



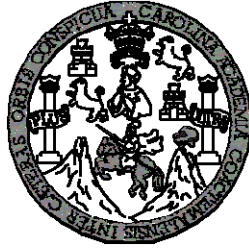
Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de ingeniería
Escuela de ingeniería civil

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO
PARA EL BARRIO EL CENTRO Y SISTEMA DE
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL BARRIO LA
TEJERA, MUNICIPIO DE SAN JUAN ERMITA, DEPARTAMENTO
DE CHIQUIMULA**

Oscar Rolando Martínez Jordán
Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, marzo de 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO
PARA EL BARRIO EL CENTRO Y SISTEMA DE
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL BARRIO LA
TEJERA, MUNICIPIO DE SAN JUAN ERMITA, DEPARTAMENTO
DE CHIQUIMULA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

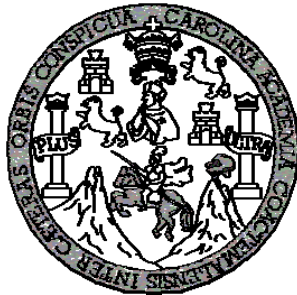
OSCAR ROLANDO MARTÍNEZ JORDÁN
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MARZO DE 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing.	Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing.	Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing.	Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Ing.	Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br.	Luis Pedro Ortiz de León
VOCAL V	P.A.	José Alfredo Ortiz Herincx
SECRETARIO	Ing.	Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing.	Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing.	Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Ing.	Christa del Rosario Classon de Pinto
EXAMINADOR	Ing.	Hugo Leonel Montenegro Franco
SECRETARIA	Inga.	Marcia Ivónne Véliz Vargas

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 ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL BARRIO EL CENTRO Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL BARRIO LA TEJERA, MUNICIPIO DE SAN JUAN ERMITA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 2 de marzo de 2010.



OSCAR ROLANDO MARTÍNEZ JORDÁN



Guatemala 27 de octubre de 2010.
Ref.EPS.DOC.1069.10.10.

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Oscar Rolando Martínez Jordán** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200512102**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **"DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL BARRIO EL CENTRO Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL BARRIO LA TEJERA, MUNICIPIO DE SAN JUAN ERMITA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA"**.

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. Juan Merck Cos
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil

c.c. Archivo
JMC/ra





Guatemala, 27 de octubre de 2010.

Ref.EPS.D.713.10.10

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

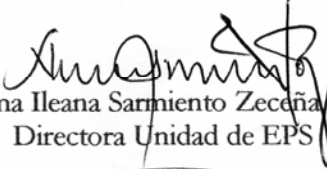
Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL BARRIO EL CENTRO Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL BARRIO LA TEJERA, MUNICIPIO DE SAN JUAN ERMITA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Oscar Rolando Martínez Jordán**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Juan Merck Cos.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"


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

NISZ/ra





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



Guatemala,
28 de octubre de 2010

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

Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL BARRIO EL CENTRO Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL BARRIO LA TEJERA, MUNICIPIO DE SAN JUAN ERMITA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Oscar Rolando Martínez Jordán, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

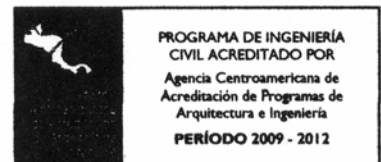
Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
Revisor por el Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.

Más de 130 Años de Trabajo Académico y Mejora Continua

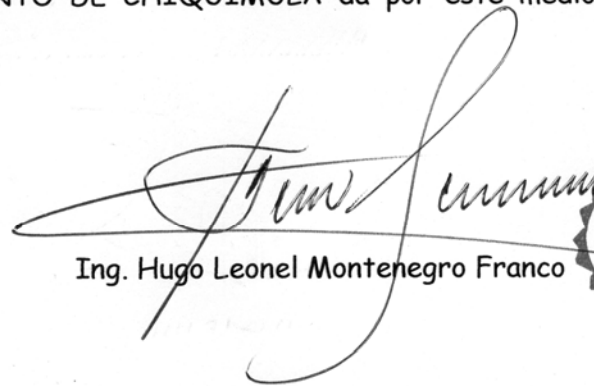




UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Merck Cos y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Oscar Rolando Martínez Jordán, titulado DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL BARRIO EL CENTRO Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL BARRIO LA TEJERA, MUNICIPIO DE SAN JUAN ERMITA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



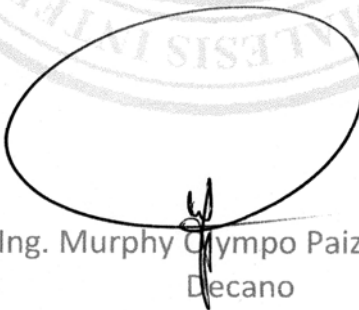
Guatemala, marzo de 2011

/bbdeb.



El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL BARRIO EL CENTRO Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL BARRIO LA TEJERA, MUNICIPIO DE SAN JUAN ERMITA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA**, presentado por el estudiante universitario **Oscar Rolando Martínez Jordán**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
Decano

Guatemala, 14 de marzo de 2011

/gdech



AGRADECIMIENTOS A:

- DIOS** Por estar conmigo en todo momento, darme sabiduría, dirección, fuerza, protección y permitirme lograr este triunfo.
- MIS PADRES** Oscar Rolando Martínez Guerra (q.e.p.d.) y Ana Isabel Jordán Portillo. Por sus múltiples sacrificios, apoyo y amor incondicional que me brindaron, a ellos agradezco este triunfo alcanzado.
- MI ESPOSA E HIJO** Neisi Ulmaria Portillo Guerra y Oscar. Por su cariño, amor y sus buenos consejos, los llevo siempre en mi corazón.
- MI ABUELA** Por su cariño y consejos.
- MI HERMANA** Dunia Isabel, esposo e hija. Con cariño y aprecio, por su comprensión y apoyo, que mi triunfo sea un ejemplo para que sigan adelante.
- MIS TÍOS Y PRIMOS** Por todo su apoyo incondicional.
- MIS AMIGOS Y
COMPAÑEROS** A todos los que de una u otra forma contribuyeron con conocimientos, motivación y consejos para alcanzar este triunfo.

**LA UNIVERSIDAD
DE SAN CARLOS**

En especial a la Facultad de Ingeniería, por darme la oportunidad de expandir mis conocimientos científicos, técnicos y éticos en tan prestigiosa casa de estudios.

ING. JUAN MERCK

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

**A LA MUNICIPALIDAD
DE SAN JUAN ERMITA**

Por permitirme realizar mi Ejercicio Profesional Supervisado en sus instalaciones.

A todas las personas que de alguna manera colaboraron en la realización del siguiente trabajo de graduación, que Dios los bendiga y los llene de éxitos en el futuro.

ACTO QUE DEDICO A:

MIS PADRES

Oscar Rolando Martínez Guerra y Ana Isabel Jordán Portillo. Hoy soy quién quería ser, quién querían que fuese, hoy soy y todo se los debo a ustedes, que esto sea una mínima recompensa a sus sacrificios.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XI
RESUMEN	XV
OBJETIVOS	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX
1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN ERMITA	1
1.1. Generalidades	1
1.1.1. Límites y localización	1
1.1.2. Accesos y comunicaciones	1
1.1.3. Topografía e hidrografía	2
1.1.4. Aspectos climáticos	2
1.1.5. Actividades económicas	3
1.1.6. Aspectos poblacionales	3
1.1.7. Educación	4
1.1.8. Recurso agua	5
1.2. Principales necesidades del municipio	6
1.2.1. Sistema de alcantarillado sanitario	6
1.2.2. Abastecimientos de agua potable	6
2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	7
2.1. Diseño de la red de alcantarillado sanitario para el barrio el Centro	7
2.1.1. Descripción general del proyecto	7

2.1.2.	Levantamiento topográfico	7
2.1.2.1.	Planimetría	7
2.1.2.2.	Altimetría	8
2.1.3.	Descripción del sistema por utilizar	8
2.1.4.	Partes de un alcantarillado	9
2.1.4.1.	Colector	9
2.1.4.2.	Pozos de visita	9
2.1.4.3.	Conexione domiciliare	10
2.1.5.	Período de diseño	11
2.1.6.	Población futura	12
2.1.7.	Determinación de caudales	12
2.1.7.1.	Dotación	13
2.1.7.2.	Factor de retorno al sistema	13
2.1.7.3.	Caudal sanitario	13
2.1.7.3.1.	Caudal domiciliar	13
2.1.7.4.	Caudal industrial	14
2.1.7.5.	Caudal comercial	14
2.1.7.6.	Caudal por conexiones ilícitas	15
2.1.7.7.	Caudal por infiltración	16
2.1.7.8.	Caudal medio	16
2.1.7.9.	Factor de caudal medio	16
2.1.7.10.	Factor Harmond	17
2.1.7.11.	Caudal de diseño	17
2.1.8.	Fundamentos hidráulicos	18
2.1.8.1.	Ecuación de Manning para flujo en canales	18
2.1.8.2.	Relaciones de diámetro y caudales	18
2.1.8.3.	Relaciones hidráulicas	20
2.1.8.4.	Diámetro del colector	20

