TERRENO TIENE PENDIENTE, LA COLOCACION DEL MUERTO ESTARA DEFINIDA CONSIDERANDO QUE EL CABLE TIENE UNA INCLINACION CON RELACION 1 VERTICAL 2 HORIZONTAL.

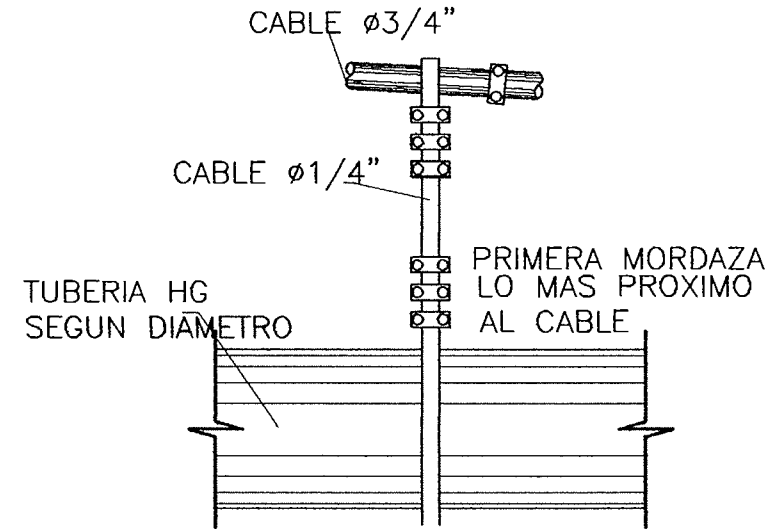
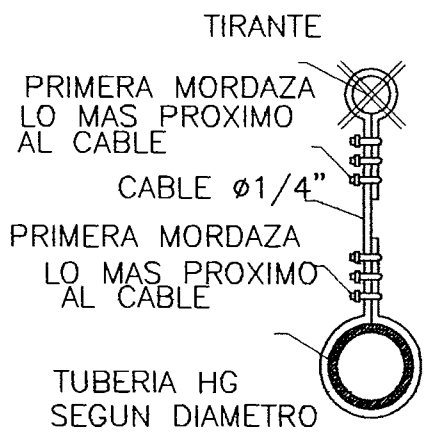
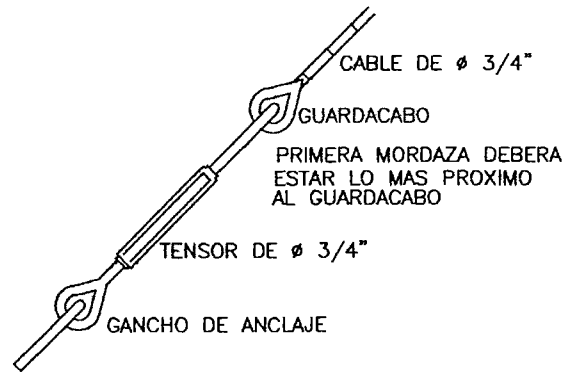
EL CABLE PRINCIPAL DEBE SER CONTINUO EN TODA SU LONGITUD, SI NINGUN TIPO DE EMPALME.

TODAS LAS MORDAZAS QUE SE UTILIZEN DEBEN SER COLOCADAS EN EL MISMO SENTIDO.

LOS MUERTOS SERAN DE CONCRETO CICLOPEO. (33% DE PIEDRA DE 4" A 6" Y 67% CEMENTO-ARENA-PIEDRIN 1:2:3)

LA PIEDRA A UTILIZAR PUEDE CONSISTIR EN PIEDRA PARTIDA O CANTO RODADO D BUENA CALIDAD EN ESTADO NATURAL, LIMPIA, DURA, SANA, DURABLE Y LIBRE DE FRACTURAS Y GRIETAS; COLOCANDOSE CUIDADOSAMENTE A MANO SIN DEJARLA CAER.

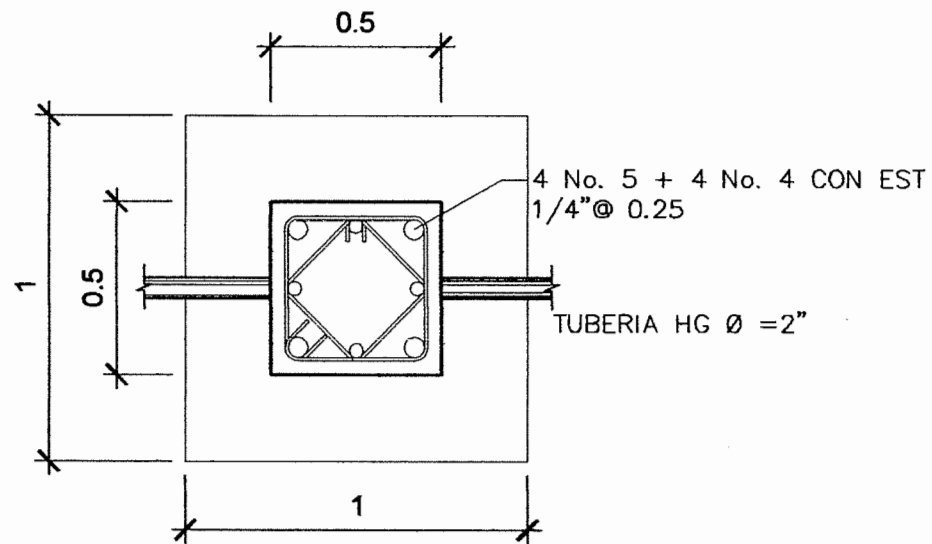
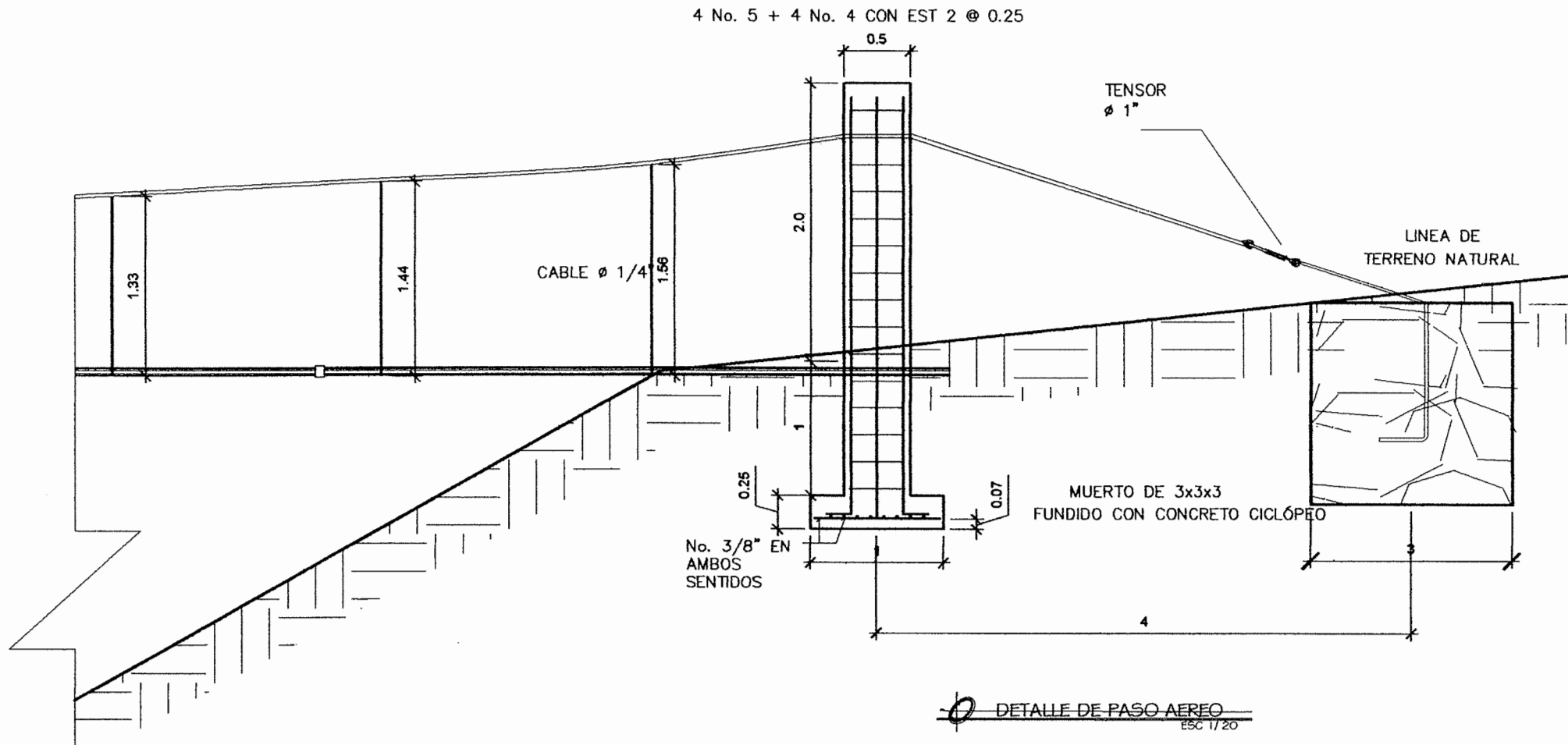
TODA MODIFICACION AL PLANO, DEBE QUEDAR



Universidad de San Carlos de Guatemala
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S		ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO XALAMÁ, ALDEA PIXABAJ, SOLOLA		FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: PASO AEREO		DISEÑO: ROMEO TOBAR
ING. SILVIA FERRUGUEZ SERRANO. ASESOR(A) SUPERVISOR(A) DE E.P.S.		CALCULO: ROMEO TOBAR
ROMEO TOBAR EPISTATA		HOJA No. 22 23



A. MATERIALES

CONCRETO: SE USARA CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 210 kg/cm² (3000 lb/plg²) A LOS 28 DIAS.

ACERO DE REFUERZO: SE USARA ACERO DE REFUERZO DE FY=210 kg/cm² GRADO 40 KSI ESPECIFICACION ASTM A615

CABLE DE ALAMBRE: SE USARA CABLE DE ACERO COMPUESTO POR 6 CORDONES DE 19 ALAMBRES POR CORDON CON ALMA DE ACERO CON UN DIAMETRO SEGUN EL USO.

B. VARIOS
EL NIVEL DE CIMENTACION DE LA ZAPATAS DEBERA SER EL MISMO PARA AMBAS COLUMNAS Y ESTAS SE TRATARA DE QUE PERFECTAMENTE QUEDEN ALINEADAS CON LOS MUERTOS RESPECTIVOS.

LA ESTRUCTURA FUE CALCULADA PARA UN SUELO CUYA CAPACIDAD DE SOPORTE NO SEA MENOR A 15 TONELADAS POR METRO CUADRADO.

EL RECUBRIMIENTO DE LAS COLUMNAS Y ZAPATAS SERA DE 4 Y 7.5 CM. RESPECTIVAMENTE Y ESTE SER MEDIRA ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DE CONCRETO.

LAS MORDAZAS DE EMPALME SE DEBERAN COLOCAR DE MODO QUE LA BASE DE LA MORDAZA ESTE EN CONTACTO CON LA PROLONGACION DEL CABLE.

EL PASO AEREO O PUENTE FUE DISEÑADO UNICA Y EXCLUSIVAMENTE PARA EL PASO DE LA TUBERIA.

LOS CANCHOS DE ANCLAJE SE LES DEBERAN APLICAR DOS MANOS DE PINTURA.

DIMENSIONES ESTAN EN METROS AL MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO.

TODOS LOS EXTREMOS DEL CABLE DEBERAN PROTEGERSE CON 8 A 10 VUELTAS DE ALAMBRE GALVANIZADO.

SI EL TERRENO TIENE PENDIENTE, LA COLOCACION DEL MUERTO ESTARA DEFINIDA CONSIDERANDO QUE EL CABLE TIENE UNA INCLINACION CON RELACION 1 VERTICAL 2 HORIZONTAL.

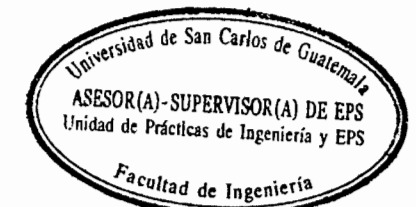
EL CABLE PRINCIPAL DEBE SER CONTINUO EN TODA SU LONGITUD, SI NINGUN TIPO DE EMPALME.

TODAS LAS MORDAZAS QUE SE UTILIZEN DEBEN SER COLOCADAS EN EL MISMO SENTIDO.

LOS MUERTOS SERAN DE CONCRETO CICLOPEO. (33% DE PIEDRA DE 4" A 6" Y 67% CEMENTO-ARENA-PIEDRIN 1:2:3)

LA PIEDRA A UTILIZAR PUEDE CONSISTIR EN PIEDRA PARTIDA O CANTO RODADO D BUENA CALIDAD EN ESTADO NATURAL, LIMPIA, DURA, SANA, DURABLE Y LIBRE DE FRACTURAS Y GRIETAS; COLOCANDOSE CUIDADOSAMENTE A MANO SIN DEJARLA CAER.

TODA MODIFICACION AL PLANO, DEBE QUEDAR



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.	ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO XALAMÁ, ALDEA PIXABAJ, SOLOLA	FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: DETALLE DE PASO AEREO	DISEÑO: ROMEO TOBAR
	REVISOR: ROMEO TOBAR
	CALCULO: ROMEO TOBAR
	HUJA No. 23
ROMEO TOBAR DISEÑA	ING. SILVIO RIVERA SERRANO, ASESOR-SUPERVISOR DE E.P.S.

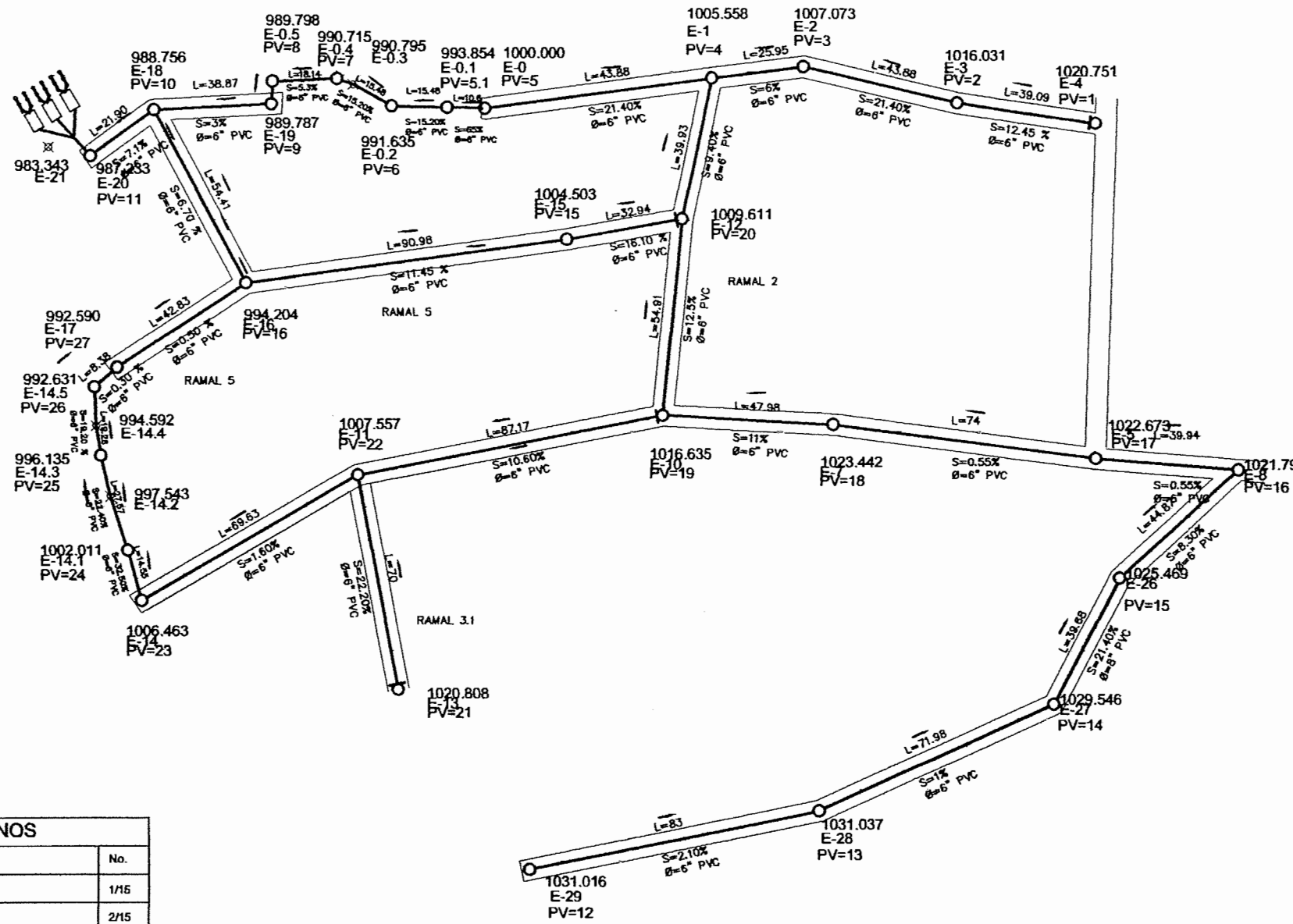


Diseño hidráulico del sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío Xalamá, aldea Pixabaj, Sololá