2.1.8.5.	Profundidad del colector	21
2.1.8.5.1.	Profundidad mínima del colector	22
2.1.8.5.2.	Ancho de la zanja	22
2.1.8.5.3.	Volumen de excavación	23
2.1.8.5.4.	Cotas Invert	24
2.1.8.6.	Ubicación de los pozos de visita	25
2.1.8.7.	Profundidad de los pozos de visita	25
2.1.9.	Características de las conexiones domiciliarias	28
2.1.9.1.	Diseño hidráulico	28
2.1.9.2.	Ejemplo de diseño de un tramo	29
2.1.10.	Propuesta de tratamiento	33
2.1.10.1.	Diseño de fosa séptica	34
2.1.10.2.	Pozos de absorción	38
2.1.11.	Administración, operación y mantenimiento	38
2.1.12.	Elaboración de planos	41
2.1.13.	Elaboración de presupuesto	41
2.1.14.	Evaluación socio-económica	43
2.1.14.1.	Valor presente neto	43
2.1.14.2.	Tasa interna de retorno	45
2.1.15.	Evaluación del Impacto ambiental	46
2.2.	Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para el barrio la Tejera	66
2.2.1.	Descripción del proyecto	66
2.2.2.	Aforos, dotación y tipo de servicio	66
2.2.3.	Tasa de crecimiento poblacional	67
2.2.4.	Período de diseño, población futura	67
2.2.5.	Factores de consumo y caudales	68
2.2.5.1.	Caudal medio diario	69
2.2.5.2.	Caudal máximo diario	70

2.2.5.3.	Caudal máximo horario	71
2.2.6.	Calidad del agua y sus normas	71
2.2.6.1.	Análisis bacteriológico	72
2.2.6.2.	Análisis fisicoquímico	72
2.2.7.	Fórmulas, coeficientes y diámetros de tuberías	73
2.2.8.	Presiones y velocidades	74
2.2.9.	Levantamiento topográfico	76
2.2.9.1.	Planimetría	76
2.2.9.2.	Altimetría	77
2.2.10.	Diseño hidráulico del sistema	77
2.2.10.1.	Captación	77
2.2.10.2.	Línea de conducción	78
2.2.10.3.	Tanque de distribución	80
2.2.10.3.1.	Cálculo del volumen	81
2.2.10.3.2.	Diseño estructural del tanque	82
2.2.10.4.	Red de distribución	89
2.2.10.5.	Sistema de desinfección	91
2.2.10.6.	Obras de arte	91
2.2.10.6.1.	Válvulas de limpieza	91
2.2.10.6.2.	Válvulas de aire	92
2.2.11.	Administración, operación y mantenimiento	93
2.2.12.	Propuesta de tarifa	95
2.2.13.	Elaboración de planos	96
2.2.14.	Elaboración de presupuesto	97
2.2.15.	Evaluación socio-económica	99
2.2.15.1.	Valor presente neto	99
2.2.15.2.	Tasa interna de retorno	100
2.2.16.	Evaluación de impacto ambiental	101

CONCLUSIONES	105
RECOMENDACIONES	107
BIBLIOGRAFÍA	109
APÉNDICES	111

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Pozo de visita	12
2	Conexión domiciliar	13
3	Sección parcialmente llena	22
4	Forma de medir cota invert	28
5	Caso especial cota invert	29
6	Conexión domiciliar	33
7	Diagrama de momentos	77
8	Geometría y diagrama de presiones sobre el muro	78

TABLAS

I	Dotaciones indicadas en las normas de diseño	15
II	Profundidad mínima del colector tubería de concreto	26
III	Profundidad mínima del colector tubería de PVC	26
IV	Ancho de zanja	26
V	Diámetros mínimos de pozos de visita	32
VI	Bases generales de diseño proyecto de alcantarillado sanitario	34
VII	Verificación de especificaciones hidráulicas	37
VIII	Métodos de limpieza para alcantarillado sanitario	46
IX	Presupuesto de alcantarillado sanitario del barrio El Centro	49

X	Bases generales de diseño sistema de abastecimiento de agua potable	68
XI	Área de acero y espaciamiento	77
XII	Momento estabilizante en el muro	79
XIII	Presupuesto del sistema de abastecimiento de agua potable del barro la Tejera	90
XIV	Diseño del sistema de alcantarillado sanitario, barrio El Centro	115
XV	Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable, barrio La Tejera	119

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
Q	Caudal
Qmd	Caudal máximo diario
Qmh	Caudal máximo horario
cm	Centímetro
PVC	Cloruro de polivinilo (material de tubo plástico)
C	Coefficiente de rugosidad
D	Diámetro
Dot	Dotación
FDM	Factor de día máximo
FHM	Factor de hora máxima
Hab	Habitante
HG	Hierro galvanizado
h	Hora
ACI	Instituto Americano del Concreto
INFOM	Instituto de Fomento Municipal
km	Kilómetro
l	Litros
m	Metro
mca	Metros columna de agua
MSNM	Metros sobre el nivel del mar
mm	Milímetros
Hf	Pérdida de carga

N	Período de diseño
s	Segundo
UNEPAR	Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales

GLOSARIO

Accesorios	Elementos secundarios en los ramales de tuberías, tales como: codos, niples, coplas, tees, válvulas, etc.
Acueducto	Serie de conductos, a través de los cuales se traslada agua de un punto hacia a otro.
Aeróbico	Condición en la cual hay presencia de oxígeno.
Aforo	Operación que consiste en medir el caudal de una fuente.
Agua potable	Es aquella sanitariamente segura, además de ser inodora, incolora y agradable a los sentidos.
Aguas residuales	Son los desperdicios líquidos y sólidos transportados por agua procedentes de viviendas, establecimientos industriales y comerciales.
Anaeróbico	Condición en la cual no se encuentra presencia de oxígeno.
Área	Espacio de tierra comprendido entre ciertos límites.
Azimut	Ángulo horizontal referido a un norte magnético o arbitrario, su rango va desde 0° a 360°.

Banco de marca	Punto en la altimetría cuya altura se conoce y se utilizará para determinar alturas siguientes.
Bases de diseño	Son las bases técnicas adaptadas para el diseño del proyecto.
Candela	Fuente donde se reciben las aguas negras provenientes del interior de la vivienda y que conduce éstas mismas, al colector del sistema de drenaje.
Carga dinámica	Es la suma de las cargas de velocidad ($V^2/2g$) y de presión.
Carga estática	Es la diferencia de alturas que existe entre la superficie libre de una fuente de abastecimiento y un punto determinado del acueducto. Viene expresada en metros columna de agua (mca).
Caudal	Es el volumen de agua que pasa por unidad de tiempo, en un determinado punto de observación, en un instante dado.
Censo	Es toda la información sobre la cantidad de población, en un período de tiempo determinado la cual brinda y facilita una descripción de los cambios que ocurren con el paso del tiempo.
Colector	Conjunto de tuberías, pozos de visita y obras accesorias que se utilizarán para la descarga de las aguas servidas o aguas de lluvia.

Compactación del suelo	Procedimiento que consiste en aplicar energía al suelo suelto para consolidarlo y eliminar espacios vacíos, aumentando así su densidad y, en consecuencia, su capacidad para soporte de cargas.
Conexión domiciliar	Tubería que conduce las aguas negras desde el interior de la vivienda, hasta la candela.
Cota de terreno	Altura de un punto del terreno, haciendo referencia a un nivel determinado.
Cotas Invert	Son las alturas o cotas de la parte inferior de una tubería ya instalada.
Densidad de vivienda	Relación existente entre el número de viviendas por unidad de área.
Descarga	Lugar donde se descargan las aguas servidas o negras que provienen de un colector.
Desfogue	Salida del agua de desecho en un punto determinado.
Desinfección	Eliminación de bacterias patógenas que existen en el agua mediante procesos químicos.
Dotación	Es la cantidad de agua necesaria para consumo de una persona por día.

Especificaciones	Son normas generales y técnicas de construcción con disposiciones especiales o cualquier otro documento que se emita antes o durante la ejecución de un proyecto.
Estiaje	Es la época del año, en la que los caudales de las fuentes de agua descienden al nivel mínimo.
Nivelación	Es un procedimiento de campo que se realiza para determinar las elevaciones en puntos determinados.
Pérdida de carga	Es el cambio que experimenta la presión, dentro de la tubería, por motivo de la fricción.
Perfil	Delineación de la superficie de la tierra, según su latitud y altura, referidas a puntos de control.
Pozo de visita	Estructura subterránea que sirve para cambiar de dirección, pendiente, diámetro, y para iniciar un tramo de tubería.
Tirante	Altura de las aguas residuales dentro de una tubería o un canal abierto.
Topografía	Es el arte de representar un terreno en un plano, con su forma, dimensiones y relieve.
Tramo	Es el comprendido entre los centros de dos pozos de visita consecutivos.
Tramo inicial	Primer tramo a diseñar o construir en un drenaje.

RESUMEN

Este trabajo de graduación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado realizado en el municipio de San Juan Ermita, Chiquimula; el cual tiene como objetivo fundamental, proporcionar soluciones técnicas a las necesidades reales de la población.

Está dividido en dos fases muy importantes: la fase de investigación, contiene la monografía y un diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio; la segunda fase, servicio técnico profesional, abarca el desarrollo del diseño hidráulico de los sistemas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado sanitario. Ambos proyectos fueron seleccionados con base en el diagnóstico practicado conjuntamente con autoridades municipales y pobladores beneficiados.

El diseño hidráulico del sistema de abastecimiento de agua potable presenta los aspectos técnicos, tales como: topografía, diseño hidráulico, operación y mantenimiento, exámenes de laboratorio, elaboración de planos y presupuesto; todos bajo las normas y parámetros que lo rigen. Con este proyecto se espera beneficiar a 246 habitantes para un periodo de diseño de 20 años.

Para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario se partió del levantamiento topográfico. Con esta información de campo se procedió al cálculo del caudal de diseño y posteriormente al diseño hidráulico, comprobando las relaciones d/D , q/Q y v/V ; todos bajo las normas y parámetros que lo rigen. Posteriormente se elaboraron los planos y el presupuesto.

OBJETIVOS

General

Diseñar los sistemas de abastecimiento de agua potable del barrio La Tejera y alcantarillado sanitario para el barrio El Centro, municipio de San Juan Ermita, Chiquimula.

Específicos

1. Desarrollar una investigación monográfica y un diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de San Juan Ermita, Chiquimula.
2. Capacitar a los miembros del Comité Pro-Mejoramiento del municipio de San Juan Ermita; con respecto a la operación y mantenimiento de los sistemas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado sanitario.

INTRODUCCIÓN

En todo proceso de transformación encaminado a mejorar el nivel de vida de los habitantes de determinada región, juegan un papel importante las políticas de desarrollo, que tienen por objetivo promover un cambio positivo en el modo de vida de los pueblos. Entre los proyectos que contribuyen a realizar estos cambios en las comunidades, están aquellos destinados a satisfacer las necesidades básicas de cada uno de sus pobladores.

Los sistemas de abastecimiento de agua potable son un elemento vital en la vida del hombre, tanto para su desarrollo individual como colectivo, debido a que la escasez o falta de ésta puede provocar problemas de salubridad en una comunidad, problemas de desarrollo industrial e incluso afectar la apariencia estética de la localidad. De aquí que cada comunidad debe tener un abastecimiento de agua potable en cantidad suficiente y en calidad adecuada.

Así también en todo lugar o población dotados de agua potable, se requiere de un sistema de evacuación de aguas negras, ya que la falta de éste produce una alteración en los sistemas ambientales, tanto al edáfico como al hídrico, siendo responsables de una serie de enfermedades parasitarias. Por otra parte, la Ingeniería Sanitaria indica que el saneamiento básico es un factor necesario para la prevención de estos males.

Este trabajo de graduación presenta el diseño de los sistemas de abastecimiento de agua potable para el barrio La Tejera y alcantarillado sanitario para el barrio El Centro, municipio de San Juan Ermita, Chiquimula, en respuesta a las diferentes circunstancias expuestas a los párrafos anteriores, seleccionados con base en una evaluación y priorización de necesidades de dicha comunidad.

1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN ERMITA

1.1. Generalidades

1.1.1. Límites y localización

El municipio de San Juan Ermita pertenece al departamento de Chiquimula, que es parte de la región nororiente o región III de Guatemala. Se ubica en la latitud norte de 14°46'12" y longitud oeste de 91°10'58". Colinda al norte con el municipio de Jocotán; al sur con el municipio de Esquipulas; al este con los municipios de San Jacinto y Quetzaltepeque y al oeste con el municipio de Olopa, todos municipios del departamento de Chiquimula.

1.1.2. Accesos y comunicaciones

Para llegar desde la cabecera departamental al municipio, se utiliza la ruta CA-10, llegando a la altura de la aldea Vado Hondo en el kilómetro 177. Desde este punto, se desvía por la ruta CA-11 que se dirige a la frontera de Honduras (El Florido). Al llegar al kilómetro 187,5 se encuentra la cabecera municipal de San Juan Ermita. La cabecera municipal se comunica con sus aldeas y caseríos, por medio de carreteras de terracería transitables en cualquier época del año, en vehículo de doble transmisión, algunos de estos tramos están pavimentados, o por veredas que se recorren a pie o en bestia.

1.1.3. Topografía e hidrografía

En el municipio de San Juan Ermita predominan las pendientes superiores a 55%, que ocupan el 52% del área del municipio; siguen las que se encuentran en un rango de 26-36%, que ocupan el 30% del área del territorio municipal; las pendientes entre 36-55%, ocupan el 10% del área del municipio; solamente el 6% del territorio es apto para cultivos y son áreas localizadas principalmente en vegas de ríos, riachuelos y quebradas, presentando pendientes entre 0-12% y, además, existen pequeñas extensiones correspondientes al 2% que presentan pendiente de 12-26%.

Debido a estas características se considera el terreno de este municipio como quebrado u ondulado. El municipio está a 434,58 metros sobre el nivel del mar.

En el municipio predomina la micro cuenca del río Carcaj, que ocupa el 70% del área del municipio, en segundo lugar está la del río Shataqué que abarca un 26% del territorio del municipio; con porcentajes entre 1 y 2% se encuentra el río San Nicolás y las quebradas Morguán y Torja. Su hidrología es muy excelente, puesto que en la mayoría de comunidades se cuenta con pequeños nacimientos de agua o riachuelos.

1.1.4. Aspectos climáticos

La temperatura media anual oscila entre 23 °C y 25 °C; la precipitación pluvial varía entre 110 y 1 600 mm³. En el municipio de San Juan Ermita se identifican dos zonas de vida: el bosque húmedo subtropical templado (bh-S(t)) que ocupa el 82% del área del municipio y el bosque seco subtropical (bs-S) con el porcentaje restante, que corresponde al 18%.

1.1.5. Actividades económicas

En el municipio de San Juan Ermita, un 92% de la población económicamente activa se dedica a la agricultura, este fenómeno está asociado a un bajo nivel de escolaridad y escasa o ninguna preparación para el trabajo, en consecuencia los ingresos son bajos y la dependencia de los recursos naturales es alta. El 4% se ocupa en artes mecánicas y otros oficios; el 3% esta ocupado en servicios y comercio y el 1% corresponde a operadores de máquinas agrícolas.

En el municipio no se cuenta con actividades que generen fuente de empleo permanente para sus habitantes del área urbana y la rural, la única actividad que genera trabajo en mano de obra no calificada en el municipio es la del “jornalero”, en actividades agropecuarias, de la construcción y en la extracción y procesamiento de minerales existentes, principalmente en el área rural, siendo estos trabajos temporales, con salarios que oscilan de Q.35.00 a Q50.00 por día. Otra fuente de empleo, es el de formar parte del sistema estatal, ya que muchos habitantes poseen títulos del nivel medio y consiguen emplearse en el magisterio u otro ministerio, con predominio en el área urbana.

1.1.6. Aspectos poblacionales

La población del municipio de San Juan Ermita es actualmente de 16 003 habitantes, de los cuales el 83% es no indígena y el 17% es indígena; ésta se distribuye en 39 centros poblados. La distribución de la población urbana y rural en el municipio de San Juan Ermita es del 12% para el área urbana y el 88% para el área rural.

El área urbana está conformada por la cabecera municipal y aldeas como Los Planes y Veguitas, que son comunidades con distribución continua y con población similar a la de la cabecera municipal. En la población por rangos de edad predomina la población de edad productiva, representada por el 43% del total; en segundo lugar está el grupo entre 7 y 14 años (22%) y en tercer lugar se encuentra el grupo menor de 6 años (21%); el grupo entre los 15 y 17 años comprende solamente el 7% de la población del área de estudio. La población mayor a 60 años representa el 8%, lo cual indica que la expectativa de vida es muy baja, esto se relaciona directamente con las características de desnutrición y pobreza entre otros.

1.1.7. Educación

La educación formal en el municipio de San Juan Ermita está conformada por varios sectores y niveles; dentro de estos sectores participa el sector oficial, sector privado, sector por cooperativa y sector municipal; cubriendo los niveles pre-primario, primario, nivel medio sólo el ciclo básico, en cuanto al diversificado tiene que hacerse en otros municipios, ya que este municipio no cuenta con un establecimiento en este nivel.

Según el Plan Estratégico de Planificación de la municipalidad de San Juan Ermita, el 45% de la población carece de cualquier nivel de estudios, el 47% cuenta con educación primaria y solamente el 7% de la población tiene educación media; en cuanto a la educación superior las cifras son más dramáticas, debido a que el porcentaje de personas con educación superior es menor al 0.5%, lo que quiere decir que por cada doscientos habitantes hay únicamente una persona universitaria.

Actualmente el total de alumnos inscritos en primaria es de 1 890 alumnos y el total de la población de los 7 a los 14 años es de 2 607 personas, de lo que se deduce que el 28% de esta población no asiste a la escuela primaria. Entre las principales causas de estos problemas se tiene los de origen económico, migración de la familia, falta de voluntad de padres e hijos, falta de establecimientos educativos y falta de estrategias pedagógicas que contribuyan con la retención de la niñez en la escuela.

1.1.8. Recurso agua

El municipio de San Juan Ermita a pesar de contar con 90 nacimientos y 7 ojos de agua, carece de un sistema que satisfaga las necesidades de la población.

Las comunidades que mantienen organización en cuanto administración, operación y mantenimiento de los sistemas de agua potable son: aldea Los Planes, aldea Buena Vista, aldea Caulotes, aldeas Tasharjá y Los Encuentros, los demás sistemas son manejados informalmente por vecinos de manera empírica, por lo que en algunos casos existen deficiencias en la prestación del servicio, existiendo inclusive acueductos que suministran el vital líquido a la población de manera intermitente e inclusive de 2 o 3 horas cada tres días.