Po	% r	Pf	DOT	Qm	FDM	Qd MAX	FHM	Q h MAX	n viviendas	QV	factor k
616	3.98	1454	70	1.18	1.2	1.41	2	2.36	77	0.013	0.15

LINEA DE CONDUCCION																	
EST	PO	COTAS		ALTURA DISPONIBL E	C	LONGITUD (m)	Q d max	DIAMETRO TEORICO (IN)	DIAMETRO comercial	D NOMINAL INTERNO	HF REAL	PIEZOMETRICA		PRESION DINAMICA	No. TUBOS	DESCRIPCION	AFORO L/S
		INICIAL	FINAL									INICIAL	FINAL				
E-12	E-9	994.1	987.05	7.05	150	26.16	0.11	0.39	0.75	0.93	0.10	994.1	994.00	6.95	5	NACIMIENTO 2 A CAJA 1	0.09
E-1	E-9	1002.18	987.05	15.13	150	67.08	0.13	0.43	0.75	0.93	0.37	1002.18	1001.81	14.76	12	NACIMIENTO 1A CAJA 1	0.11
E-37	E-39	930.19	929.3	0.89	150	11.088	1.41	1.32	1.25	1.53	0.43	930.19	929.76	0.46	2	NACIMIENTO 3 A CAJA2	2.15
E-77	E-62	945.92	918.16	27.76	150	161.42	0.05	0.31	0.75	0.93	0.14	945.92	945.78	27.62	27	NACIMIENTO 4 A CAJA 3	0.04
E-9	E-39	987.05	929.3	57.75	150	227.55	0.24	0.53	0.75	0.93	3.80	987.05	983.25	53.95	38	CAJA 1 A CAJA 2	
E-39	E-62	929.3	918.16	11.14	150	330.32	1.41	1.58	1.5	1.75	6.75	929.3	922.55	4.39	56	CAJA 2 A CAJA 3	
E-62	E-134	918.16	905.74	12.42	150	551.36	1.41	1.72	2	2.19	4.56	918.16	913.60	7.86	92	CAJA 3 A TANQUE	
E-91	E-97	898.12	898.24	3.65	140	100	1.41	1.59	2	2.19	0.78	917.11	916.33	18.09	18	PASO AEREO	

RED DE DISTRIBUCION																					
EST	PO	COTAS		HF DISPONIBL E	C	HAB ACTUALES	HAB FUTUROS	VIV TRAMO ANALIZADO	LONGITUD (m)	Q CAUDAL DE DISEÑO	Q INST (L/S)	Q MAS GRANDE ELECTO O	DIAMETRO TEORICO (IN)	DIAMETRO COMERCIAL (IN)	DIAMETRO OPTIMO NOMINAL	HF con Qd verdadero	PIEZOMETRICA		PRESION DINAMICA	No. TUBOS	
		INICIAL	FINAL														INICIAL	FINAL			
RAMAL 1																					
E-0	E-18	905.75	839.3	66.45	150	616	1454		477.47	2.36		2.36	1.43	1.25	1.53	48.26	905.75	857.49	18	80	
E-18	E-24	839.3	812.12	27.18	150	56	132	9	183.44	0.21	0.42	0.42	0.74	0.75	0.93	2.48	857.49	855.01	42.89	31	
E-24	E-25.4	812.12	777.61	34.51	150	32	76	13	144.95	0.12	0.520	0.52	0.72	0.75	0.93	0.70	812.12	811.42	33.81	CAJA ROMP	25
RAMAL 2																					
E-18	E-28	839.3	829.96	9.34	150	520	1227		24.80	1.99		1.99	1.10	1.25	1.53	1.83	857.49	855.66	25.70	5	
E-28	E-29	829.96	821.25	8.71	150	520	1227		28.53	1.99		1.99	1.14	2.5	2.65	0.15	829.96	829.81	8.58	CAJA ROMP	5
E-29	E-45	821.25	807.33	13.92	150	464	1095		279.90	1.77		1.77	1.59	2.5	2.65	1.15	829.81	828.66	21.33	47	
E-45	E-51	807.33	806.78	0.55	150	344	812		142.87	1.32		1.32	2.40	2.5	2.65	0.34	828.66	828.32	21.54	24	
E-51	E-59	806.78	804.42	2.36	150	288	680		125.50	1.10		1.10	1.62	1.5	1.75	1.62	828.32	826.71	22.29	21	
E-59	E-61	804.42	793.3	11.12	150	192	453		92.61	0.73		0.73	0.95	1	1.19	3.68	826.71	823.02	29.72	16	
E-61	E-62	793.3	790.17	3.13	150	192	453		25.77	0.73		0.73	0.95	2	2.19	0.05	793.30	793.25	3.08	CAJA ROMP	5
E-62	E-68	790.17	778.89	11.28	150	184	434		169.764	0.70		0.70	1.05	2	2.19	0.32	793.25	792.93	14.04	29	
E-68	E-69.8	778.89	749.17	29.72	150	32	76	9	118.44	0.12	0.42	0.42	0.659	0.75	0.93	0.57	792.93	792.96	43.19		
RAMAL 4																					
E-29	30.1	821.25	816.25	5	150	56	132	17	259.182	0.21	0.600	0.60	1.28	1.25	1.53	0.31	829.81	829.50	13.25	44	
RAMAL 2.1																					
E-45	E-45.4	807.33	783.14	24.19	150	48	113	14	100.64	0.18	0.541	0.54	0.73	0.75	0.93	1.02	828.66	827.64	44.50	17	
RAMAL 2.2																					
E-51	E-52.1	806.78	791.99	14.79	150	24	57	7	49.224	0.09	0.367	0.37	0.60	0.5	0.72	0.48	828.32	827.84	35.85	9	
RAMAL 2.3																					
E-59	E-59.8	793.3	789.46	3.84	150	80	189	19	104.2965	0.31	0.64	0.64	1.15	1	1.19	0.80	826.71	825.90	36.44	18	
E-59.8	E-59.10	789.46	758.28	31.18	150	16	38	5	96.0855	0.06	0.300	0.30	0.55	0.5	0.72	0.45	789.46	789.01	30.73	CAJA ROMP	17
RAMAL 2.4																					
E-62	E-62.3	790.17	749.23	40.94	150	16	38	0	136.101	0.06		0.06	0.30	0.5	0.72	0.63	793.25	792.62	43.39	23	
E-62.3	E-62.2	749.23	735.01	14.22	150	16	38	5	47.9535	0.06	0.300	0.30	0.561	0.5	0.72	0.22	749.23	749.01	14.00	CAJA ROMP	8
RAMAL 3																					
E-68	E-69.1	778.89	756.05	22.84	150	112	284	21	123.627	0.43	0.671	0.67	0.838	0.75	0.93	6.03	792.93	786.90	30.85	21	
E-69.1	E-69.9	756.05	715.96	40.09	150	40	94	12	243.957	0.15	0.497	0.49	0.763	0.75	0.93	1.77	756.05	754.28	38.32	CAJA ROMP	41



PLANTA GENERAL
ESC 1/750

INFORMACION GENERAL DEL PROYECTO

DOTACIÓN DE AGUA	150 lts/ hab/día
FACTOR DE RETORNO	0.85
DENSIDAD DE POBLACIÓN	6 hab/vivienda
NUMERO DE VIVIENDAS ACTUALES	94
POBLACIÓN ACTUAL	564 hab.
TASA DE CRECIMIENTO	3.98 %
POBLACIÓN FUTURA	1330 hab.
PERIODO DE DISEÑO	22 Años
DIÁMETRO DE TUBERIA	6 pulgadas
TIRANTE DEL FLUJO	d/D < 0.75
VELOCIDAD DE FLUJO	0.40 < V < 5 m/s
ANCHO DE LA ZANJA	0.60-0.80 m

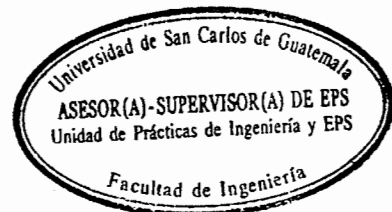
SIMBOLOGIA

	VIVIENDA
	POZO DE VISITA
	INDICA NÚMERO Y TIPO DE PV
	CALLES
	INDICA LA DIRECCIÓN DEL CAUDAL
	TUBERIA PVC
	POZO DE VISITA EN PERFILES
	NIVEL DEL TERRENO NATURAL
	INDICA ESTACIÓN
	COTA INVERT DE ENTRADA
	COTA INVERT DE SALIDA
	PENDIENTE
	CAUDAL DE DISEÑO

LIBRETA TOPOGRAFICA

EST	PO.	AZIMUTH	DIST	ELEV.
0	0			1000.000
0	1	82°27'10"	64.420	1005.560
	0.1	271°10'05"	10.60	993.85
	0.2	271°15'21"	26.08	991.63
	0.3	280°00'12"	37.60	990.80
	0.4	281°00'12"	42.30	990.71
	0.5	277°03'15"	60.10	989.80
2	2	82°40'25"	90.37	1007.07
	3	103°06'02"	43.88	1016.03
4	4	100°52'30"	82.90	1020.75
	5	179°55'30"	92.98	1022.67
	6	9°15'20"	39.94	1020.16
5	7	277°12'30"	73.99	1023.44
	8	94°26'50"	39.93	1021.79
7	10	273°07'45"	47.97	1016.63
10	11	258°55'30"	87.16	1007.56
	12	05°49'00"	54.91	1009.61
11	13	169°08'40"	60.99	1020.81
	14	239°53'55"	69.95	1006.46
14	14.1	344°36'12"	14.55	1002.01
	14.2	343°20'00"	30.38	997.54
	14.3	344°10'05"	42.10	996.14
	14.4	345°12'02"	50.44	994.59
	14.5	347°30'21"	61.11	992.63
12	15	259°58'40"	32.94	1004.50
	16	261°39'40"	123.89	994.20
16	17	236°53'30"	42.82	992.59
	18	331°53'50"	54.40	988.76
18	19	87°05'10"	32.87	989.79
	20	234°32'55"	21.89	987.23
20	21	265°37'25"	11.77	983.34
	22	266°28'50"	20.72	979.07
8	26	227°31'15"	44.87	1025.47
	27	218°06'55"	83.26	1029.55
27	28	245°29'20"	71.98	1031.04
	28	258°36'50"	83.00	1031.02

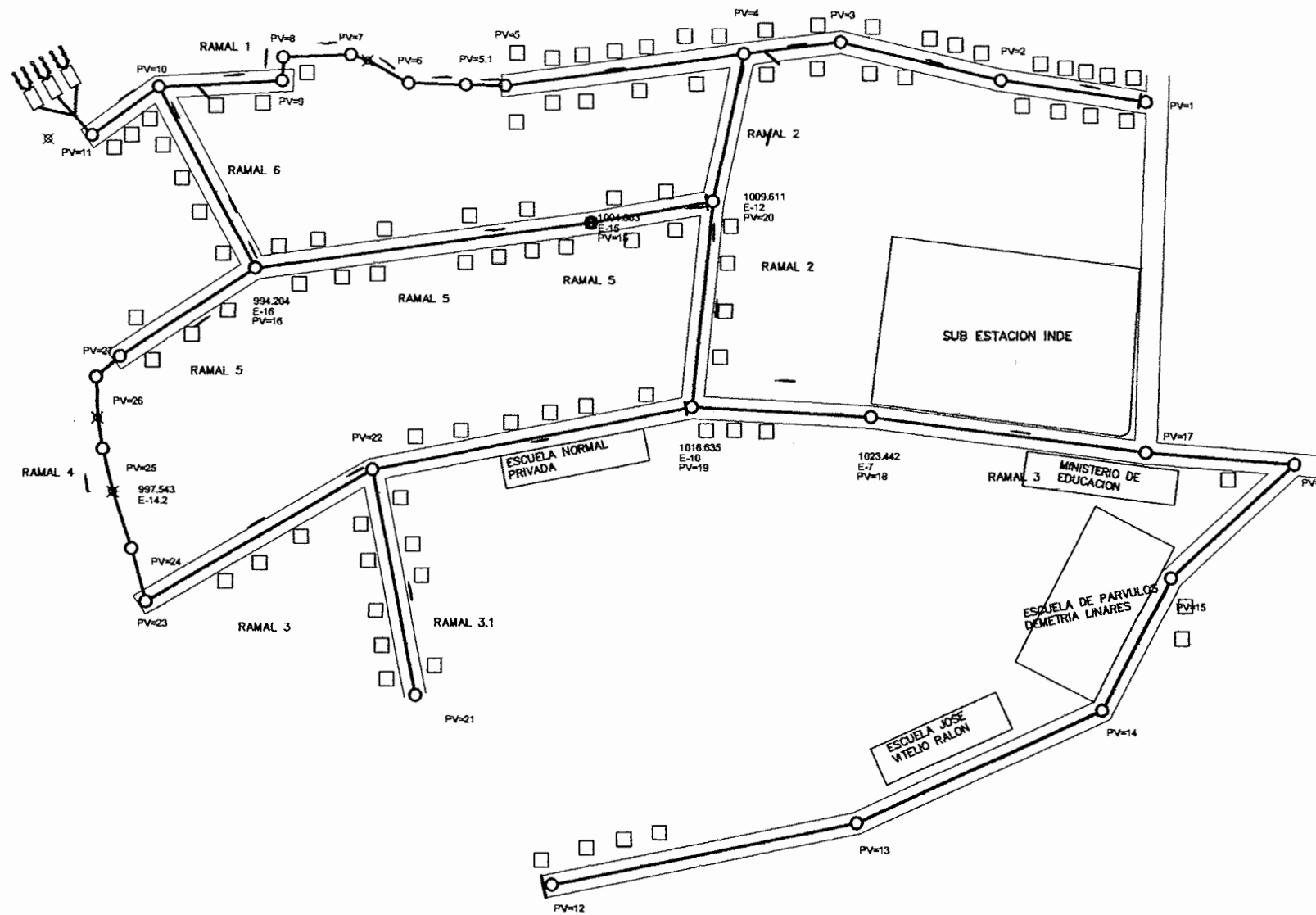
LISTADO DE PLANOS	
CONTENIDO DE PLANO	No.
PLANTA GENERAL	1/15
PLANTA DENSIDAD DE POBLACIÓN	2/15
PLANTA Y PERFIL RAMAL PRINCIPAL (E-4 A E-0)	3/15
PLANTA Y PERFIL RAMAL PRINCIPAL (E-0 A E-21)	4/15
PLANTA Y PERFIL RAMAL 0 (E-9 A E-27)	5/15
PLANTA Y PERFIL RAMAL 1 (E-27 A E-8)	6/15
PLANTA Y PERFIL RAMAL 2 (E-8 A E-10)	7/15
PLANTA Y PERFIL RAMAL 2 (E-10 A E-1)	8/15
PLANTA Y PERFIL RAMAL 3 (E-13 A E-11)	9/15
PLANTA Y PERFIL RAMAL 4 (E-10 A E-14)	10/15
PLANTA Y PERFIL RAMAL 4 (E-14 A E-16)	11/15
PLANTA Y PERFIL RAMAL 5 (E-12 A E-18)	12/15
DETALLE DE POZOS Y CONEXIONES DOMICILIARES	13/15
DETALLE DE FOSA SÉPTICA	14/15
DETALLE DE POZO DE ABSORCIÓN	15/15



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.	ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA MIRALINDA, BARRIO EL CARMEN, SCAOLA	FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: PLANTA GENERAL	DISEÑO: ROMEO TOBAR
	DISEÑO: ROMEO TOBAR
	CALIDAD: ROMEO TOBAR
ING. SILVIO RAFAEL FERRANO ALCANTARILLADO SANITARIO E.P.S.	HOJA No. 1 5



SIMBOLOGIA	
□	VIVIENDA
○	POZO DE VISITA
⊙	INDICA NÚMERO Y TIPO DE PV
—	GALLES
→	INDICA LA DIRECCIÓN DEL CAUDAL
—	TUBERIA PVC
⊔	POZO DE VISITA EN PERFILES
—	NIVEL DEL TERRENO NATURAL
⊗ E18	INDICA ESTACIÓN
CIE	COTA INVERT DE ENTRADA
CIS	COTA INVERT DE SALIDA
S	PENDIENTE
Qd	CAUDAL DE DISEÑO