1.2. Diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de San Juan Ermita

1.2.1. Descripción de las necesidades

A través de una encuesta sanitaria y entrevistas realizadas a las autoridades y líderes de la aldea, se determinaron las necesidades que a continuación se puntualizan:

- Sistema de abastecimiento de agua potable para el barrio La Tejera: actualmente no cuenta con un sistema adecuado, eficiente y capaz de satisfacer las necesidades de toda la comunidad, debido que ha finalizado su período de diseño, lo que hace imperativo diseñar un sistema que proporcione una dotación sanitariamente segura.
- Sistema de alcantarillado sanitario del barrio El Centro: la carencia de un sistema apropiado para disposición de aguas servidas crea alteraciones y problemas de distinta índole.
- Salón comunal: la población se ve afecta por la falta de un lugar apropiado, para el montaje de actividades socioculturales y eventos importantes en la comunidad.

1.2.2. Evaluación y priorización de las necesidades

Considerando los criterios tanto de las autoridades municipales, como de los comités, se priorizaron las necesidades de la forma siguiente.

- Sistema de abastecimiento de agua potable para el barrio La Tejera.
- Sistema de alcantarillado sanitario para el barrio El Centro.
- Salón comunal para el barrio El Centro.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño de la red de alcantarillado sanitario del barrio El Centro

2.1.1. Descripción general del proyecto

El proyecto consiste en diseñar el sistema de alcantarillado sanitario, cumpliendo con normas de diseño del INFOM, para un período de diseño de 20 años, tomando en cuenta una dotación de 150 l/hab/día, con un factor de retorno de 0,80. La cantidad actual de viviendas a servir es de 108, con una densidad poblacional de 6 habitantes por vivienda y una tasa de crecimiento de 2,50%.

El sistema de alcantarillado sanitario posee una longitud total de 1 500 m, 22 pozos de visita de diversas profundidades, 108 conexiones domiciliarias y un tratamiento primario.

2.1.2. Levantamiento topográfico

2.1.2.1. Planimetría

El levantamiento planimétrico, sirve para localizar la red dentro de las calles, ubicar los pozos de visita y en general ubicar todos aquellos puntos de importancia. Para el levantamiento planimétrico, se utilizan diferentes métodos, el utilizado para éste trabajo fue el de conservación del azimut con vuelta de campana. El equipo utilizado fue un Teodolito Sokisha modelo TM20E, un estadal, plomada y una cinta métrica.

2.1.2.2. Altimetría

El levantamiento que se realizó, fue de primer orden por tratarse de un proyecto de drenajes, en que la precisión de los datos es muy importante. Para el trabajo se utilizó un nivel de precisión marca Wild modelo N24, un estadal, plomadas, así como cinta métrica.

2.1.3. Descripción del sistema por utilizar

De acuerdo con su finalidad, existen tres tipos de alcantarillado. La selección o adopción de uno de estos sistemas dependerá de un estudio minucioso de factores, tanto topográficos como funcionales, pero quizás el más importante es el económico.

- a) Alcantarillado sanitario: recoge las aguas servidas domiciliarias, como, baños, cocinas, lavados y servicios; las de residuos comerciales, como, restaurantes y garages; las de residuos industriales e infiltración.
- b) Alcantarillado pluvial: recoge únicamente las aguas de lluvia que concurren al sistema.
- c) Alcantarillado combinado: posee los caudales antes mencionados (sanitario y pluvial).

En este caso se diseñará un sistema de alcantarillado sanitario, porque sólo se recolectarán aguas servidas domiciliarias.

2.1.4. Partes de un alcantarillado

2.1.4.1. Colector

Es el conducto principal. Se ubica generalmente en el centro de las calles. Transporta todas las aguas servidas provenientes de las edificaciones hasta su dispositivo final, ya sea hacia una planta de tratamiento, o a un cuerpo receptor. Generalmente son secciones circulares, de diámetros determinados en el diseño, de PVC o concreto. El trayecto, comúnmente obligatorio, es subterráneo.

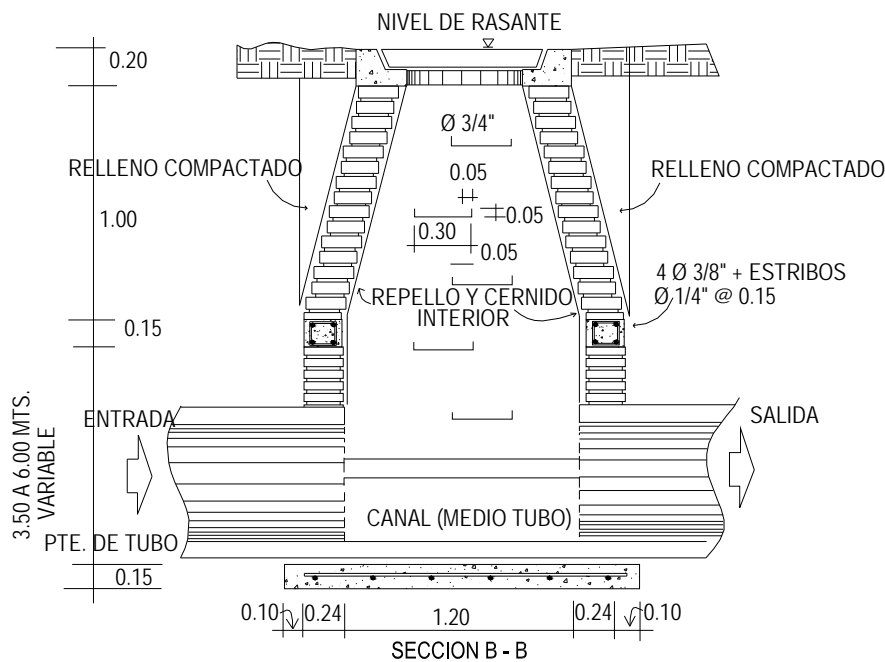
2.1.4.2. Pozos de visita

Son dispositivos que sirven para verificar el buen funcionamiento de la red del colector. Permite efectuar operaciones de limpieza y mantenimiento, accediendo a realiza funciones como conectar distintos ramales de un sistema e iniciar un ramal.

Su construcción está predeterminada, según normas establecidas por instituciones encargadas de velar por la adecuada construcción de sistemas de alcantarillado sanitario, siendo sus principales características: fondo de concreto reforzado, paredes de mampostería o cualquier material impermeable, repellos y cernidos liso en paredes, tapadera para la entrada al pozo de un diámetro entre 0,60 a 0,75 metros, escalones de hierro empotrados en las paredes para bajar al fondo del pozo. La altura del pozo dependerá del diseño de la red.

Son de secciones circulares y con diámetro mínimo de 1,20 m, contruidos generalmente de ladrillo de barro cocido o cualquier otro material, que proporcione impermeabilidad y durabilidad dentro del período de diseño; sin embargo, las limitantes del lugar pueden ser una variable para su construcción, observándose diseños desde tubos de concreto de 32 pulgadas, hasta pozos fundidos de concreto ciclópeo.

Figura 1. Pozo de visita



1. Conexiones domiciliare

Son subestructuras que tienen el propósito de descargar todas las aguas provenientes de las edificaciones, y conducir las al colector o alcantarillado central, tal y como lo muestra la figura 2. Consta de las siguientes partes:

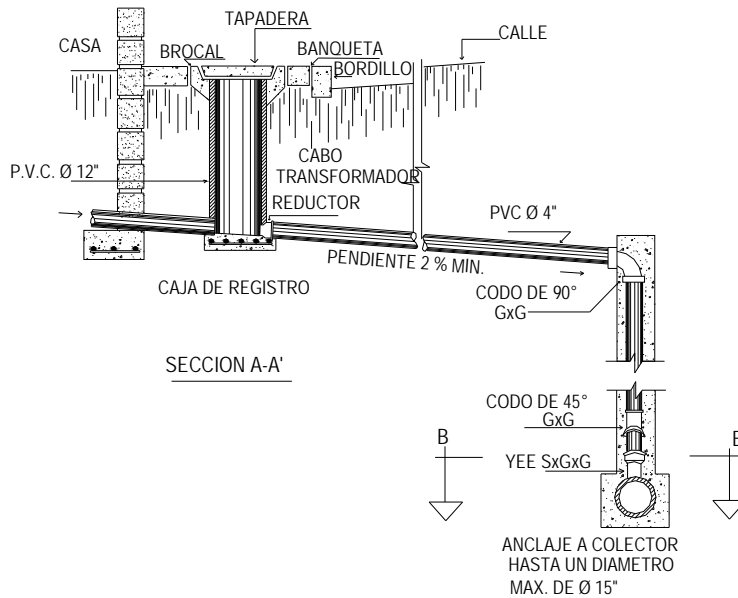
a) Caja o candela

Es la estructura que recolecta las aguas provenientes del interior de las edificaciones. Pueden construirse de diferentes formas, tales como: un tubo de concreto vertical no menor de 12 pulgadas de diámetro, una caja de mampostería de lado no menor de 45 centímetros, impermeabilizado por dentro. Deben tener una tapadera para inspeccionar y controlar el caudal; el fondo debe estar fundido y con un desnivel para que las aguas fluyan por la tubería secundaria y puedan ser transportada al colector, la altura mínima de la candela de 1m.

b) Tubería secundaria

Es la tubería que conecta la candela domiciliar con el colector principal, conduciendo las aguas residuales que la candela recibe del interior de las viviendas. Deberá utilizarse, para tubería PVC tubo de 4" y tubo de 6" si fuera de concreto, con pendiente mínima de 2%, considerando las profundidades de instalación.