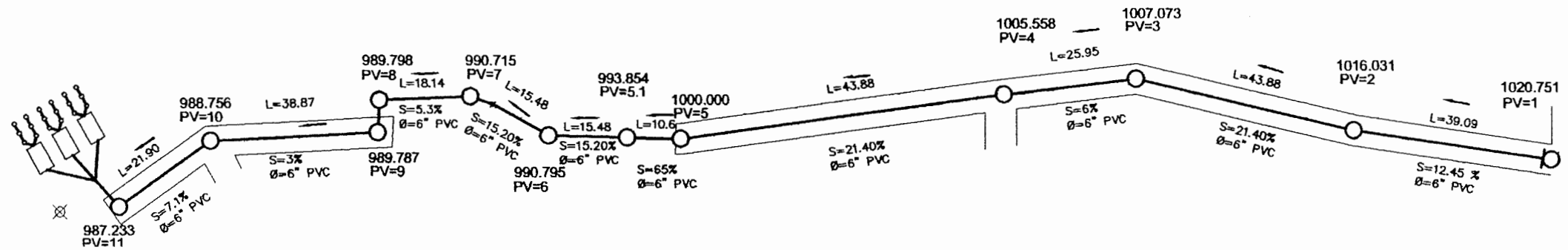


PLANTA DENSIDAD DE POBLACION
ESC 1/750

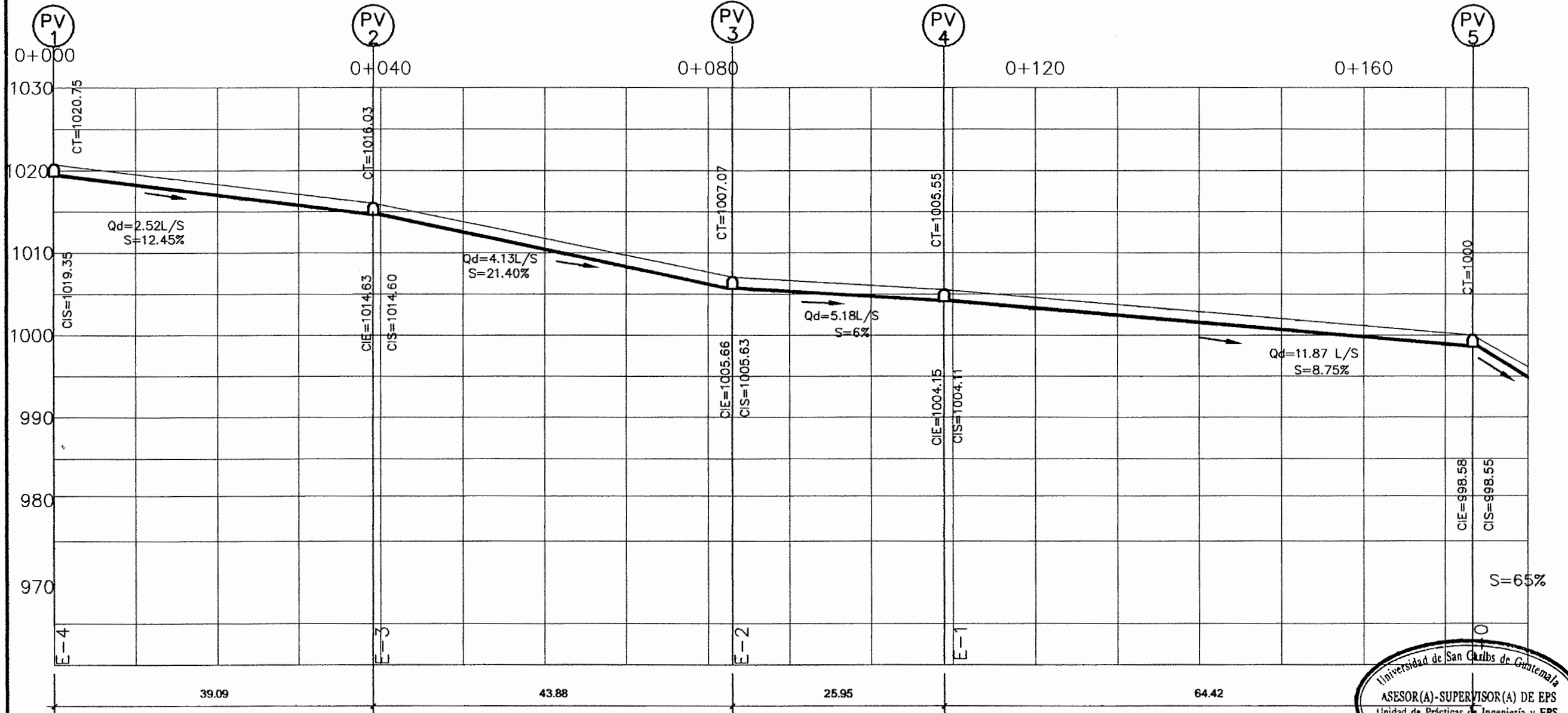
Universidad de San Carlos de Guatemala
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
 Facultad de Ingeniería



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S		ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA MIRALINDA, BARRIO EL CARMEN, SOLOLA		FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: PLANTA DE DENSIDAD DE POBLACION		DISEÑO: ROMED TOBAR
AUTORIZADO: ROMED TOBAR		VERIFICADO: ROMED TOBAR
CALIDAD: ROMED TOBAR		NO. A No. 2
ROMED TOBAR U.E.S.P.A.		ING. SILVIA RODRIGUEZ SERRANO P.E.S.P.A./U.S.C.G.



PLANTA RAMAL PRINCIPAL (E-4 A E-21)
ESC 1/500

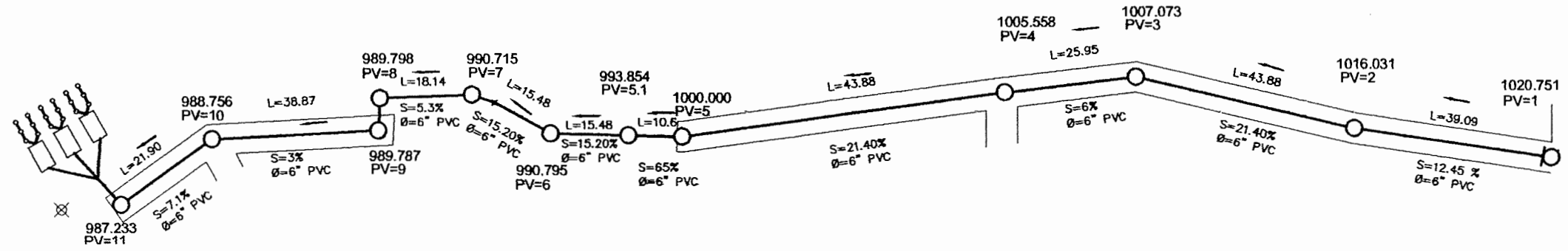


PERFIL RAMAL PRINCIPAL (E-4 A E-0)
ESC 1/250

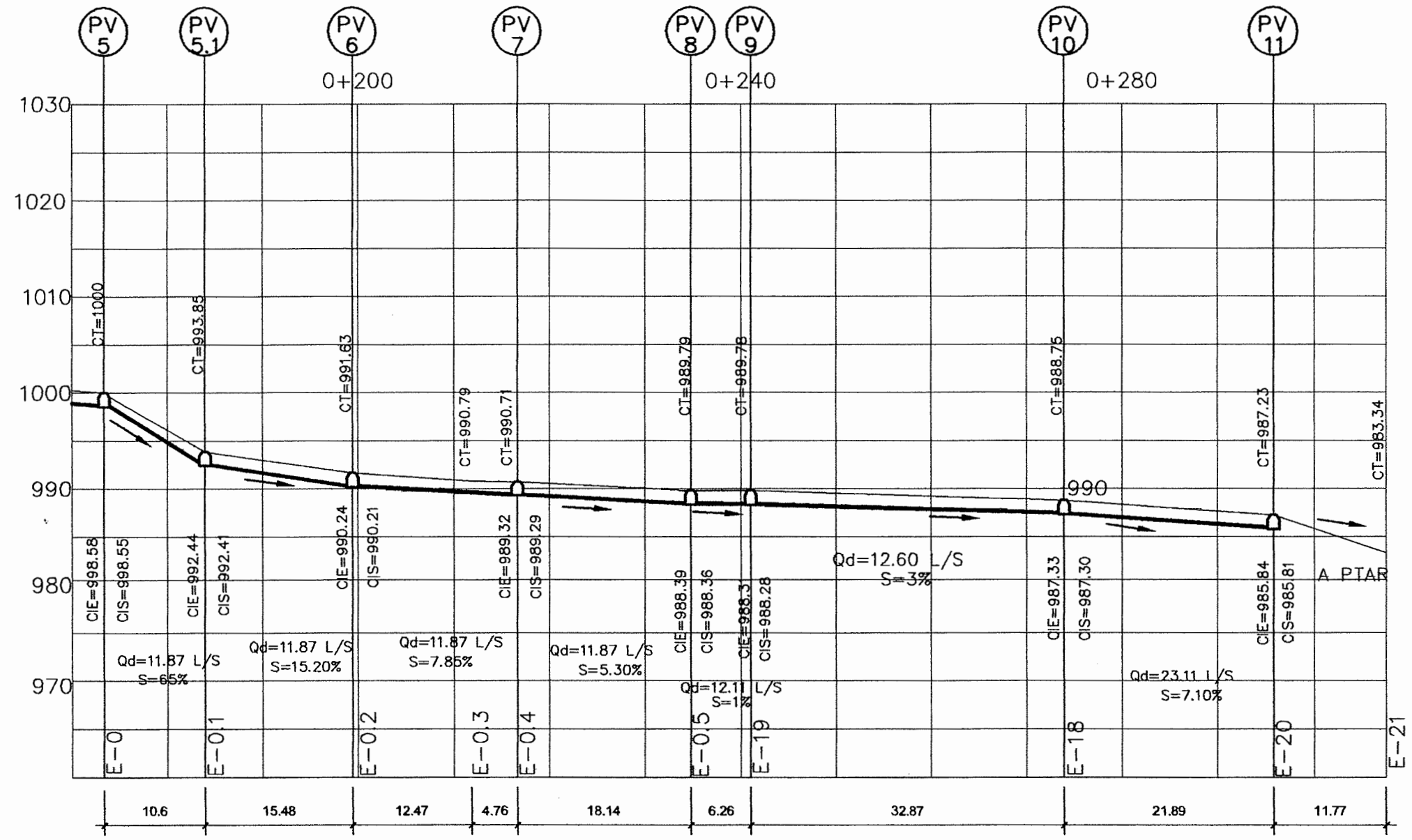
Universidad de San Carlos de Guatemala
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA		ESCALA: INDICADA
EJERCICIO PROFESIONAL EN INGENIERIA		FECHA: MAYO 2013
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA MIRALINDA, BARRIO EL CARMEN, SOLOLA		DISEÑO: ROMEO TOBAR
CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL RAMAL PRINCIPAL (E-4 A E-0)		PROYECTO: ROMEO TOBAR
AUTOR: ROMEO TOBAR		CALCULO: ROMEO TOBAR
ING. SHINO RODRIGUEZ BERRANO ASESOR SUPERVISOR DE EPS		HOJA No: 3





PLANTA RAMAL PRINCIPAL (E-4 A E-21)
ESC 1/500

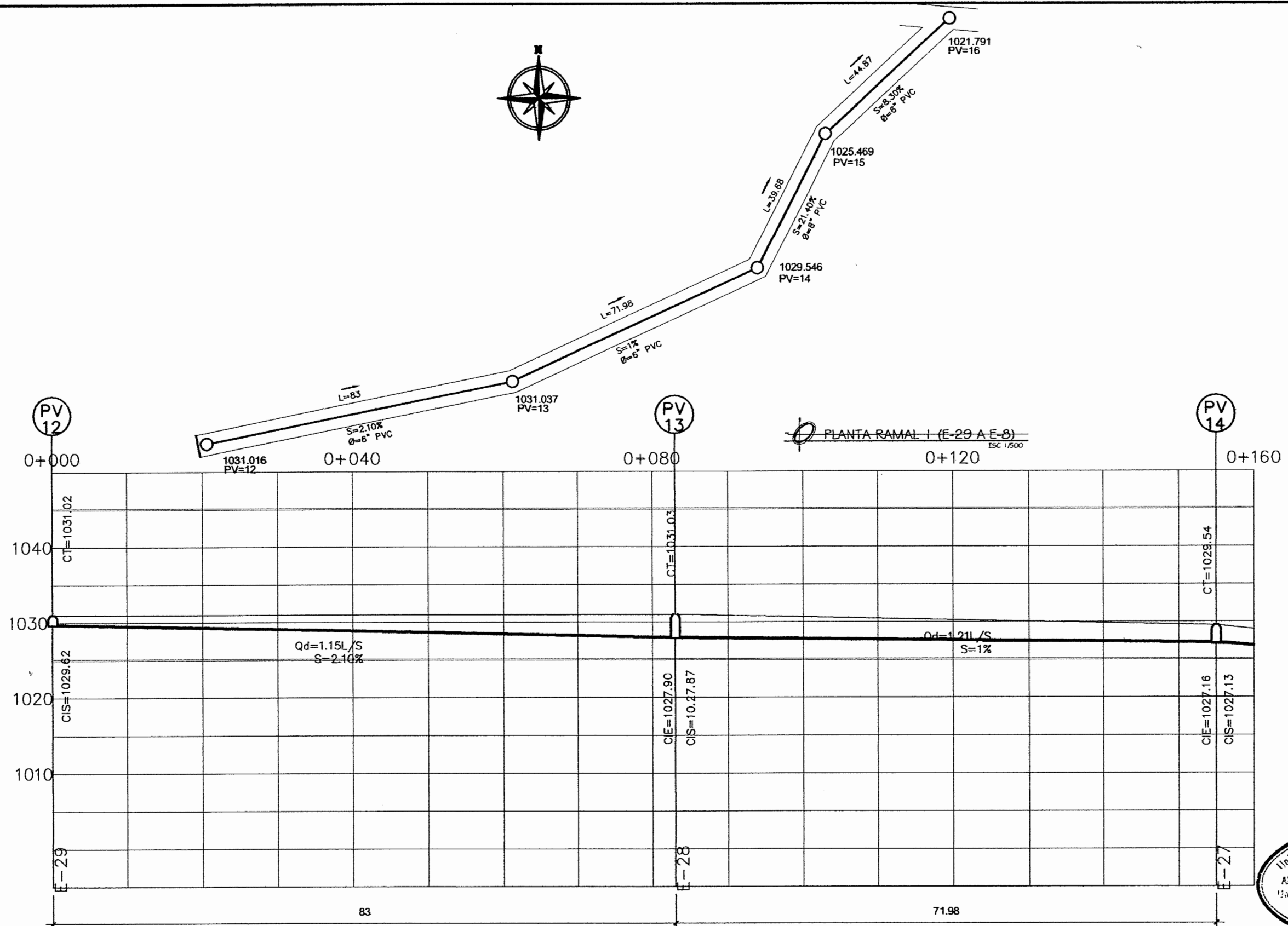


PERFIL RAMAL PRINCIPAL (E-0 A E-21)
ESC 1/250



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S		ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA MIRALINDA, BARRIO EL CARMEN, SOLOLA		FECHA: MAYO 2013
CONTRATO: PLANTA Y PERFIL RAMAL PRINCIPAL (E-0 A E-21)		DISEÑO: ROMEO TOBAR
DISEÑO: ROMEO TOBAR		REVISIÓN: ROMEO TOBAR
CALCULO: ROMEO TOBAR		FIG. No: 4
ROMEO TOBAR DISEÑO		ING. SILVIO BARRERA SERRANO REVISIÓN