Figura 2. Conexión domiciliar



ii. Periodo de diseño

Es importante recordar que cuando se diseña una red de alcantarillado sanitario, se debe determinar el tiempo para el cual el proyecto prestará eficazmente el servicio, pudiendo proyectarlo para realizar su función en un período de 20 a 40 años, a partir de la fecha que se realice el diseño, tomando en cuenta las limitaciones económicas y la vida útil de los materiales, lo cual se puede determinarse por normas del INFOM.

Para el diseño de la red de alcantarillado sanitario se tomó un período de 20 años.

2.1.6. Población futura

El diseño de una red de alcantarillado sanitario se debe adecuar a un funcionamiento eficaz, durante un período de diseño, realizando una proyección de la población futura, para determinar el aporte de caudales al sistema al final del período de diseño. Para este diseño se utilizó el método geométrico.

Según el modelo geométrico:

$$P_O = 648 \text{ habitantes}$$

$$n = 20 \text{ años}$$

$$r = 2,5\% \text{ Dato utilizado en la oficina Municipal de Planificación}$$

$$P_F = P_O * (1 + r)^n = 648 * (1 + 0,025)^{20} = 1062 \text{ habitantes}$$

2.1.7. Determinación de caudal

Para determinar el caudal o flujo de aguas negras del colector principal, se realizan diferentes cálculos de caudales aplicando varios factores, como dotación, conexiones ilícitas, caudal domiciliario, caudal de infiltración, caudal comercial y, principalmente, la condiciones socioeconómicas de los pobladores del lugar, para determinar el factor de retorno del sistema.

2.1.7.1. Dotación

Los factores que se consideran en la dotación son: clima, nivel de vida, condiciones socioeconómicas, actividad productiva, abastecimiento privado, servicios comunales o públicos, facilidad de drenaje, calidad de agua, medición, administración del sistema y presión del mismo, la tabla I, especifica las dotaciones indicadas en las normas de diseño.

Tabla I. Dotaciones indicadas en las normas de diseño

DESCRIPCIÓN	DOTACIÓN (l/hab/día.)
Llenacántaros	15-40
Conexiones prediales	60-90
Conexiones domiciliarias en el área rural	90-150
Conexiones domiciliarias en el área urbana	150-250

Fuente: Pedro Aguilar Ruiz. **Apuntes sobre el curso de ingeniería sanitaria 1.** Pág. 78.

En este diseño por tratarse de un sistema en funcionamiento, se tomo una dotación de 150 l/hab/día, según información de la municipalidad.

2.1.7.2. Factor de retorno al sistema

En las viviendas el agua tiene diferentes usos. Todos esos usos han sido cuantificados por diferentes instituciones, como la Asociación Guatemalteca de Ingenieros Sanitarios y Ambientales y la Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria y Recursos Hidráulicos, las que han establecido datos en lo referente a factores de consumo de agua como: lavado de utensilios, baños, preparación de alimentos, lavado de ropa y bebidas, que se dirige directamente al sistema de alcantarillado.

Gracias a esto, se ha podido estimar que, del total de agua que se consume dentro de las viviendas, aproximadamente de un setenta a un noventa por ciento se descarga al drenaje, lo cual constituye el caudal domiciliar. En el presente proyecto se utilizará un valor de 0,80.

2.1.7.3. Integración de caudales

2.1.7.3.1. Caudal domiciliar

Es la cantidad de agua que se desecha de las viviendas por consumo interno hacia el colector principal, está relacionada directamente con el suministro de agua potable en cada hogar.

El agua utilizada en jardines, lavado de banquetas, lavado de vehículos, etc., no es introducida al sistema de alcantarillado, de tal manera que el valor del caudal domiciliar está afectando por un factor de retorno de 0,80 para este proyecto, este caudal se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{\text{dom}} = \frac{\text{Dot.} * \text{F.R.} * \text{Hab.}}{86\,400}$$

Donde:

Qd	= Caudal domiciliar
Hab.	= Número de habitantes futuros del tramo
Dot.	= Dotación (l/hab/día)
F. R.	= Factor de retorno

Sustituyendo valores

$$Q_{\text{dom}} = \frac{150 * 0,80 * 1062}{86\,400} = 1,481/\text{s}$$

2.1.7.4. Caudal industrial

Es el agua proveniente del interior de todas las industrias existentes en el lugar, como procesadores de alimentos, fábrica de textiles, licoreras, etc. En el lugar se carece de ellos, por lo que no se contempla caudal industrial alguno.

2.1.7.5. Caudal comercial

Conformado por las aguas negras resultantes de las actividades de los comercios, comedores, restaurantes y hoteles. En el lugar no hay ningún tipo de comercios, por lo tanto, no se contempla caudal comercial alguno.

2.1.7.6. Caudal por conexiones ilícitas

Es la cantidad de agua de lluvia que ingiere el drenaje, proveniente principalmente de usuarios que conectan las bajadas de aguas pluviales al sistema. Este caudal daña el sistema, debe evitarse para no causar posible destrucción del drenaje. Se calcula como un porcentaje del total de conexiones, como una función del área de techos y patios, de la permeabilidad del suelo, así como de la intensidad de lluvia. El caudal de conexiones ilícitas se calcula a través de diferentes métodos, entre los que se tienen:

- a) Método racional
- b) Reglamento de la Ciudad de Guatemala
- c) Asociación de Ingenierías Sanitarias
- d) INFOM

En este caso se tomó como base el método dado por el INFOM, el cual especifica que se tomará como mínimo el 10% del caudal domiciliar. Sin embargo, en áreas donde no hay drenaje pluvial se podrá utilizar un valor más alto. El valor utilizado para el diseño fue de 20%, quedando el caudal por conexiones ilícitas total integrado de la siguiente manera.

$$Q_{\text{ilicitas}} = 20\% * Q_{\text{Dom}} = 0,20 * 1,48 = 0,30 \text{ l/s}$$

2.1.7.7. Caudal por infiltración

Es el caudal que se infiltra en el alcantarillado, el cual dependerá del nivel freático del agua, de la profundidad y tipo de la tubería, de la permeabilidad del terreno, el tipo de juntas y la calidad de mano de obra.

Para este estudio no se tomará en cuenta, ya que en el diseño se utilizará tubería de PVC, y este material no permite infiltración de agua.

2.1.7.8. Caudal medio

Es la suma de todos los caudales: domiciliar, comercial, industrial, conexiones ilícitas e infiltración, descartando todo aquel caudal que, dada la situación o propiedades de la red, no contribuya al sistema; se obtiene su valor de la siguiente ecuación.

$$Q_{\text{med}} = Q_{\text{dom}} + Q_{\text{ind}} + Q_{\text{com}} + Q_{\text{ilicitas}} + Q_{\text{inf}}$$

$$Q_{\text{med}} = Q_{\text{dom}} + Q_{\text{ilicilas}}$$

$$Q_{\text{med}} = 1,48 + 0,30 = 1,78 \text{ l/s.}$$

2.1.7.9. Factor de caudal medio

Este factor regula la aportación del caudal en la tubería. Se considera como la suma de los caudales domiciliario, de infiltración, por conexión ilícita, comercial e industrial. Este factor según el INFOM debe estar entre los rangos de 0,002 a 0,005. Si da un valor menor se tomará 0,002, y si fuera mayor se tomará 0,005.

Se determina mediante la siguiente ecuación:

$$f_{qm} = \frac{Q_{\text{medio}}}{\text{No.habitantes}} = \frac{1,78}{1062} = 0,00168$$

Para este proyecto se tomó el valor de 0,002 como factor de caudal medio para todos los tramos.

2.1.7.10. Factor Harmond

Conocido también como factor de flujo instantáneo, es el factor que se encarga de regular un valor máximo de las aportaciones por uso doméstico, determinando la probabilidad del número de usuario que estará haciendo uso del servicio o la probabilidad de que múltiples artefactos sanitarios de las viviendas se estén usando simultáneamente. Estará siempre en función del número de habitantes localizados en el tramo de aporte. Su cálculo se determina mediante la fórmula de Harmond:

$$FH = \left[\frac{18 + \sqrt{P/1000}}{4 + \sqrt{P/1000}} \right]$$

Donde P es la población, expresada en miles.

El factor de Harmond es adimensional y se encuentra entre los valores de 1,5 a 4,5, según sea el tamaño de la población a servir del tramo.

2.1.7.11. Caudal de diseño

Es el que se determina para establecer qué cantidad de caudal puede transportar el sistema en cualquier punto en todo el recorrido de la red, siendo este el que establecerá las condiciones hidráulicas sobre las que se realizará el diseño del alcantarillado.

Debe calcularse para cada tramo del sistema, calculado con la ecuación:

$$Q_{dis} = No.Hab.* F.H * F.Q.M$$

Donde:

No. Hab. = número de habitantes futuros acumulados

F.H. = factor de Harmond

F.Q.M. = factor de caudal medio

2.1.8. Parámetro de diseño hidráulico

2.1.8.1. Coeficiente de rugosidad

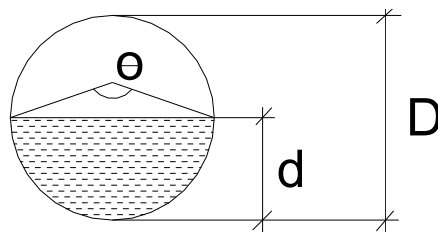
Hoy en día existen empresas que se encargan de la fabricación de tuberías para la construcción de sistemas de alcantarillado sanitario, teniendo que realizar pruebas que determinen un factor para establecer cuán lisa o rugosa es la superficie interna de la tubería. Manejando parámetros de rugosidad para diferentes materiales y diámetros, ya estipulados por instituciones que regula la construcción de alcantarillados sanitarios.