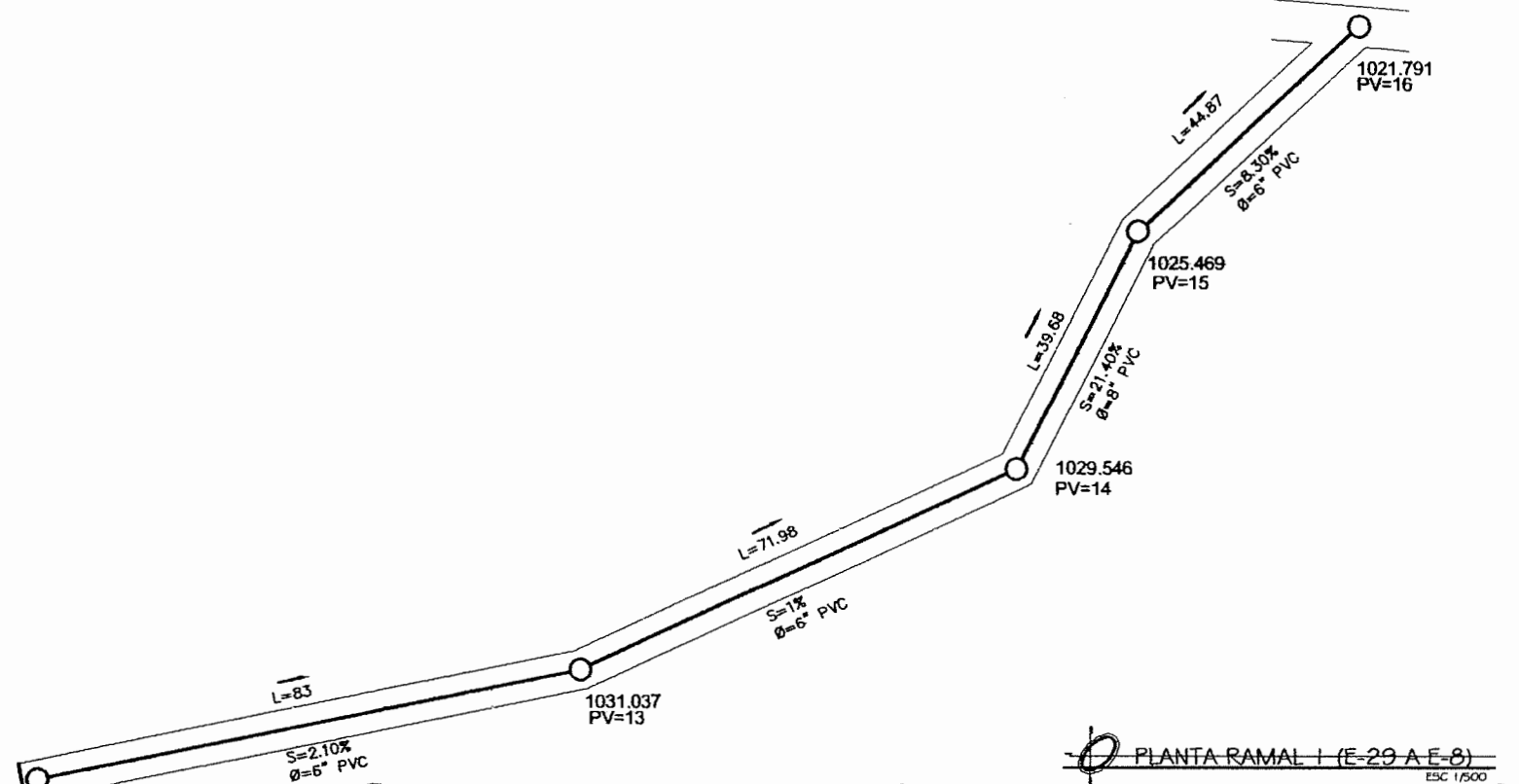
PLANTA RAMAL I (E-29 A E-8)
ESC 1/500

PERFIL RAMAL I (E-29 A E-27)
ESC 1/250

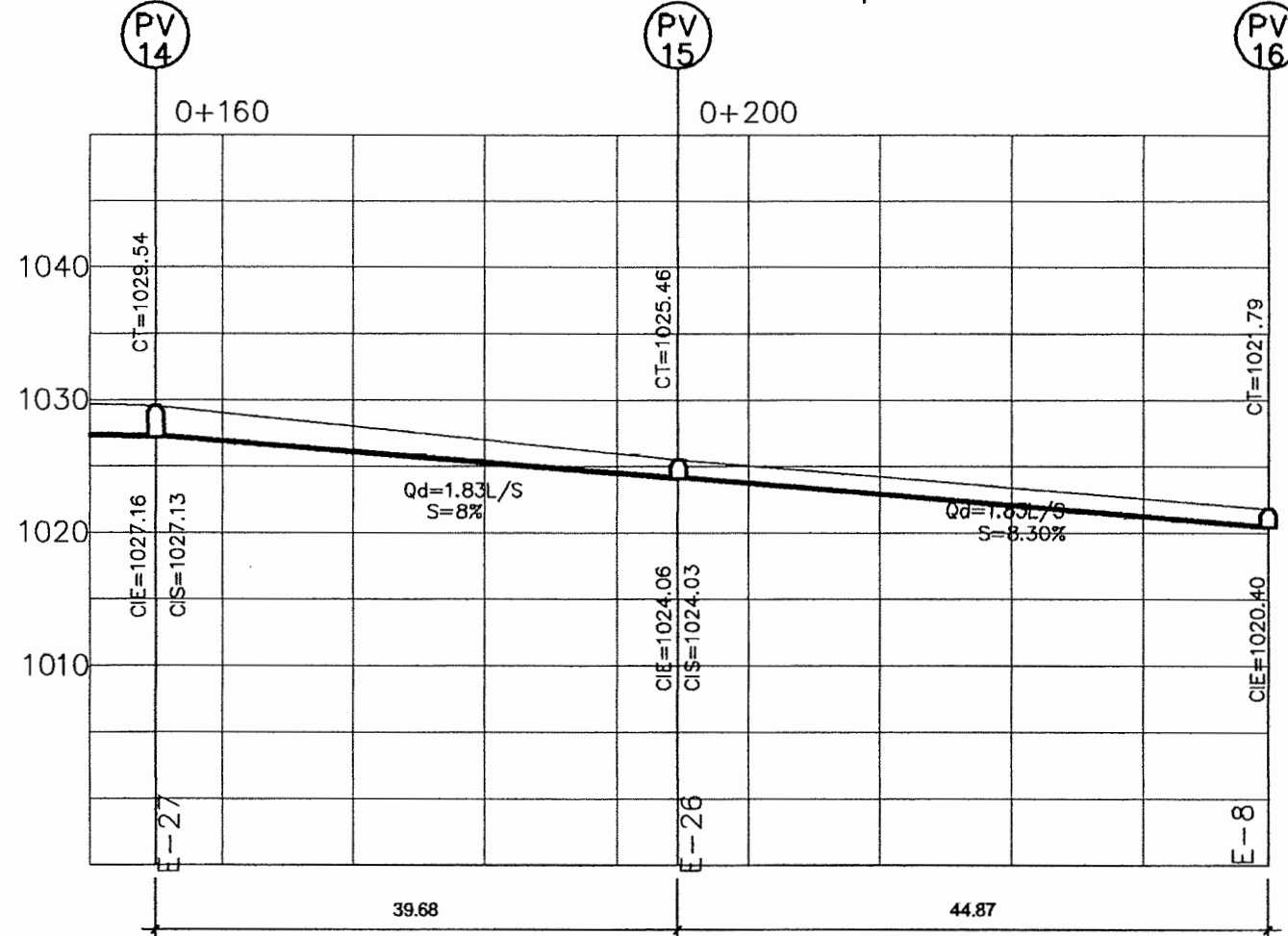
Universidad de San Carlos de Guatemala
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
 Facultad de Ingeniería

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S		ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA MIRALINDA, BARRIO EL CARMEN, SOLOLA		FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL RAMAL I (E-29 A E-27)		DISEÑO: ROMEO TOBAR
ROMEO TOBAR D.E.S.S.I.A		REVISOR: ROMEO TOBAR
ING. SILVIO RODRIGUEZ SERRANO D.E.S.S.I.A		PROYECTO: ROMEO TOBAR
		CALEFICADO: ROMEO TOBAR
		H.O.A. No. 6
		15





PLANTA RAMAL I (E-29 A E-8)
ESC 1/500



PERFIL RAMAL I (E-27 A E-8)
ESC 1/250

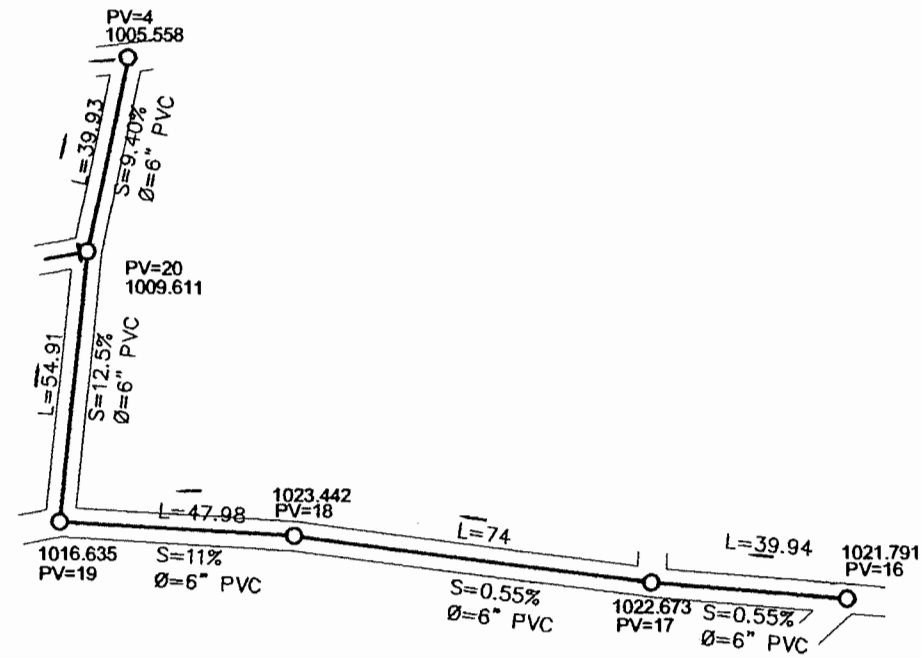


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.		ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA MIRALINDA, BARRIO EL CARMEN/SOLOLA		FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: PLANTA Y PERIL RAMAL I (E-27 A E-8)		DISEÑO: ROMEO TOBAR
DISEÑO: ROMEO TOBAR		REVISADO: ROMEO TOBAR
CALCULO: ROMEO TOBAR		TRABAJO No. 5

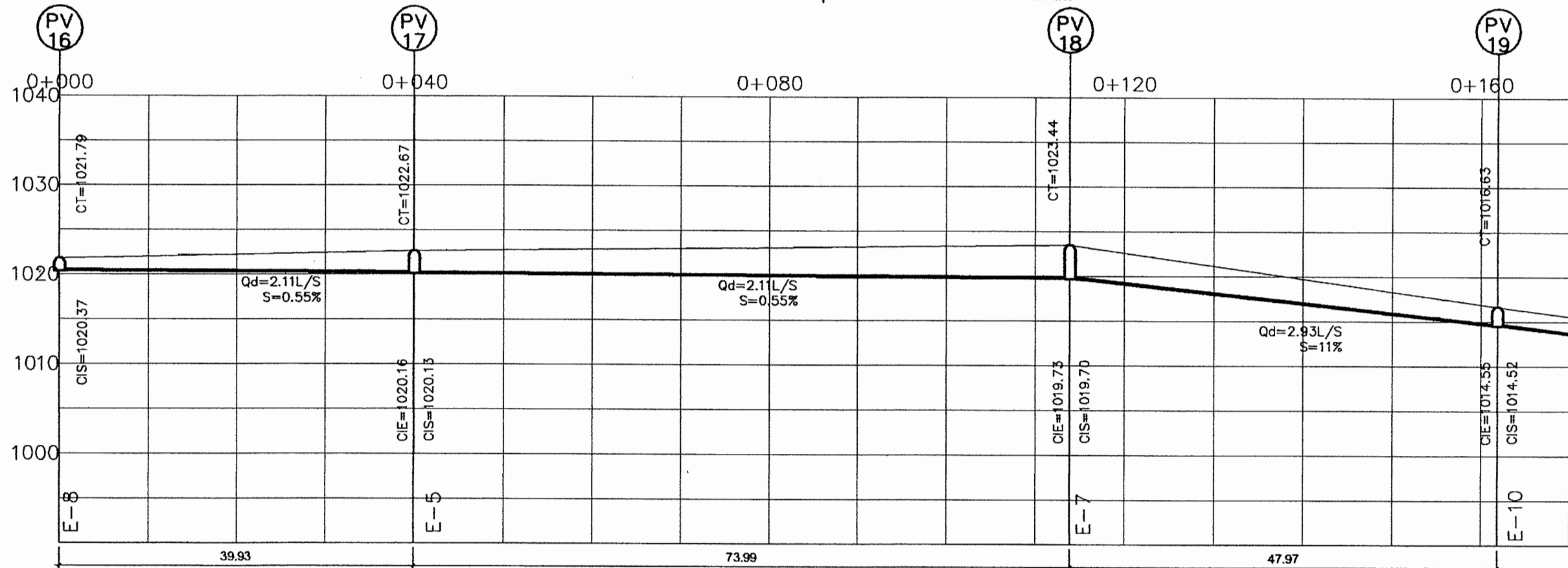


ROMEO TOBAR
E.P.S. 914

ING. SILVIO RIVERA LEZ BERRANO
ASESOR SUPERVISOR DE E.P.S.

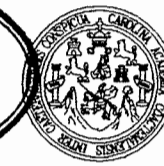


PLANTA RAMAL 2 (E-8 A E-1)
ESC 1/700

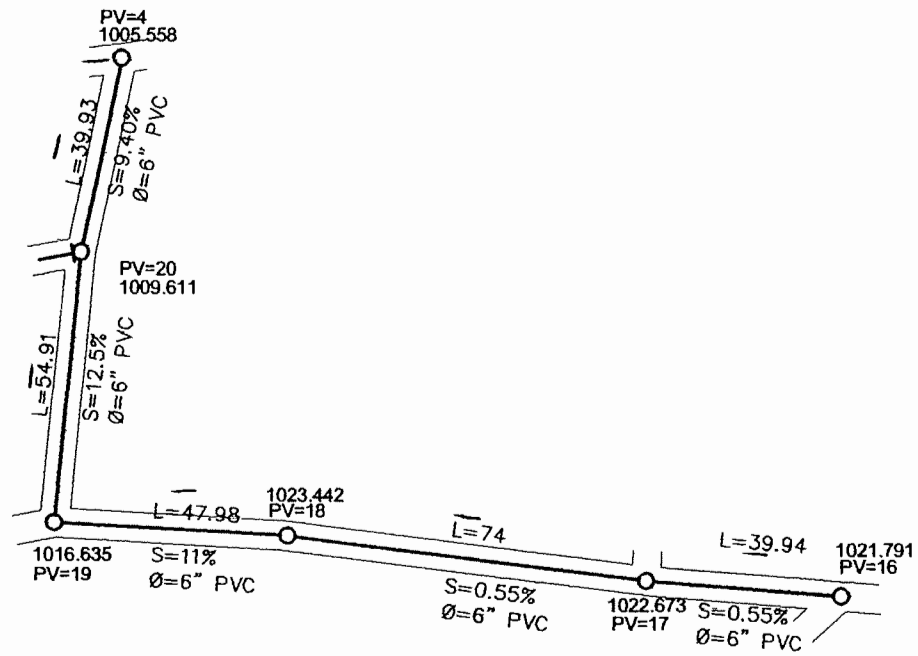


PERFIL RAMAL 2 (E-8 A E-10)
ESC 1/250

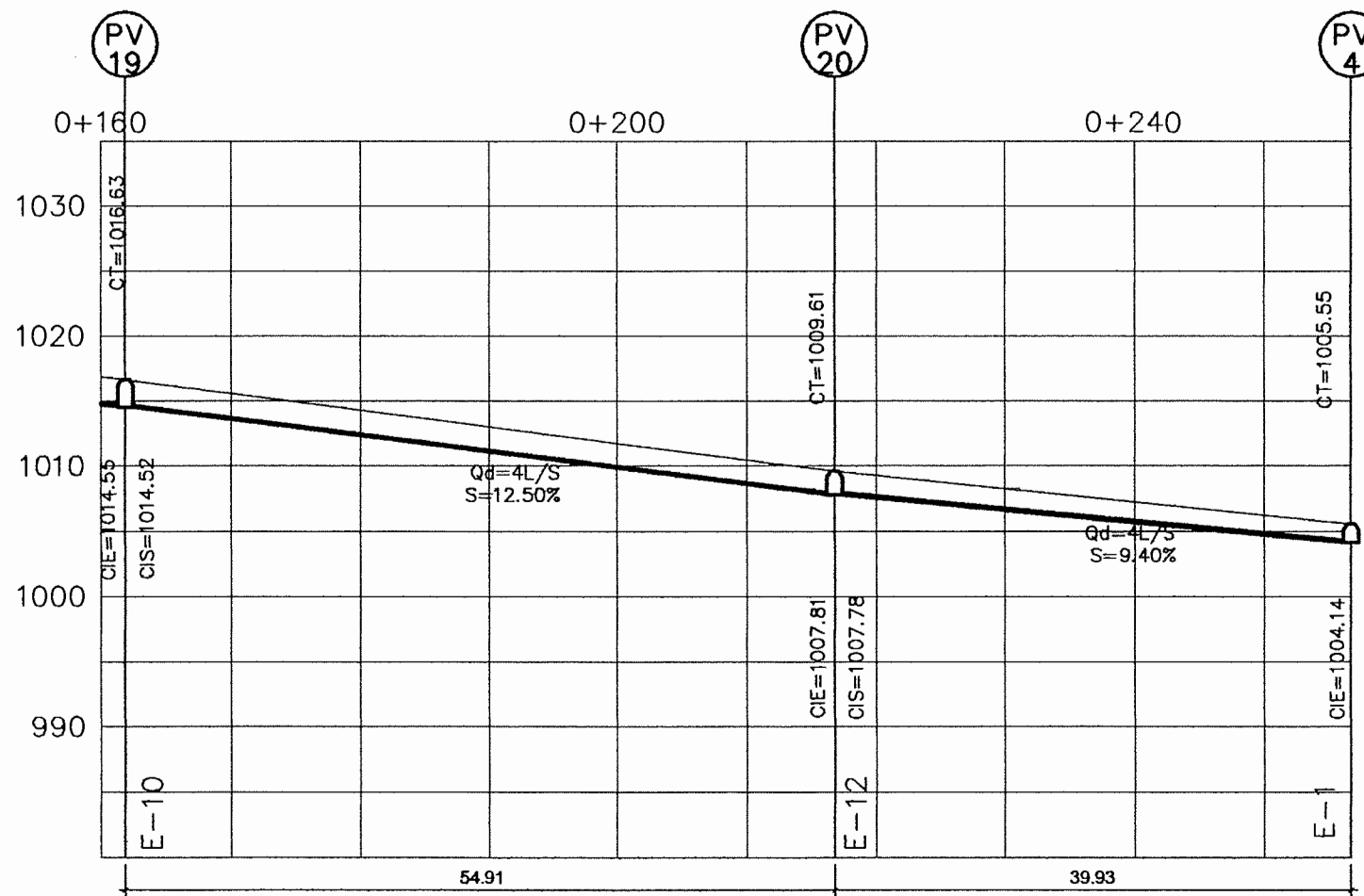
Universidad de San Carlos de Guatemala
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.		ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA MIRALINDA, BARRIO EL CARMEN, SOLOLA		FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL RAMAL 2 (E-8 A E-10)		DISEÑO: ROMEO TOBAR
ING. ROMEO TOBAR D.E.S.I.A.		CALEFICADO: ROMEO TOBAR
ING. SILVIO ROSALES D.E.S.I.A.		HOJA No: 7



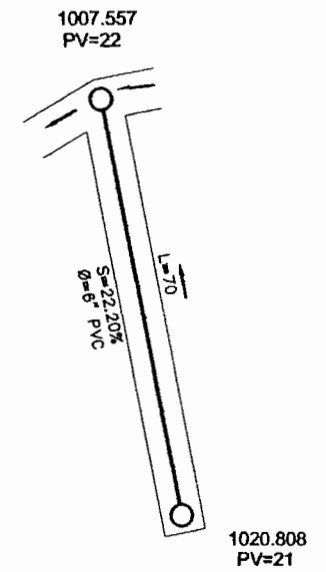
PLANTA RAMAL 2 (E-8 A E-1)
ESC 1/700



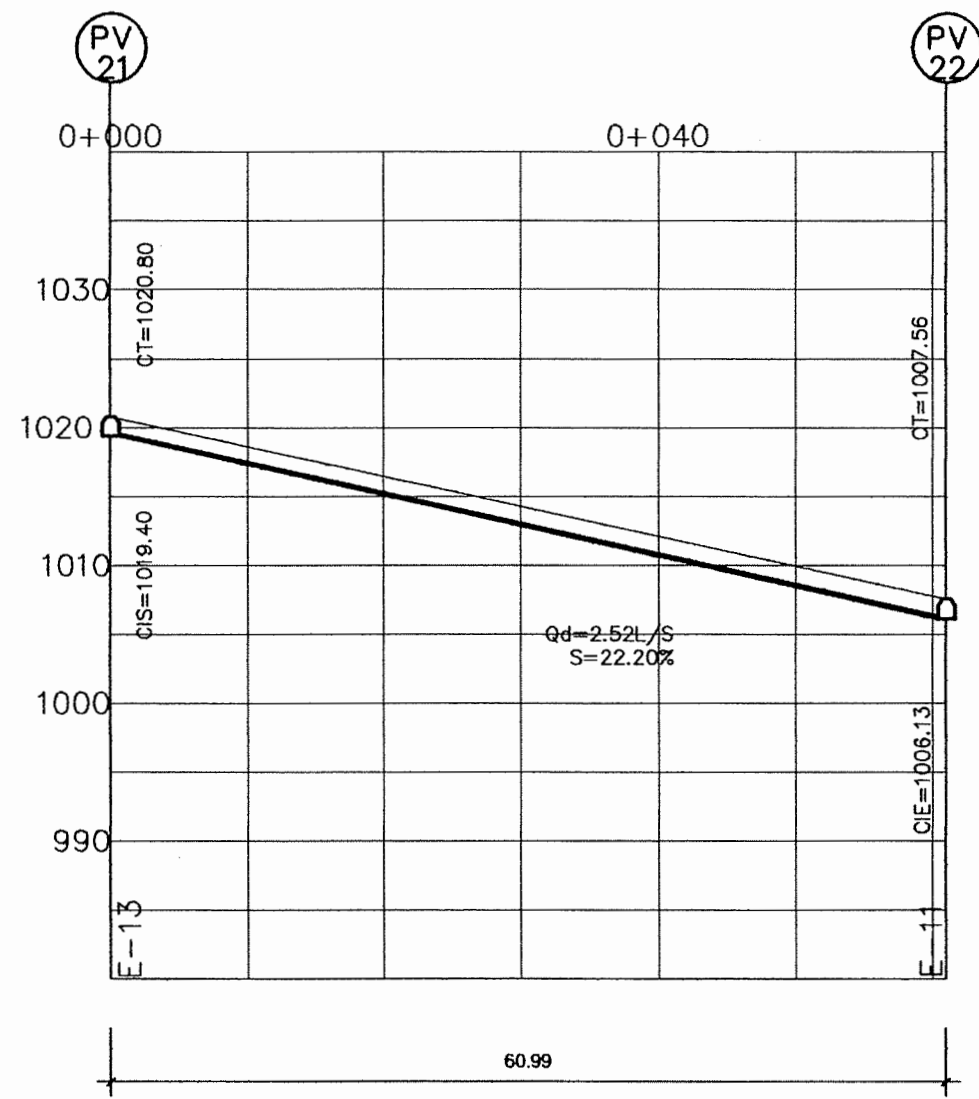
PERFIL RAMAL 2 (E-10 A E-1)
ESC 1/250



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.		ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA MIRALINDA, BARRIO EL CARMEN, SOLOLA		FECHA: MAYO 2013
DISEÑADO: PLANTA Y PERFIL RAMAL 2 (E-10 A E-1)		DISEÑO: ROMEO TOBAR
CALCULADO: ROMEO TOBAR		VERIFICADO: ROMEO TOBAR
AUTORIZADO: ROMEO TOBAR		FECHA: MAYO 2013
ING. ROMEO TOBAR D.E.S. 514		ING. SALVO RODRIGUEZ SERRANO D.E.S. 514



PLANTA RAMAL 3 (E-13 A E-11)
ESC 1/500



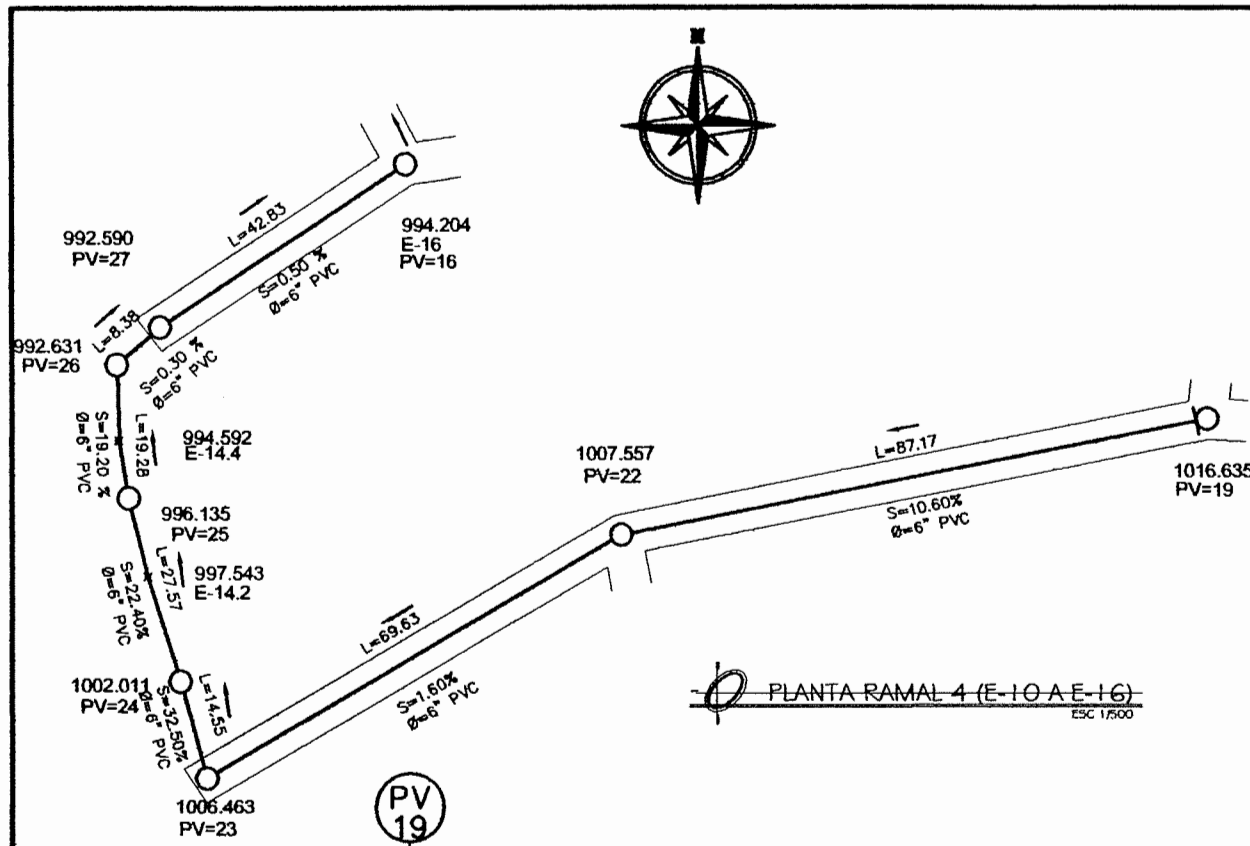
PERFIL RAMAL 3 (E-13 A E-11)
ESC 1/250



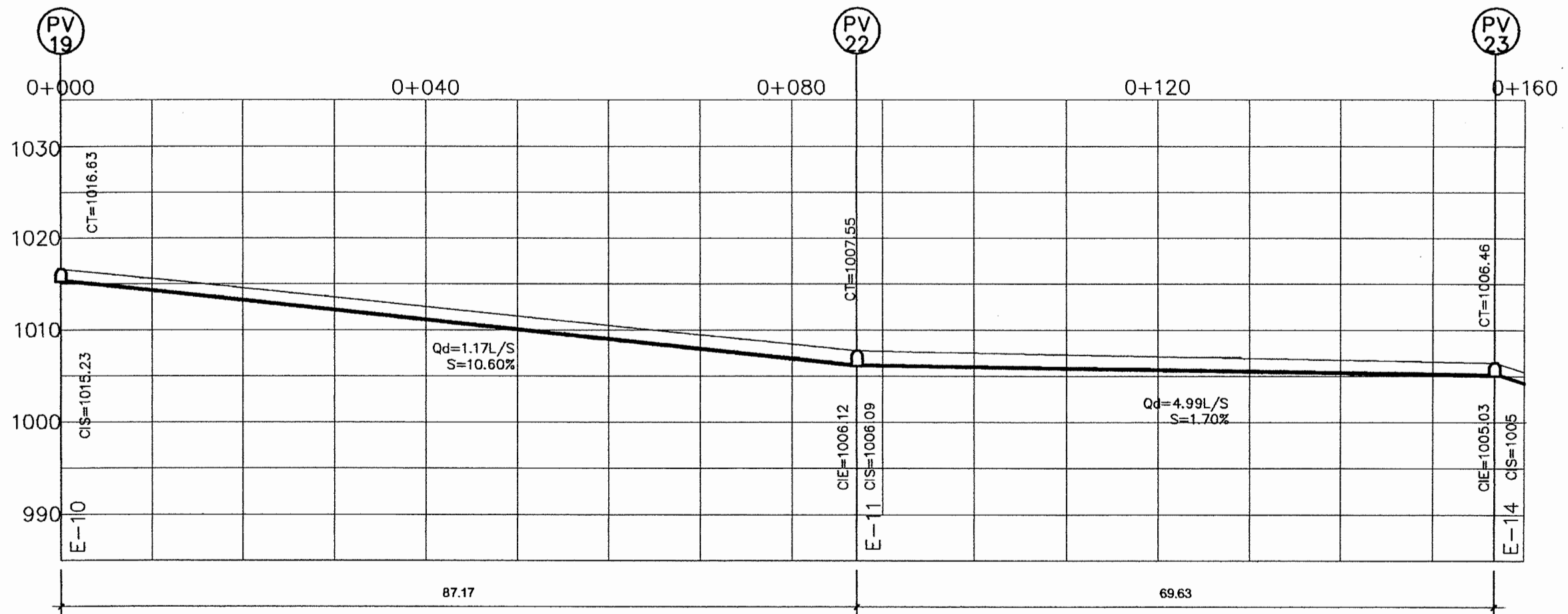
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.		ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA MIRALINDA, BARRIO EL CARMEN, SOLOLA		FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL RAMAL 3 (E-13 A E-11)		DISEÑO: ROMEO TOBAR
DISEÑADO POR: ROMEO TOBAR		VERIFICADO: ROMEO TOBAR
DISEÑADO POR: ROMEO TOBAR		REVISADO: ROMEO TOBAR
DISEÑADO POR: ROMEO TOBAR		REVISADO: ROMEO TOBAR
DISEÑADO POR: ROMEO TOBAR		REVISADO: ROMEO TOBAR