En este caso por ser tubería de PVC el coeficiente de rugosidad es de 0,01.

2.1.8.2. Sección llena y parcialmente llena

El principio fundamental de un sistema de alcantarillado sanitario, es que funcionan como canales abiertos (sección parcial), y nunca funcionan a sección llena. En consecuencia el caudal de diseño jamás será mayor que el caudal a sección llena, como se muestra en la figura 3.

Figura 3. Sección parcialmente llena



Para el cálculo de la velocidad se emplea la fórmula de Manning.

$$V = \left[\frac{0,034 \cdot 29D^{2/3} * \sqrt{S}}{n} \right]$$

Donde:

- V = Velocidad a sección llena (m/s)
- D = Diámetro de tubo (m)
- S = Pendiente del terreno (%/100)
- n = Coeficiente de rugosidad, propiedad del tubo
- # = Constante

El caudal que transportará el tubo a sección llena, se obtiene con la siguiente ecuación:

$$Q = A * V$$

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

Donde:

Q = Caudal a sección llena (l/s)

A = Área de la tubería (m²)

V = Velocidad a sección llena (m/s)

π = Constante Pi

Simplificando la fórmula, para obtener el área directamente en m² en función del diámetro en pulgadas, se utiliza la fórmula siguiente.

$$A = 0,000\ 506\ 7 * D^2 * 100$$

Donde:

D = Diámetro del tubo en pulgadas

2.1.8.3. Velocidades máximas y mínimas

La velocidad de flujo se determina con factores como el diámetro, la pendiente del terreno y el tipo de tubería que se utilizará. Se define por la fórmula de Manning y por las relaciones hidráulicas de v/V , donde v es la velocidad a sección parcialmente llena y V es la velocidad a sección llena.

Según las normas del INFOM, “v” debe ser mayor de 0,60 m/s, con esto se evita la sedimentación en la tubería y un taponamiento, y menor o igual que 3 m/s, impidiendo con ello erosión o desgaste, tomando en cuenta que los datos anteriores son para tubería de concreto, se ha aceptado para tubería de PVC velocidades entre 0,40 a 4 m/s.

2.1.8.4. Diámetro del colector

El diámetro de la tubería es una de las partes a calcular, se deben seguir ciertas normas para evitar que la tubería se obstruya. Las normas del Instituto Nacional de Fomento Municipal, INFOM, indican que el diámetro mínimo a colocar será de 8” en el caso de tubería de concreto y de 6” para tubería de PVC, esto si el sistema de drenaje es sanitario.

Para las conexiones domiciliarias se puede utilizar un diámetro de 6” para tubería de concreto y 4” para tubería de PVC, formando ángulo de 45 grados en el sentido de la corriente del colector principal.

En este caso, el diámetro mínimo de tubería utilizado para el colector principal fue de 6” y para las conexiones domiciliarias fue de 4”, todas de tubería de PVC.

2.1.8.5. Profundidad del colector

La profundidad de la línea principal o colector se dará en función de la pendiente del terreno, la velocidad del flujo, el caudal transportado y el tirante hidráulico. Así mismo, se debe tomar en cuenta que se debe considerar una altura mínima que permita proteger el sistema de las cargas de tránsito, de las inclemencias del tiempo y de accidentes fortuitos.

A continuación, según estudios realizados sobre cargas efectuadas por distintos tipos de transportes, se determinan profundidades mínimas para la colocación del colector, desde la superficie del terreno hasta la parte superior extrema de la tubería, en cualquier punto de su extensión.

- Tubo de concreto:
 - a) Para tránsito liviano (menor a 2 toneladas) = 1 m
 - b) Para tránsito pesado (mayor a 2 toneladas) = 1,20 m

- Tubo de PVC:
 - a) Para tránsito liviano (menor a 2 toneladas) = 0,60 m
 - b) Para tránsito pesado (mayor a 2 toneladas) = 0,90 m

2.1.8.5.1. Profundidad mínima del colector

Según lo estipulado anteriormente y tomando en consideración que existen condiciones de tránsito liviano y pesado y diferentes diámetros de tubería, con los cuales se diseña un drenaje sanitario, en las siguientes tablas se presentan los valores de la profundidad mínima, para distintos diámetros de tubos de concretos y PVC.

Tabla II. Profundidad mínima del colector para tubería de concreto

DIÁMETROS	4"	6"	8"	10"	12"	15"	18"	24"
TRÁNSITO LIVIANO	111	117	122	128	134	140	149	165
TRÁNSITO PESADO	131	137	142	148	154	160	169	185

cm.

Tabla III. Profundidad mínima del colector para tubería de PVC

DIÁMETROS	4"	6"	8"	10"	12"	15"	18"	24"
TRÁNSITO LIVIANO	60	60	60	90	90	90	90	90
TRÁNSITO PESADO	90	90	90	110	110	120	120	120

 cm.

2.1.8.5.2. Ancho de zanja

Para llegar a las profundidades mínimas del colector, se deben hacer excavaciones de estación a estación (pozos de visita), en la dirección que se determinó en la topografía de la red general; la profundidad de estas zanjas está condicionada por el diámetro y profundidades requerida por la tubería a colocar. Se presenta a continuación una tabla que muestra anchos de zanjas aconsejables, en función del diámetro y de las alturas a excavar.

Tabla IV. Ancho de zanja

Diámetro en pulgadas	Ancho de zanja		
	Para profundidades hasta 2 m	Para profundidades de 2 a 4 m	Para profundidades de 4 a 6 m
4	0,50	0,60	0,70
6	0,55	0,65	0,75
8	0,60	0,70	0,80
10	0,70	0,80	0,80
12	0,80	0,80	0,80
15	0,90	0,90	0,90
18	1,00	1,00	1,10
24	1,10	1,10	1,35

2.2.9.5.3. Volumen de excavación

La cantidad de tierra que se removerá para colocar la tubería, está comprendida a partir de la profundidad de los pozos de visita, el ancho de zanja, que depende del diámetro de la tubería que se va a instalar, y la longitud entre pozos, siendo sus dimensionales m³.

$$V = \left(\frac{\{H1 + H2\}}{2} * d * Z \right)$$

Donde:

- V = Volumen de excavación (m³)
- H1 = Profundidad del primer pozo (m)
- H2 = Profundidad del segundo pozo (m)
- d = Distancia entre pozos (m)
- Z = Ancho de la zanja (m)

2.1.8.5.4. Cotas Invert

Es la cota de nivel que determina la colocación de la parte interior inferior de la tubería que conecta dos pozos de visita. Las cotas del terreno, al igual que los puntos de entrada y salida de la tubería en un tramo del alcantarillado, tal y como lo muestra la figura 4, se calculan de la siguiente manera.

$$CT_f = CT_i - (D.H * S_{\text{terreno}}\%)$$

$$S_{\text{terreno}}\% = \frac{CT_i - CT_f}{D.H} * 100$$

$$CII = CT_i - (H_{\text{trafic}} + E_{\text{tubo}} + \phi)$$

$$CII = CIF - 0,03\text{cm}$$

$$CIF = CII - D.H * S_{\text{Tubo}}\%$$

$$H_{\text{pozo}} = CT_i - CII - 0,15$$

$$H_{\text{pozo}} = CT_f - CIF - 0,15$$

Donde:

CT_f = Cota del terreno final

CT_i = Cota de terreno inicial

D.H = Distancia horizontal

S% = Pendiente

CII = Cota Invert de inicio

CIF = Cota Invert de final

H_{trafic} = Profundidad mínima, de acuerdo al tráfico del sector

E_{tubo} = Espesor de la tubería

Φ = Diámetro interior de la tubería

H_{pozo} = Altura del Pozo

Figura 4. Forma de medir la cota invert

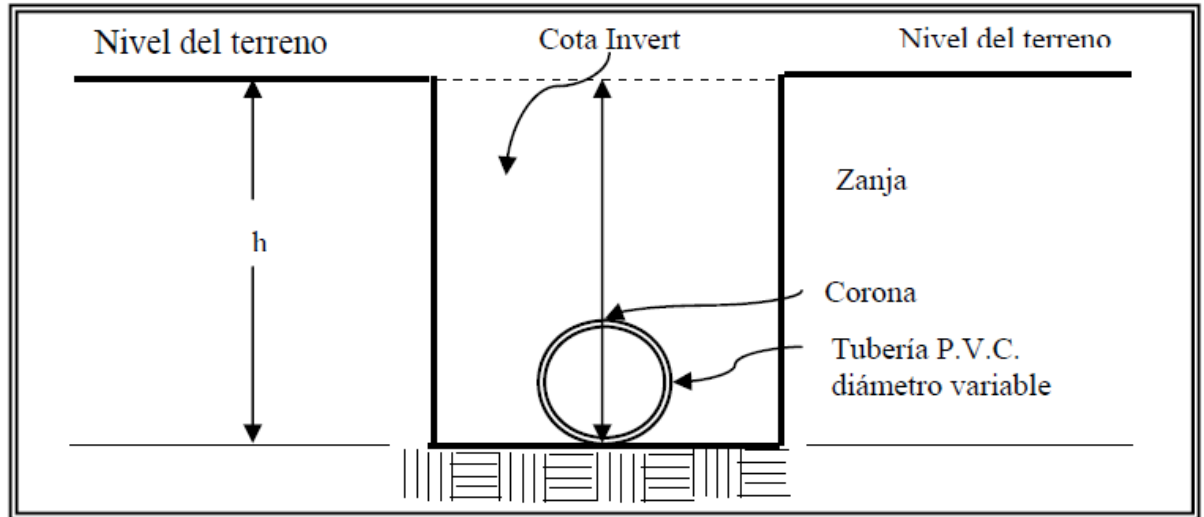
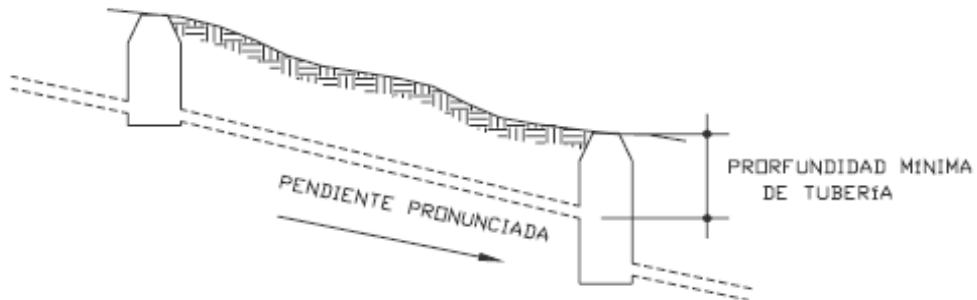
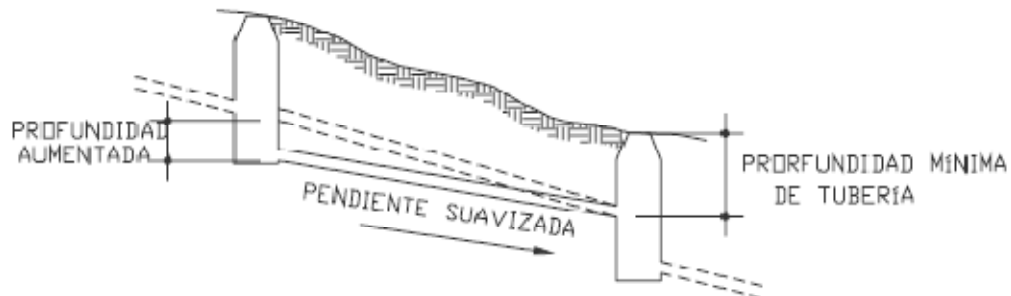


Figura 5. Caso especial de cota invert



Fuente: José Antonio Vásquez López. Diseño de alcantarillado sanitario para la aldea Cuchilla del Carmen, municipio de Santa Catarina Pinula, Guatemala, p. 21

Continuación Figura 5



2.1.8.6. Ubicación de los pozos de visita

Luego de determinar la ruta donde correrá y se ejecutará la red de alcantarillado, se tomará en cuenta colocar pozos de visita en los siguientes casos o combinación de ellos.

- a) Donde exista cambio de diámetro.
- b) En intersecciones de dos o más tuberías.
- c) En cambio de pendiente.
- d) En el inicio de cualquier ramal.
- e) En distancia no mayores de 100 m.
- f) En curvas no más de 30 m.

2.1.8.7. Profundidad de los pozos de visita

La profundidad de los pozos de visita al inicio del tramo está definida por la cota Invert de salida; es decir, está determinada por la siguiente ecuación.

$$H_{p.v} = \text{Cota del terreno al inicio} - \text{Cota Invert de salida del tramo}$$

Al diseñar un sistema de alcantarillado sanitario, para determinar las alturas de los pozos de visita, si hubiera inconvenientes se deben tomar en cuenta las consideraciones que a continuación se mencionan:

- a) Cuando a un pozo de visita entra una tubería y sale otra del mismo diámetro, la cota invert de salida estará como mínimo 3 cm debajo de la cota invert de entrada.

$$\phi_A = \phi_B$$

$$C_{\text{Invert de salida}} = C_{\text{Invert de entrada}} - 0,03$$

- b) Cuando a un pozo de visita entre una tubería de diámetro y salga otro de diferente diámetro, la cota Invert de salida estará situada como mínimo a la diferencia de los diámetros de la cota invert de entrada.

$$\phi_A > \phi_B$$

$$C_{\text{Invert de salida}} = C_{\text{Invert de entrada}} - ((\phi_B > \phi_A) * 0,0254)$$

- c) Cuando en un pozo de visita la tubería de salida es del mismo diámetro que las que ingresen a él, la cota Invert de salida estará 3 cm debajo de la cota más baja que entre y se tomará el valor menor de los dos resultados.

$$\phi_A = \phi_B = \phi_C$$

$$C_{\text{Invert de salida}} = C_{\text{Invert de entrada "A"}} - 0,03$$

$$C_{\text{Invert de salida}} = C_{\text{Invert de entrada "B"}} - 0,03$$

- d) Cuando en un pozo de visita la tubería de salida es de diferente diámetro a las que ingresen en él, la cota Invert de salida deberá cumplir con las especificaciones anteriores y se tomará el valor menor, presentando diferentes casos:

- ✓ Ingresa más de una tubería de igual diámetro y sale una de diferente diámetro: la cota invert de salida será la diferencia de los diámetros para cada una y se toma el valor menor.

$$\phi_A = \phi_B \quad \phi_C > \phi_A; \quad \phi_C > \phi_B$$

$$C_{\text{Invert de salida}} = C_{\text{Invert de entrada "A"}} - ((\phi_C - \phi_A) * 0,0254)$$

$$C_{\text{Invert de salida}} = C_{\text{Invert de entrada "B"}} - ((\phi_C - \phi_B) * 0,0254)$$

- ✓ Cuando ingresa más de una tubería de diferente diámetro y sale una de diámetro distinto: la cota invert de salida será la diferencia de los diámetros para cada una y se tomará el valor menor.

$$\phi_A \neq \phi_B \quad \phi_C > \phi_A; \quad \phi_C > \phi_B$$

$$C_{\text{Invert de salida}} = C_{\text{Invert de entrada "A"}} - ((\phi_C - \phi_A) * 0,0254)$$

$$C_{\text{Invert de salida}} = C_{\text{Invert de entrada "B"}} - ((\phi_C - \phi_B) * 0,0254)$$

- ✓ Cuando ingresa más de una tubería de diferente diámetro, siendo una de ellas del diámetro de la tubería de salida: la cota invert de salida será, para cada una de ellas, la diferencia de los diámetros, y la otra tendrá como mínimo 3 cm. Se tomará el valor menor

$$\phi_C = \phi_B \quad \phi_A \neq \phi_B; \quad \phi_C > \phi_A$$

$$C_{\text{Invert de salida}} = C_{\text{Invert de entrada "B"}} - 0,03$$

$$C_{\text{Invert de salida}} = C_{\text{Invert de entrada "A"}} - ((\phi_C - \phi_A) * 0,0254)$$

- ✓ Cuando solo una tubería de las que sale es de seguimiento, las demás que salga del pozo de visita deberá ser iniciales.

- La cota invert de salida de la tubería inicial deberá estar como mínimo a la profundidad del tránsito liviano o pesado, según se considere oportuno.
- La cota invert de salida de la tubería de seguimiento deberá cumplir con las especificaciones anteriormente descritas.

En la siguiente tabla se muestran los diámetros mínimos de pozos de visita.

Tabla V. Diámetros mínimos de pozos de visita

Diámetro de tubería efluente (in)	Diámetro mínimo del pozo (metros)
8	1,2
10	1,2
12	1,2
14	1,5
16	1,5
18	1,5
20	1,5
24	1,75
30	1,75
36	1,9
40	2
42	2
60	2,5

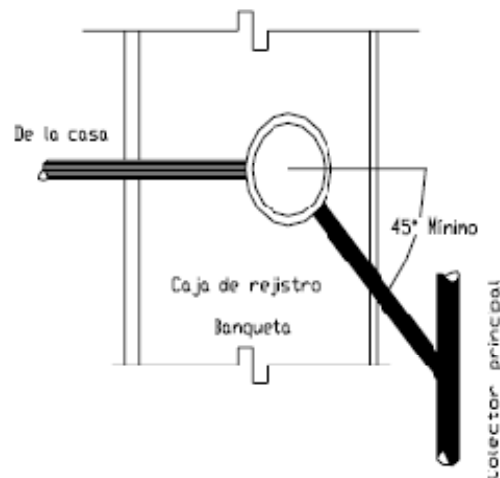
2.1.9. Características de las conexiones domiciliarias

La tubería será de 6 pulgadas, si es de concreto, y 4 pulgadas, si es de PVC, con una pendiente que varía del 2% al 6%, que sale de la candela domiciliar hacia la línea principal, uniéndose a esta en un ángulo de 45 grados a favor de la corriente del caudal interno del colector.

Las cajas domiciliarias generalmente se construyen con tubería de concreto de diámetro mínimo de 12 pulgadas, o de mampostería de lado menor de 45 centímetros, ambos a una altura mínima de 1 m del nivel del suelo, como se muestra en la figura 6.

En este proyecto se utilizó Tubo PVC 4" norma ASTM F-949 NOVAFORT, así como Silleta "Y" O "T" 6" x 4" NOVAFORT y para la candela se utilizó un tubo de concreto de 12" de diámetro.