ING. ROMEO TOBAR
DISEÑO SANITARIO



PLANTA RAMAL 4 (E-10 A E-16)
ESC 1/500

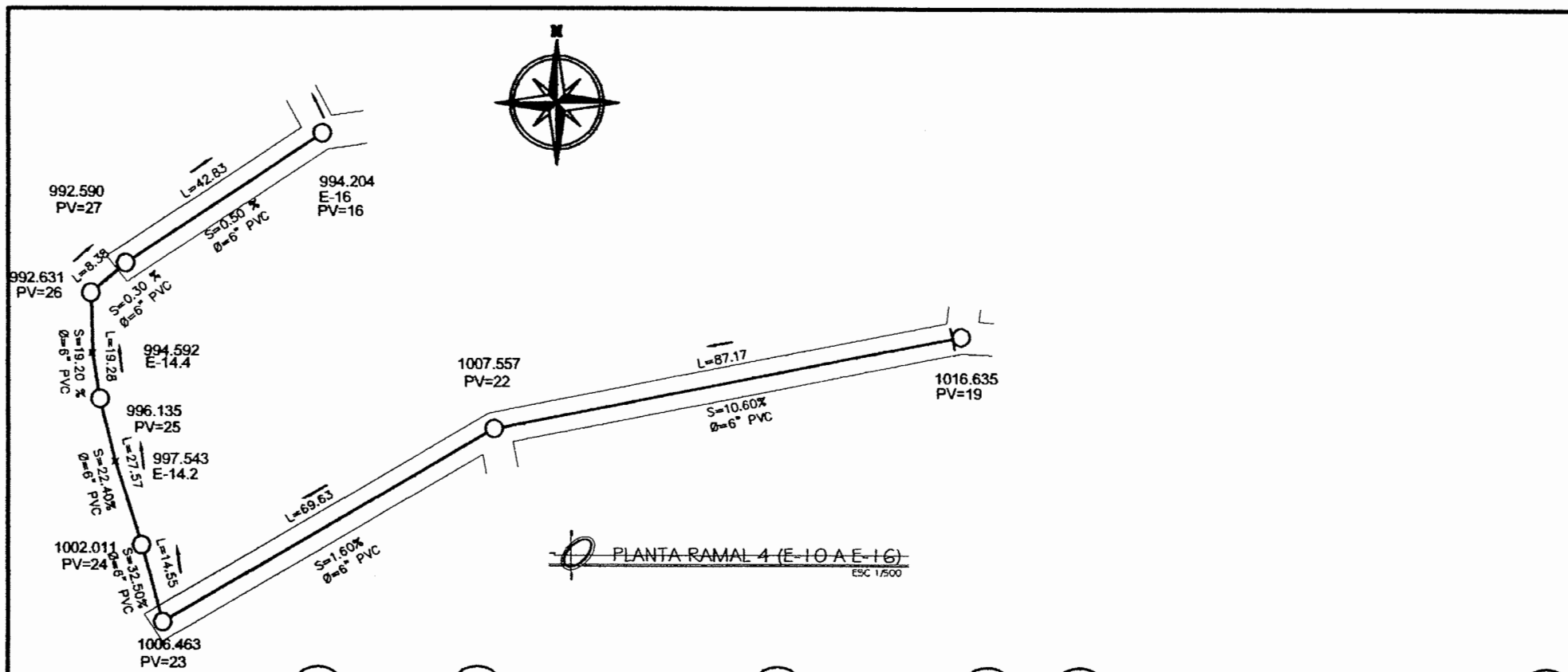


PERFIL RAMAL 4 (E-10 A E-14)
ESC 1/250

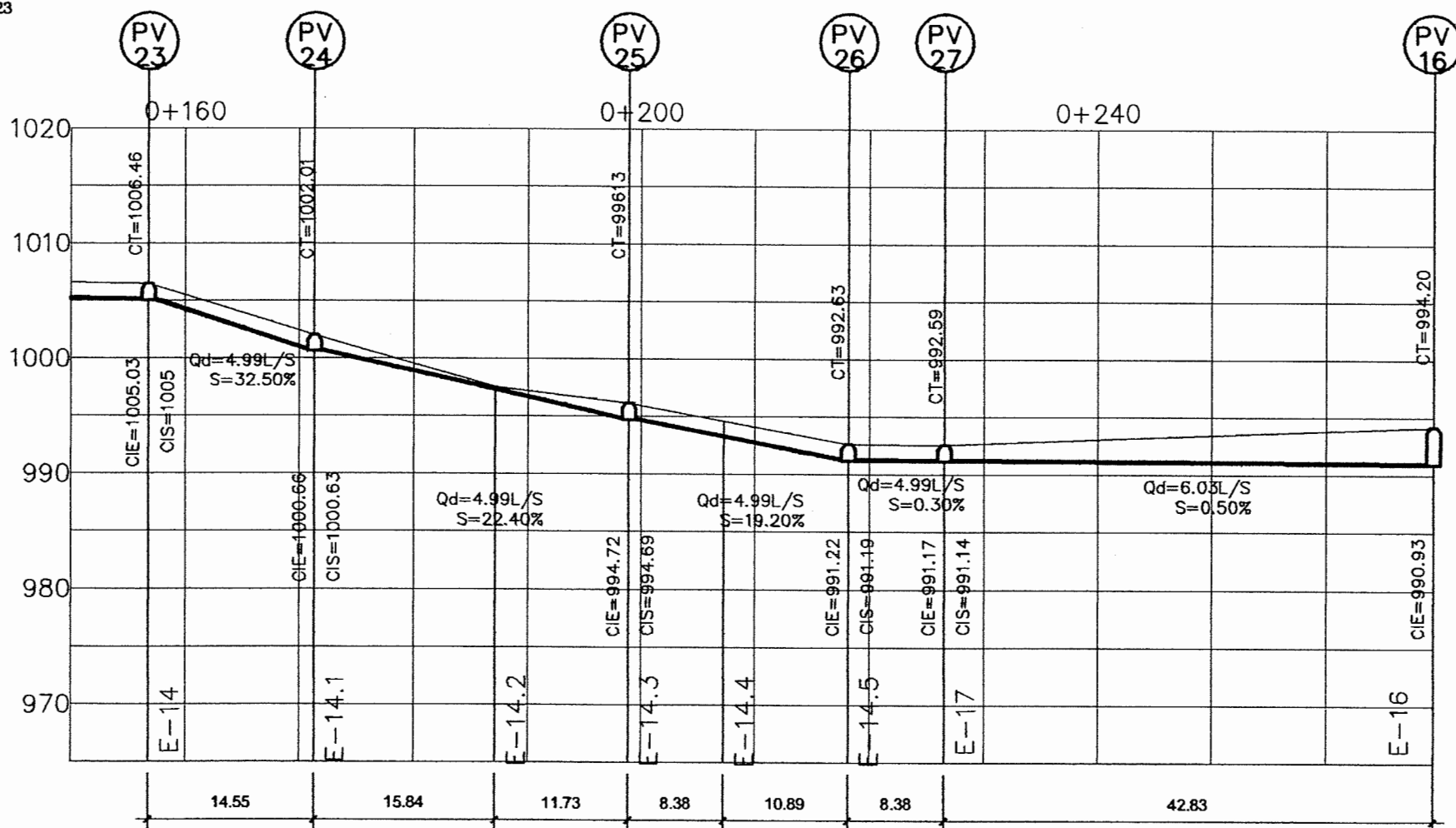
Universidad de San Carlos de Guatemala
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.		ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA MIRALINDA, BARRIO EL CARMEN, SOLOLA		FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL RAMAL 4 (E-10 A E-14)		DISEÑO: ROMEO TOBAR
		REVISIÓN: ROMEO TOBAR
		CALCULO: ROMEO TOBAR
ING. ROMEO TOBAR EPS-514		HOJA NO. 5
ING. SILVIO RODRIGUEZ SEPULCRA ASOCIADO A EPS-514		



PLANTA RAMAL 4 (E-10 A E-16)
ESC 1/500

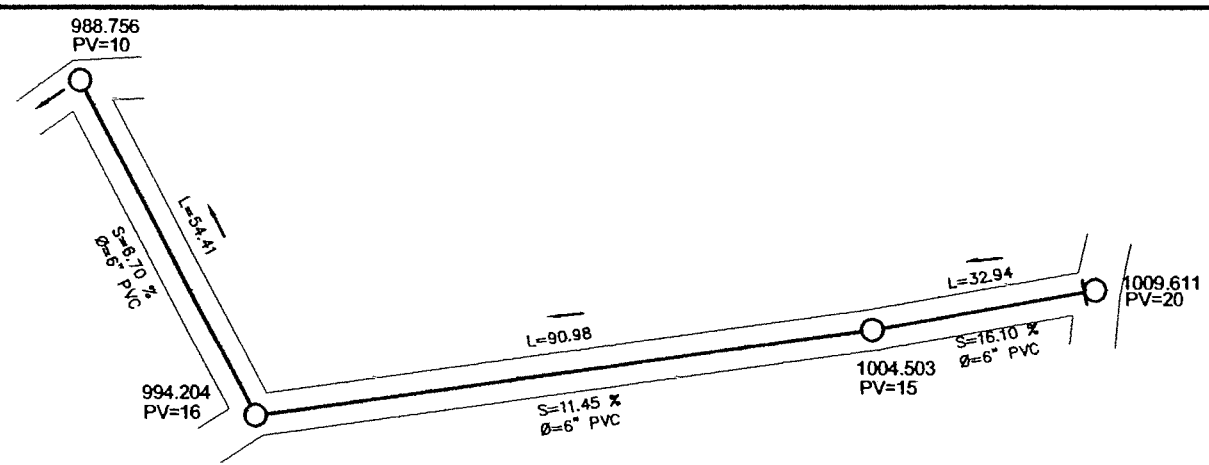


PERFIL RAMAL 4 (E-14 A E-16)
ESC 1/250

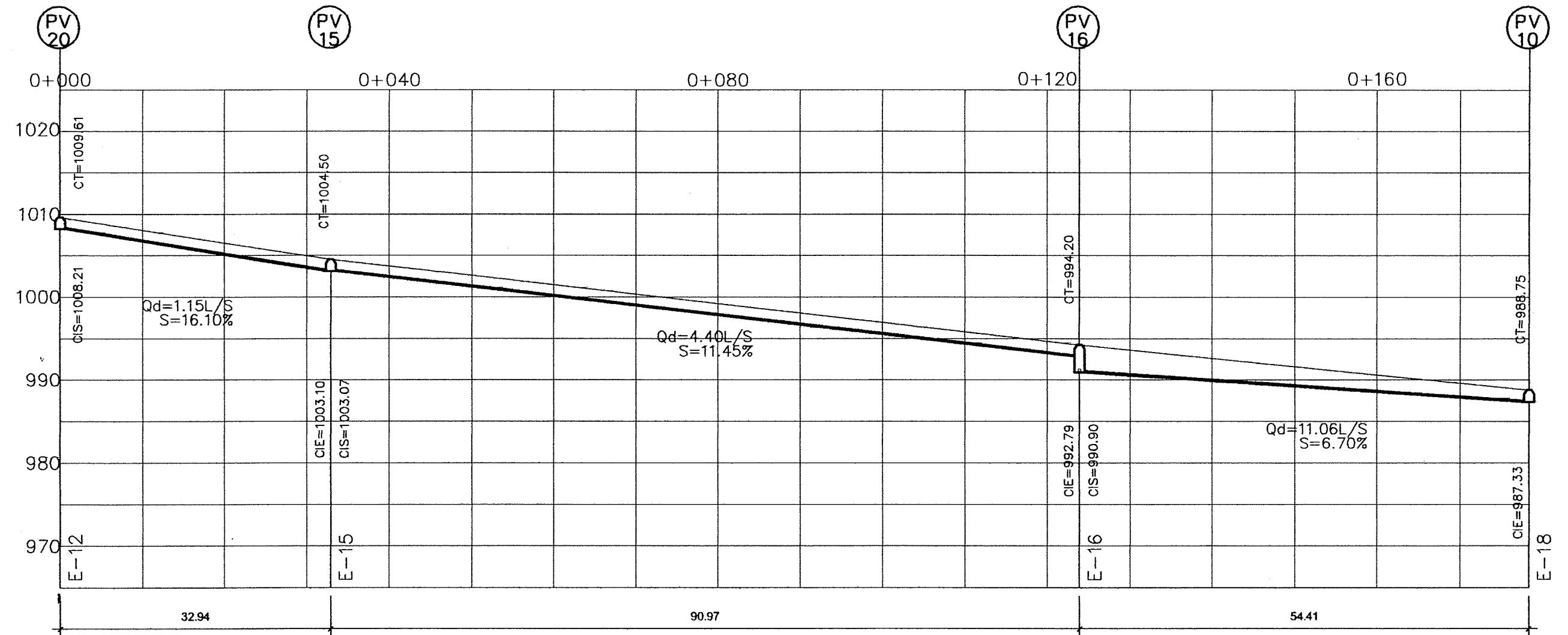
Universidad de San Carlos de Guatemala
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.	ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA MIRALINDA, BARRIO EL CARMEN, SOLOLA	FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL RAMAL 4 (E-14 A E-16)	DISEÑO: ROMEO TOBAR
ROMEO TOBAR D.L. 5914	CALCULO: ROMEO TOBAR
ING. SANTIAGO RODRIGUEZ SERRANO. ASESOR-SUPERVISOR DE E.P.S.	H.O.A. No. 11





PLANTA RAMAL 5 (E-12 A E-18)
 ESC 1/500

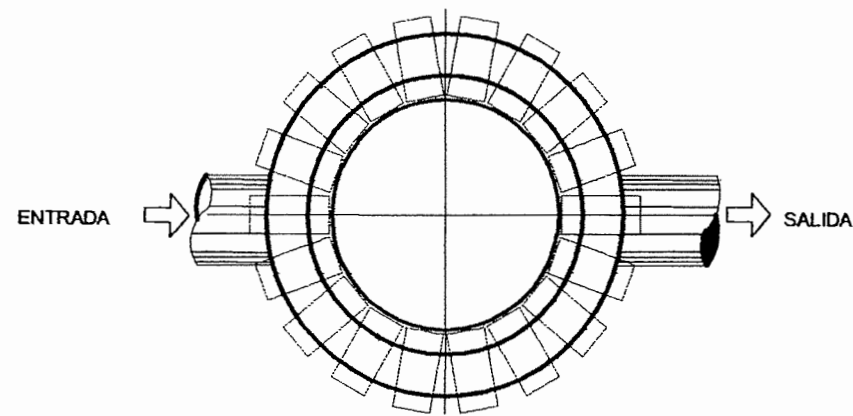


PERFIL RAMAL 5 (E-12 A E-18)

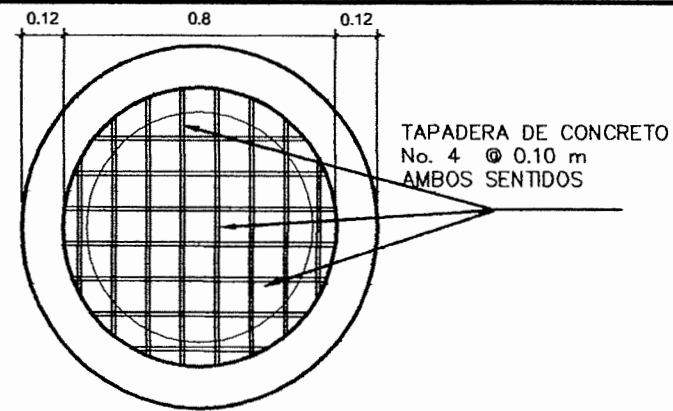
Universidad de San Carlos de Guatemala
 ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
 Facultad de Ingeniería



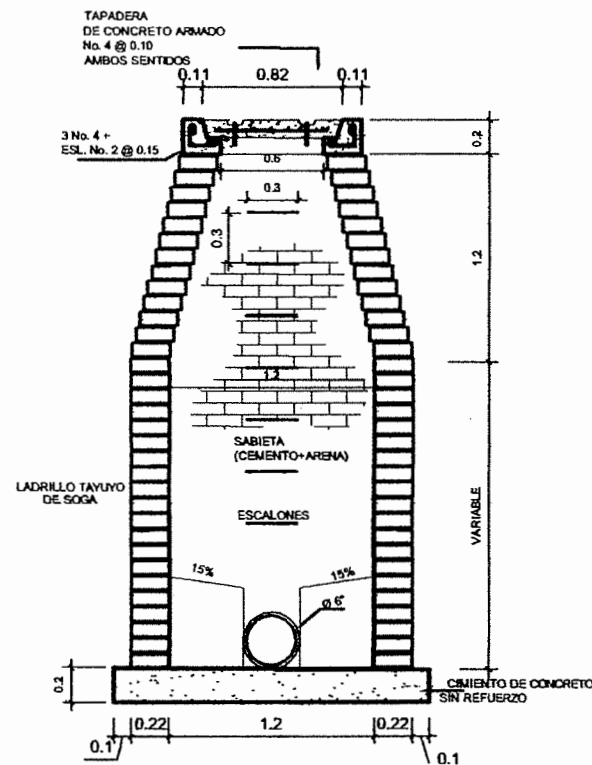
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.		ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA MIRALINDA, BARRIO EL CARMEN, SOLOLA		FECHA: MAYO 2013
CONTIENE: PLANTA Y PERFIL RAMAL 5 (E-12 A E-18)		ELABORADO: ROMEO TOBAR
DISEÑADO: ROMEO TOBAR		REVISADO: ROMEO TOBAR
CALIDAD: ROMEO TOBAR		NO. DE 12
ROMEO TOBAR DISEÑADOR		ING. SIMÓN RODRÍGUEZ PARRANO ASISTENTE DE DISEÑO



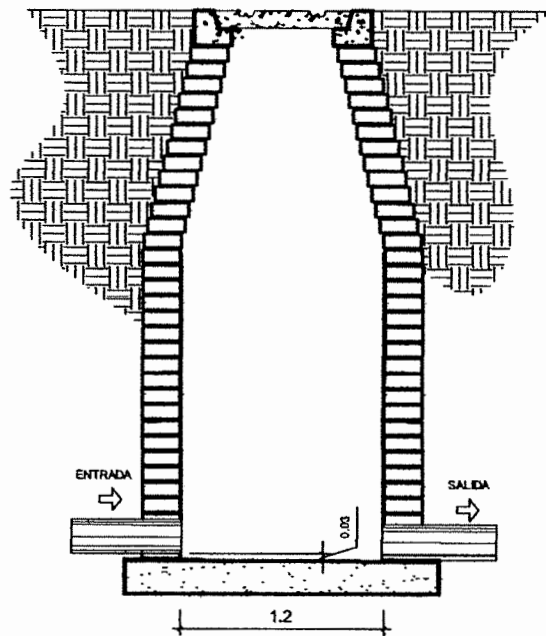
PLANTA DE POZO DE VISITA
ESC 1/10



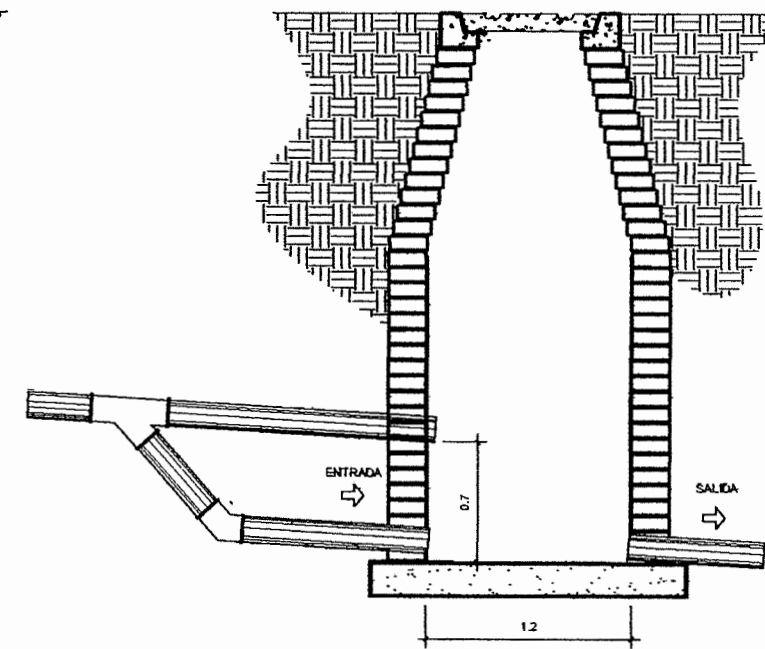
DETALLE DE TAPADERA
ESC 1/10



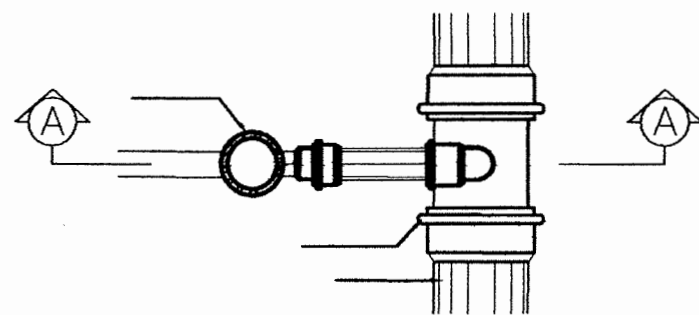
SECCION DE POZO DE VISITA
ESC 1/20



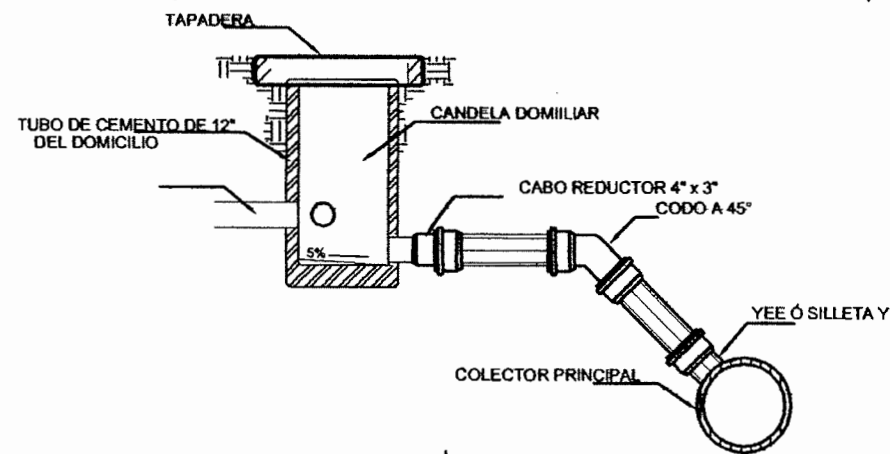
CORTE TIPICO DE POZO DE VISITA
ESC 1/20



POZO DE VISITA CON DISIPADOR DE ENERGIA
ESC 1/20



PLANTA DE CONEXION DOMICILIAR
SIN ESCALA



CORTE A-A
SIN ESCALA

POZOS DE VISITA:

SE CONSTRUIRAN POZOS DE VISITA DE LADRILLO TAYUYO DE ACUERDO A LA LOCALIZACION INDICADA EN LOS PLANOS DE RED GENERAL, DEBIENDO TOMAR EN CUENTA LA PROFUNDIDAD TOTAL DEL POZO DESPUES DE ANALIZAR CADA UNO DE LOS PERFILES.

EN LOS POZOS DE VISITA CON CAIDAS DE AGUA MAYORES A 0.70 m DEBERAN CONSTRUIRSE EN LA TUBERIA DE LLEGADA, UNA OBRA ADICIONAL, QUE CONSISTE EN PERFORAR ESTA EN LA PARTE INFERIOR DE LA ENTRADA AL POZO DE VISITA Y ADAPTARLE TUBOS DE CONCRETO O PVC, INSTALADOS VERTICALMENTE CON UN CODDO DEL MISMO MATERIAL EN LA PARTE BAJA O CORTA DEL FONDO DEL POZO DE VISITA, DE ACUERDO CON LOS PLANOS RESPECTIVOS DEL POZO.

LOS POZOS DE VISITA SERAN MARCADOS EN LA TAPADERA, EN BAJO RELIEVE CON EL ORDEN INDICADO DE RED GENERAL. ESTA MARCA SERA CON LETRAS Y NUMEROS NO MENORES A CINCO CENTIMETROS DE ALTO Y UN CENTIMETRO DE ESPESOR.

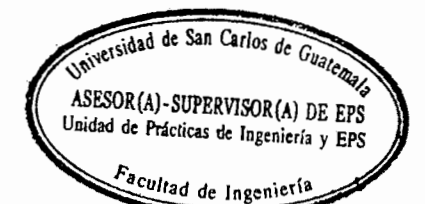
EL LADRILLO TAYUYO DEBERA CUMPLIR CON LA NORMA COGUANOR NGO A703 O ASTM A615 EN LO REFERENTE A CALIDAD, DIMENSIONES, ABSORCION Y CLASIFICACION POR RESISTENCIA.

EL ARMADO DE ACERO DE REFUERZO PARA LAS TAPADERAS DEBE CUMPLIR CON LA NORMA ASTM A703 O A615 O SU EQUIVALENTE COGUANOR NGO 3611.

SE DEBERA REALIZAR CON MANO DE OBRA ESPECIALIZADA CON EL FIN DE OBTENER UNA COLCACION DE HIERRO DE ACUERDO A LOS PLANOS.

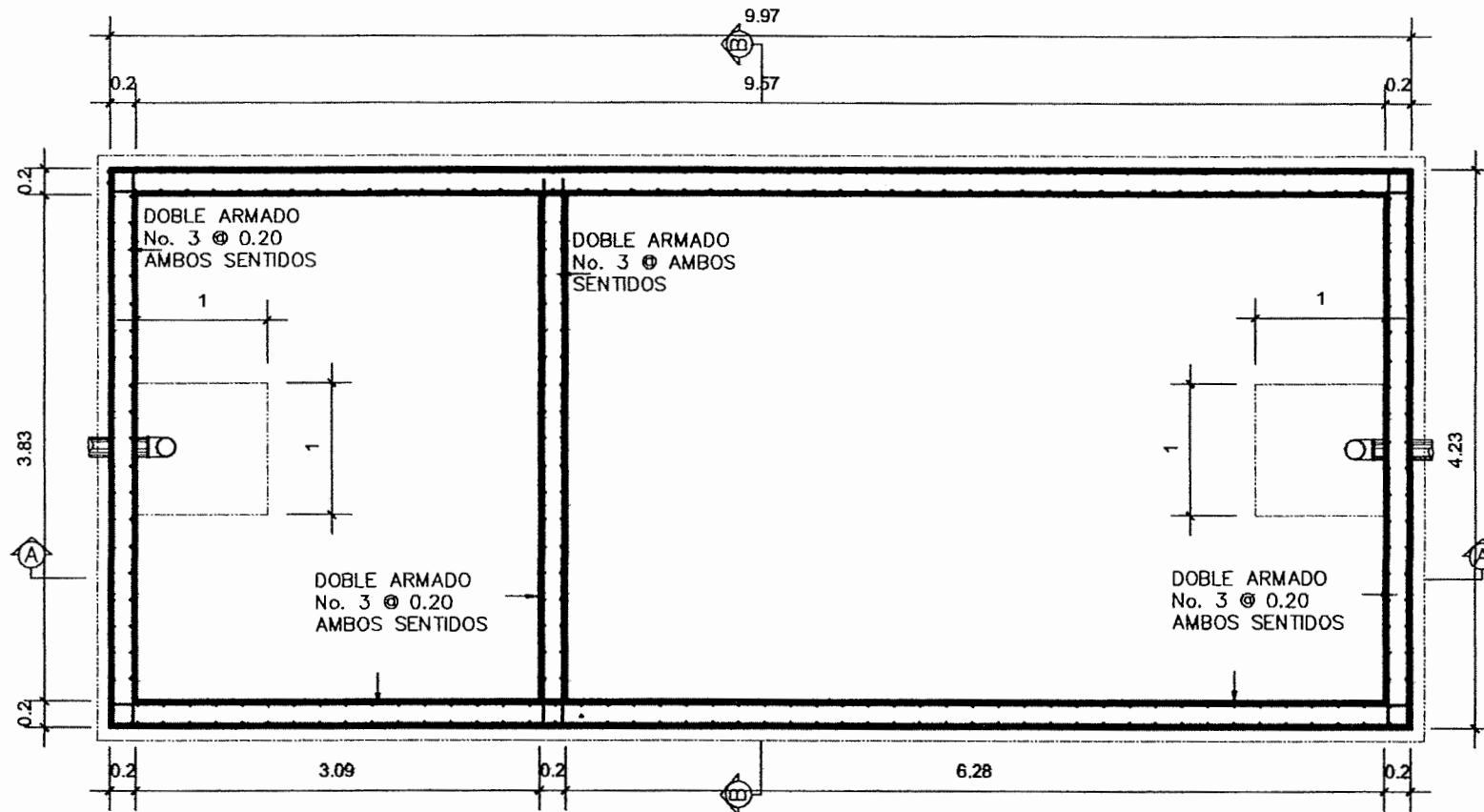
EL HIERRO DEBE QUEDAR DEBIDAMENTE AMARRADO, CON EL FIN DE EVITAR POSIBLES DESPLAAMIENTOS AL MOMENTO DE LA FUNDICION.

EL RELLENO PARA LA CIMENTACION DEBERA SER COMPACTADO, UTILIZO MATERIALES LIBRES DE MATERIA ORGANICA, RIIPO BASURA Y OTROS CONTAMINANTES

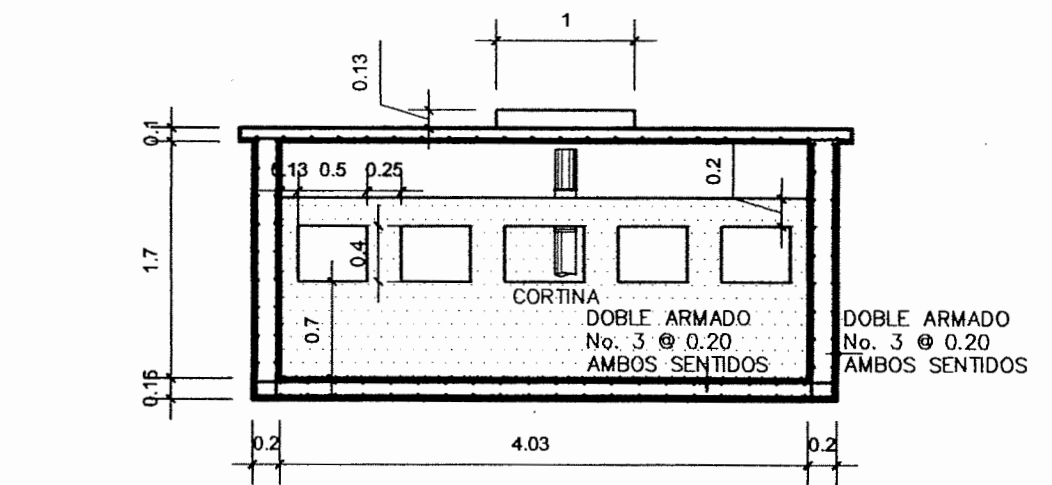


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S	ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA MIRALINDA, BARRIO EL CARMEN, SOLOLA	FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: DETALLE DE POZOS Y CONEXION DOMICILIAR	PROF. D: ROMEO TOBAR
	USUARIO: ROMEO TOBAR
	CALIFICADO: ROMEO TOBAR
	NO. A. No. 15
ROMEO TOBAR D.L. 5914	ING. SANDO RODRIGUEZ SERRANO, D.L. 5914

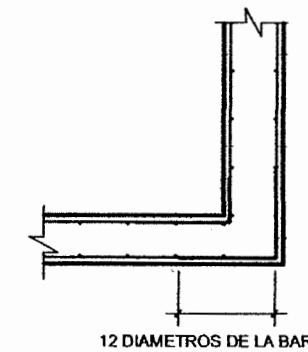




PLANTA FOSA SEPTICA
ESC 1/25



CORTE B-B
ESC 1/25



DETALLE DE DOBLEZ EN ESQUINAS
SIN ESCALA

FOSA SÉPTICA:

EL DIÁMETRO DE LA TUBERÍA DE ENTRADA Y SALIDA DE LA FOSA SÉPTICA SERÁ DE 6".

EL ACERO DE REFUERZO DEBERÁ TENER UN $F_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$.

EL CONCRETO DEBERÁ TENER UN $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ CON UNA PROPORCIÓN 1:2:2.

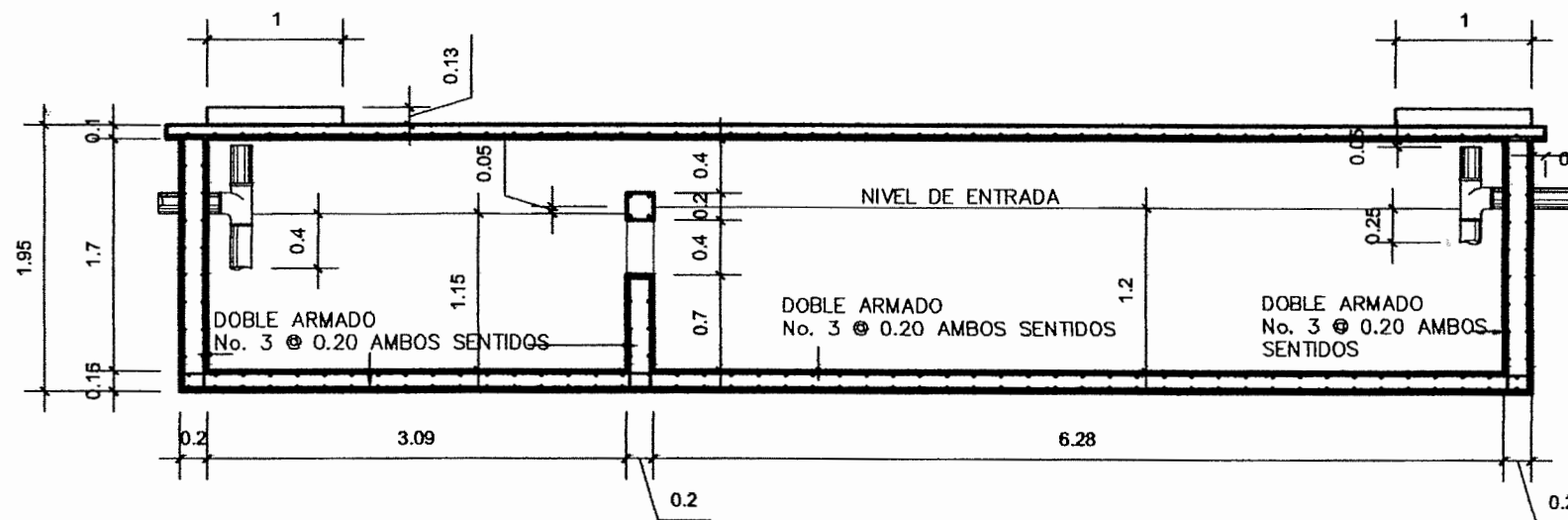
SE DEBERÁ APLICAR UN ALISADO EN LA PARED CON SABIETA UTILIZANDO UNA PROPORCIÓN 1:3 (CEMENTO-ARENA).

LA PENDIENTE DEL FONDO DE LA FOSA SÉPTICA SERÁ DEL 2% EN DIRECCIÓN HACIA LA ENTRADA DEL FLUJO DE AGUAS NEGRAS.

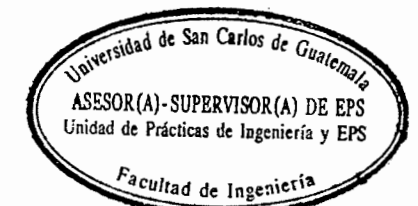
LA COTA INVERT DE SALIDA DE LA FOSA DEBERÁ ENCONTRARSE 0.05 M POR DEBAJO DE LA COTA INVERT DE ENTRADA A LA FOSA.

LA PROLONGACIÓN VERTICAL DEL TUBO DE ENTRADA, DENTRO DEL LÍQUIDO, SERÁ DE 0.25 m Y DE 0.40 m PARA EL TUBO DE SALIDA.

LA DISTANCIA ENTRE ESTAS PROLONGACIONES Y LA PARED DE LA FOSA, SERÁ DE 0.15 m.

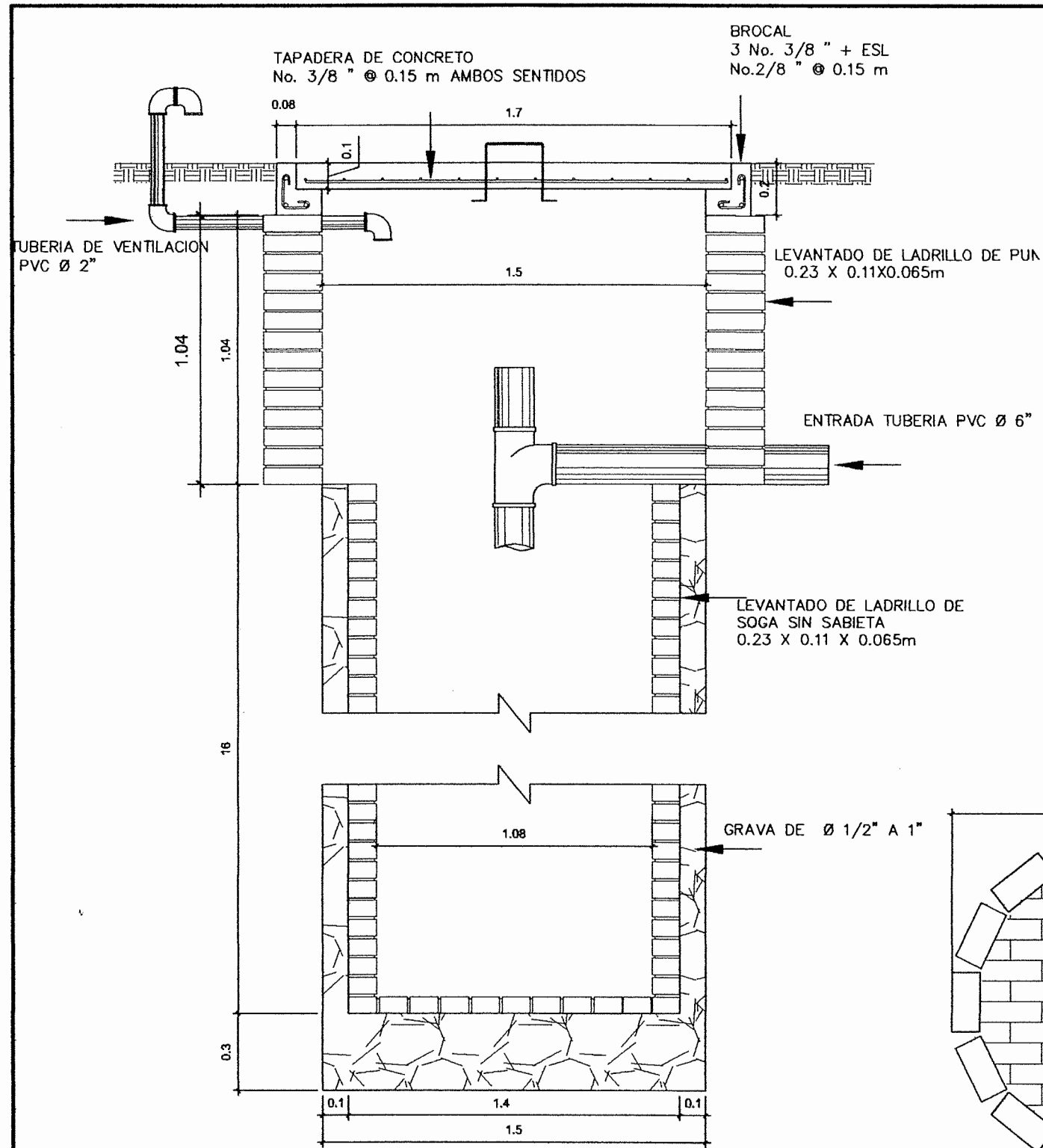


CORTE A-A
ESC 1/25

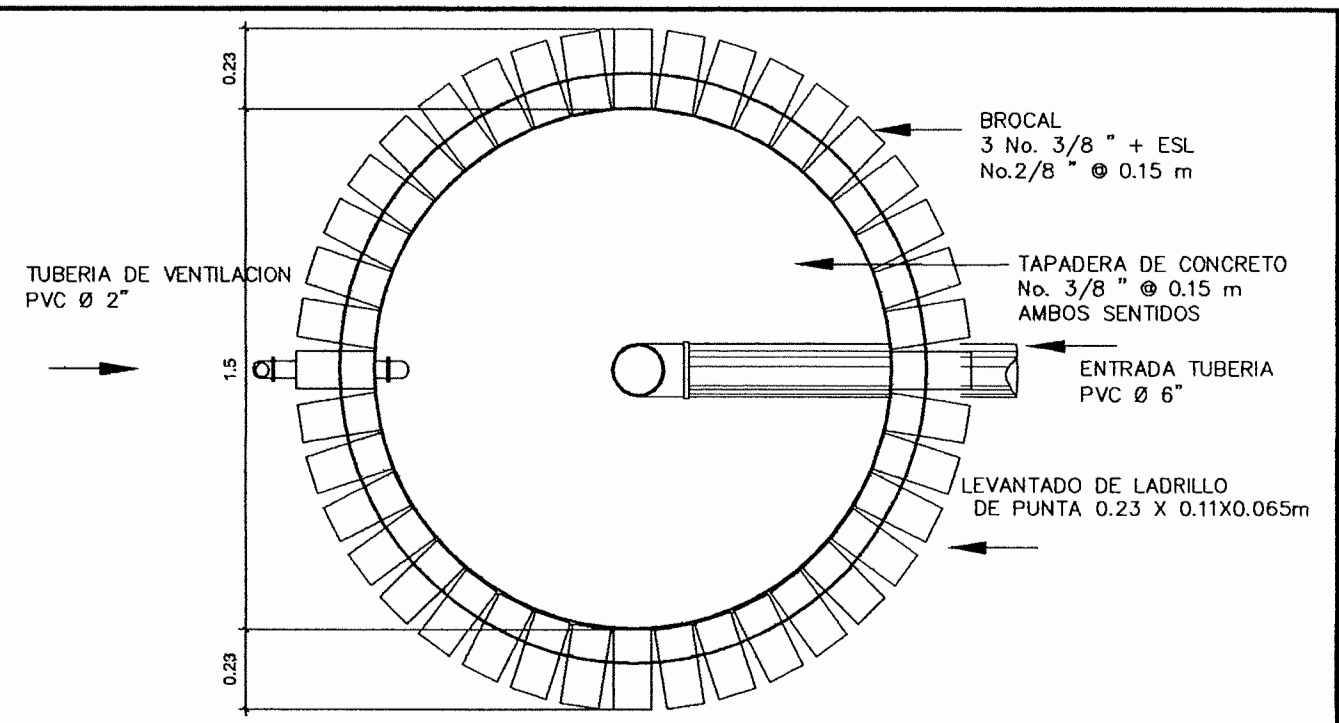


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.		ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA MIRALINDA, BARRIO EL CARIBAL, SOLOLA		FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: DETALLE DE FOSA SEPTICA		DISEÑO: ROMEO TOBAR
ING. ROMEO TOBAR D.L. 9514		VERIFICADO: ROMEO TOBAR
ING. SILVIA RODRIGUEZ SERRANO ASESOR(A) EN INGENIERIA E.P.S.		CALIDAD: ROMEO TOBAR
NO. A No.		14 15

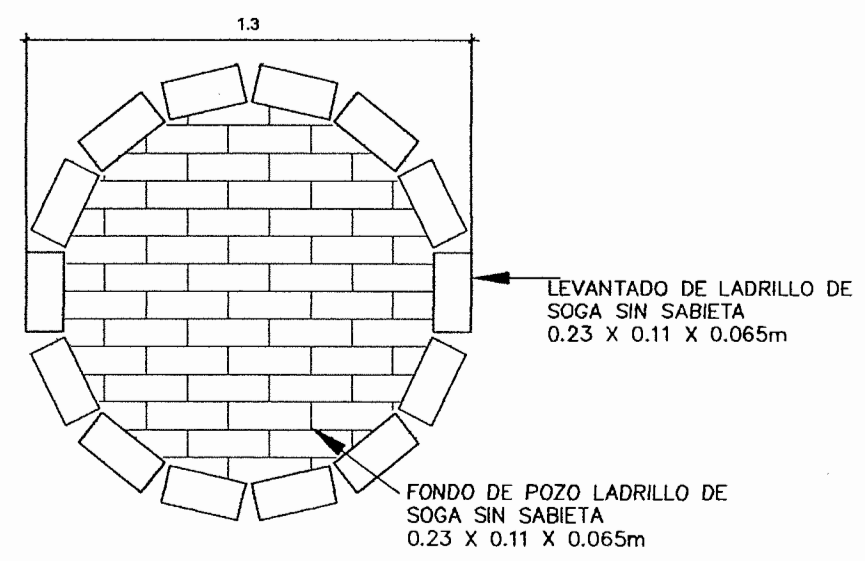




DETALLE DE POZO DE ABSORCION
ESC 1/10



PLANTA DE POZO DE ABSORCION
ESC 1/10



DETALLE DE AREA DE ABSORCION DEL POZO
ESC 1/10

POZOS DE ABSORCIÓN:

SE CONSTRUIRAN POZOS DE ABSORCIÓN DE LADRILLO TAYUYO DE ACUERDO A LA LOCALIZACION INDICADA EN LOS PLANOS, DEBIENDO TOMAR EN CUENTA LA PROFUNDIDAD TOTAL DEL POZO DESPUES DE ANALIZAR CADA UNO DE LOS DETALLES.

EL LADRILLO TAYUYO DEBERA CUMPLIR CON LA NORMA COGUANOR NGO 703 O ASTM A615 EN LO REFERENTE A CALIDAD, DIMENSIONES, ABSORCION Y CLASIFICACION POR RESISTENCIA. ESTE DEBE SER COLOCADO DE PUNTA Y DE SOGA A LA ALTURA QUE SE INDICA EN LOS PLANOS.

EL ARMADO DE ACERO DE REFUERZO PARA LAS TAPADERAS DEBE CUMPLIR CON LA NORMA ASTM 703 O A615 O SU EQUIVALENTE COGUANOR NGO 3611.

SE DEBERA REALIZAR CON MANO DE OBRA ESPECIALIZADA CON EL FIN DE OBTENER UNA COLCACION DE HIERRO DE ACUERDO A LOS PLANOS.

EL HIERRO DEBE QUEDAR DEBIDAMENTE AMARRADO, CON EL FIN DE EVITAR POSIBLES DESPLAAMIENTOS AL MOMENTO DE LA FUNDICION.

EL RELLENO PARA LA CIMENTACION DEBERA SER COMPACTADO, UTILIZO MATERIALES LIBRES DE MATERIA ORGANICA, RIPIO BASURA Y OTROS CONTAMINANTES

Universidad de San Carlos de Guatemala
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S		ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COLONIA MIRALINDA, BARRIO EL CARMEN, SOLOLA		FECHA: MAYO 2013
CONTENIDO: DETALLE DE POZOS DE ABSORCION		PROF.: ROMEO TOBAR
RODADO: ROMEO TOBAR		PROF.: ROMEO TOBAR
CALIDAD: ROMEO TOBAR		PROF.: ROMEO TOBAR
DISEÑADO POR: SILVIO ROMÁN SERRANO		PROF.: SILVIO ROMÁN SERRANO
RODADO POR: ROMEO TOBAR		PROF.: ROMEO TOBAR



Diseño hidráulico del sistema de alcantarillado sanitario para la colonia Miralinda, barrio El Carmen, Sololá

De	A	RELACIONES HIDRAULICAS (PRESENTE)					RELACIONES HIDRAULICAS (FUTURO)					COTAS INVERT		ALTURA DE POZO		Excavacion	m3	ok	
		PV	PV	q/Q	v/V	a/A	d/D	v (presente)	q/Q	v/V	a/A	d/D	v (futuro)	SALIDA	ENTRADA				INICIO
1	2	0.015204	0.360	0.042	0.0870	1.44	0.035092	0.468	0.07400	0.1200	1.87	1019.35	1014.63	1.40	1.40	32.80	ok		
2	3	0.019095	0.368	0.042	0.0800	1.93	0.043818	0.920	0.39000	0.4200	4.82	1014.60	1005.66	1.43	1.41	36.53	ok		
3	4	0.045374	0.480	0.08	0.1300	1.33	0.103804	0.624	0.14000	0.2000	1.73	1005.63	1004.15	1.44	1.40	22.09	ok		
12	13	0.016689	0.370	0.042	0.0800	0.61	0.038789	0.479	0.07800	0.1320	0.79	1029.62	1027.90	1.40	3.1	112.74	ok		
13	14	0.027421	0.430	0.053	0.1000	0.49	0.059447	0.540	0.10000	0.1600	0.61	1027.87	1027.16	3.16	2.38	129.45	ok		
14	15	0.015032	0.360	0.042	0.0870	1.15	0.031814	0.456	0.07000	0.1200	1.46	1027.13	1024.06	2.41	1.40	45.35	ok		
15	16	0.0148	0.360	0.04	0.0850	1.17	0.0312	0.456	0.06100	0.1100	1.49	1024.03	1020.40	1.43	1.39	38.00	ok		
16	17	0.065274	0.568	0.117	0.1700	0.48	0.139556	0.692	0.19000	0.2450	0.58	1020.37	1020.16	1.42	2.51	47.08	ok		
17	18	0.066	0.568	0.11	0.1700	0.48	0.1398	0.710	0.20000	0.2600	0.60	1020.13	1019.73	2.54	3.71	138.81	ok		
18	19	0.0189	0.390	0.05	0.0900	1.46	0.0434	0.500	0.08700	0.1400	1.88	1019.70	1014.55	3.74	2.09	90.87	ok		
19	20	0.0253	0.426	0.059	0.1100	1.71	0.0555	0.538	0.05500	0.1030	0.16	1014.52	1007.81	2.12	1.80	64.53	ok		
20	4	0.0291	0.444	0.06	0.1100	1.54	0.0641	0.560	0.11000	0.1700	1.94	1007.78	1004.14	1.83	1.41	38.83	ok		
4	5	0.0885	0.615	0.14	0.2000	2.06	0.1969	0.770	0.25000	0.3000	2.58	1004.11	998.58	1.44	1.42	55.35	ok		
5	5.1	0.0325	0.460	0.072	0.1200	4.20	0.0722	0.577	0.11700	0.1700	5.27	998.55	992.44	1.45	1.41	9.11	ok		
5.1	6	0.0672	0.568	0.11	0.1700	2.51	0.1494	0.716	0.20000	0.2600	3.16	992.41	990.24	1.44	1.39	13.17	ok		
6	7	0.0936	0.624	0.14	0.2000	1.98	0.2079	0.790	0.26	0.3100	2.51	990.21	989.32	1.42	1.39	10.52	ok		
7	8	0.1137	0.669	0.17	0.2300	1.74	0.252968	0.830	0.29000	0.3400	2.16	989.29	988.39	1.42	1.40	15.31	ok		
8	9	0.2673	0.840	0.31	0.3500	0.95	0.594385	1.030	0.56000	0.5600	1.17	988.36	988.31	1.43	1.47	5.43	ok		
9	10	0.1605	0.740	0.22	0.2800	1.45	0.356960	0.910	0.38000	0.4100	1.78	988.28	987.33	1.50	1.42	31.12	ok		
19	22	0.0121	0.340	0.035	0.0770	1.25	0.026644	0.432	0.06000	0.1100	1.59	1015.23	1006.12	1.40	1.43	74.08	ok		
21	22	0.0114	0.334	0.034	0.0750	1.78	0.026280	0.430	0.06000	0.1100	2.29	1019.40	1006.13	1.40	1.42	51.66	ok		
22	23	0.0834	0.600	0.13	0.1900	0.86	0.187661	0.760	0.24000	0.2900	1.12	1006.09	1005.03	1.46	1.43	55.30	ok		
23	24	0.0191	0.393	0.05	0.09	2.54	0.042920	0.490	0.08500	0.1400	3.16	1005.00	1000.66	1.46	1.35	12.30	ok		
24	25	0.0230	0.414	0.055	0.1	2.22	0.051698	0.522	0.096	0.15	2.80	1000.63	994.72	1.38	1.41	23.10	ok		
25	26	0.0248	0.42	0.57	0.1	2.08	0.055840	0.53	0.1	0.16	2.63	994.69	991.22	1.44	1.41	16.49	ok		
26	27	0.1985	0.77	0.25	0.3	0.48	0.446724	0.97	0.46	0.47	0.60	991.19	991.17	1.44	1.42	7.20	ok		
27	29	0.1858	0.76	0.24	0.29	0.61	0.418218	0.95	0.43	0.45	0.76	991.14	990.93	1.45	3.27	60.69	ok		
20	28	0.0060	0.28	0.02	0.057	1.27	0.014009	0.36	0.04	0.085	1.64	1008.21	1003.10	1.40	1.40	27.67	ok		
28	29	0.0278	0.43	0.06	0.11	1.65	0.063734	0.56	0.11	0.17	2.15	1003.07	992.79	1.43	1.41	77.48	ok		
29	10	0.0935	0.624	0.147	0.2	1.83	0.209707	0.79	0.265	0.31	2.32	990.90	987.33	3.30	1.42	83.41	ok		
10	11	0.1945	0.776	0.25	0.3	2.34	0.427666	0.96	0.44	0.46	2.90	987.30	985.84	1.45	1.39	18.66	ok		
11												985.81	985.81	1.42	1.45		ok		
Total Excavacion																1445.10			

PV	Altura
1	1.40
2	1.43
3	1.44

12	1.40
13	3.16
14	2.41
15	1.43
16	1.42
17	2.54
18	3.74
19	2.12
20	1.83

4	1.44
5	1.45
5.1	1.44
6	1.42
7	1.42
8	1.43
9	1.50

19	2.12
----	------

21	1.40
----	------

22	1.46
23	1.46
24	1.38
25	1.44
26	1.44
27	1.45

20	1.83
28	1.43

29	3.30
----	------

10	1.45
11	1.42