Figura 6. Conexiones domiciliarias



2.1.9.1. Diseño hidráulico

El diseño de la red de alcantarillado sanitario se elabora de acuerdo con las normas ASTM 3034 y las normas que establece el Instituto de Fomento Municipal, INFOM. En este proyecto se beneficiará el 100% de las viviendas actuales.

Tabla VI. Bases generales de diseño proyecto alcantarillado sanitario

Tipo de sistema	Alcantarillado sanitario
Período de diseño	20 años
Viviendas actuales	108 viviendas
Viviendas futuras	177 viviendas
Densidad de habitantes/vivienda	6 habitantes/vivienda
Población actual	648 habitantes
Tasa de crecimiento	2,5%
Población futura	1 062
Dotación	150 l/hab./día
Factor de retorno	0,80
Velocidades máximas y mínimas	0,40 < V ≤ 4 m/s. (T.P.V.C.)
Colector Principal	
Tipo y diámetro de tubería mínimo	PVC de 6" n = 0,010
Pendiente	Según diseño
Conexión domiciliar	
Tipo y diámetro de tubería	PVC de 4"
Pendiente de la tubería	2 a 6%
Candela	Concreto 12" de Ø
Pozo de visita	
Altura de cono	0,90 m
Diámetro superior mínimo	0,75 m
Diámetro inferior mínimo	1,20 m
Material	Ladrillo tayuyo 6.5*11*23 cm

2.1.9.2. Ejemplo de diseño de un tramo

Se diseñará el tramo comprendido entre el pozo de visita PV 3 y PV 2; los datos necesarios para calcularlo son los siguientes.

- **Características**

Tipo de sistema	Alcantarillado sanitario
Tramo	De PV 3 a PV 2
Distancia	23,00 m

Número de casas del tramo:	3	Casas acumuladas:	71
Densidad de vivienda:	6 hab/vivienda		
Total de habitantes a servir:	Actuales: 426	Futuros:	698

Factor de caudal medio (FQM) = 0,002

Período de diseño = 20 años

Material a utilizar = tubería PVC

- Pendiente del terreno

$$S = \left(\frac{503,77 - 503,59}{23} \right) * 100 = 0,78\%$$

Habitantes a servir actual = 426 habitantes

Habitantes a servir futuro (acumulados)

$$P_f = 426(1 + 0,025)^{20} = 698 \text{ habitantes}$$

- Factor de Harmond (FH)

Con la población actual:

$$FH = \frac{18 + \sqrt{\frac{426}{1\,000}}}{4 + \sqrt{\frac{426}{1\,000}}} = 4,01$$

Con la población futura:

$$FH = \frac{18 + \sqrt{\frac{698}{1\,000}}}{4 + \sqrt{\frac{698}{1\,000}}} = 3,90$$

- Caudal de diseño

Caudal de diseño actual:

$$Q_{dis} = 426 * 4,01 * 0,002 = 3,42 \text{ l/s}$$

Caudal de diseño futuro:

$$Q_{dis} = 698 * 3,90 * 0,002 = 5,44 \text{ l/s}$$

Diámetro propuesto 6 pulgadas

Pendiente de tubería (S%) = 0,78%

- Velocidad a sección llena

$$V = \left(\frac{0,03429}{0,10} \right) * 6^{2/3} * \left(\frac{0,78}{100} \right)^{1/2} = 1,00 \text{ m/s}$$

- Caudal a sección llena

$$Q = (5,067 * 10^{-4}) * 6^2 * 1,00 * 1\ 000 = 18,23 \text{ l/s}$$

Relación q/Q actual = 0,1874

Relación q/Q futura = 0,2983

Relación v/V actual = 0,776

Relación v/V futura = 0,879

- Velocidad

Velocidad actual:

$$v = (1,00 * 0,776) = 0,776 \text{ m/s}$$

Velocidad futura:

$$v = (1,00 * 0,879) = 0,879 \text{ m/s}$$

Relación d/D actual = 0,3

Relación d/D futura = 0,38

Tabla VII. Verificación de especificaciones hidráulicas

Caudales (l/s)	Velocidad (m/s)	Diámetros
q<Q	$0,4 \leq v \leq 4,00$	$0,1 \leq d/D \leq 0,75$
Actual		
3,42 < 18,23	$0,4 \leq 0,78 \leq 4,00$	$0,1 \leq 0,3 \leq 0,75$
Futuro		
5,44 < 18,23	$0,4 \leq 0,88 \leq 4,00$	$0,1 \leq 0,38 \leq 0,75$

Fuente: Propia

Como se puede observar las relaciones hidráulicas cumplen.

- Cotas invert

$$CIS = \text{cota invert de llegada a PV3} - 0,03 \text{ m}$$

$$CIS = 502,26 - 0,03 = 502,23 \text{ m}$$

$$CIE = CIS - (DH * S_{tubo} \%)$$

$$CIE = 502,23 - \left(\frac{23 * 0,78}{100} \right) = 502,05 \text{ m}$$

- Profundidad de pozos

PV-3:

$$H_{PV3} = (\text{cota terreno} - CIS)$$

$$H_{PV3} = (503,77 - 502,23) = 1,54 \text{ m}$$

PV-4:

$$H_{PV4} = (503,59 - 502,05) - 0,03 = 1,57 \text{ m}$$

- Volumen de excavación

$$Vol. ex. = \left[\left(\frac{1,54 + 1,57}{2} \right) * 100 * 0,6 \right] = 94,2 \text{ m}^3$$

Los datos y resultados del cálculo hidráulico para todos los ramales, realizado con el procedimiento anteriormente descrito, se presentan en el apéndice 1.

2.1.10. Propuesta de tratamiento

En el país, las aguas negras procedentes de los sistemas de alcantarillado, en la mayoría de los casos se descargan en corrientes naturales. A pesar de que las aguas negras están constituidas, aproximadamente, por 99% de agua y 1% de sólidos, su vertido en una corriente, cambia las características del agua que las recibe, en esta forma, los materiales que se depositan en el lecho, impiden el crecimiento de plantas acuáticas, los de naturaleza orgánica se pudren robando oxígeno al agua produciendo malos olores y sabores.

Las materias tóxicas, compuestos metálicos, ácidos y álcalis afectan directa o indirectamente la vida acuática, las pequeñas partículas suspendidas (como fibras) pueden asfixiar a los peces por obstrucción de sus agallas; los aceites y grasas flotan en la superficie o se adhieren a las plantas e impiden su desarrollo. De esto se desprende la necesidad de reducir la descarga de aguas negras en las corrientes naturales, a los límites de auto purificación de las aguas receptoras.

La auto purificación es el lineamiento principal para determinar los procesos de tratamiento. El grado de tratamiento dependerá de un lugar a otro, pero existen tres factores que determinan éste:

- a) Las características y la cantidad de sólidos acarreados por las aguas negras.
- b) Los objetivos que se propongan en el tratamiento.
- c) La capacidad o aptitud del terreno cuando se dispongan las aguas para irrigación o superficialmente, o la capacidad del agua receptora, para verificar la auto purificación o dilución necesaria de los sólidos de las aguas negras, sin excederse a los objetivos propuestos.

En esta oportunidad se hace la recomendación de la construcción de una planta de tratamiento primario, ya que el objetivo de éstas unidades es la remoción de sólidos en suspensión, lo que se puede realizar por procesos físicos como la sedimentación (asentamiento), en los que se logra eliminar en un 40% a un 60% de sólidos, al agregar agentes químicos (coagulación y floculación) se eliminan entre un 80% a un 90% del total de los sólidos. Otro proceso es la filtración. Las unidades empleadas tratan de disminuir la velocidad de las aguas negras para que se sedimenten los sólidos, los dispositivos más utilizados son:

- Tanques sépticos o Fosas sépticas
- Tanques Imhoff
- Tanques de sedimentación simple con eliminación de los lodos
- Reactores anaeróbicos de flujo ascendente (RAFA)

Para un tratamiento adecuado previo a la disposición de las aguas negras, hay que tener en cuenta factores como: espacio disponible para las instalaciones, topografía del terreno, costo de la construcción y mantenimiento requerido, para seleccionar las unidades adecuadas a la población.

Para este proyecto se propone la construcción de tanques sépticos o fosas sépticas.

2.1.10.1. Diseño de fosas sépticas

Están diseñadas para retirar de las aguas servidas los sólidos en suspensión orgánicos e inorgánicos sedimentables, mediante el proceso físico de la sedimentación. Las fosas sépticas están diseñadas para mantener el flujo de aguas negras a una velocidad muy baja y bajo condiciones anaeróbicas, por un período de 12 a 72 horas llamado período de retención.

El proceso de sedimentación se logra cuando el líquido está en reposo o fluye a una velocidad relativamente baja, durante el tiempo suficiente, que permita que se depositen en el fondo la mayor parte de los sólidos sedimentables, que son principalmente sólidos orgánicos, logrando así su separación de la corriente de aguas servidas.

De los sólidos suspendidos que llegan a la fosa, se decanta la mayor parte de la materia sedimentable, la cual entra en un proceso de digestión anaeróbica con disolución, licuación y volatilización de la materia orgánica, previamente a su estabilización. Por esta razón es que la cantidad de lodo que se acumula en el estanque es pequeña, pero que con el tiempo constituye una cantidad que hace disminuir el volumen efectivo de la fosa y por consiguiente el período de retención.

Fosa séptica

En la fosa séptica, las materias en suspensión en las aguas negras sufren una sedimentación, la materia orgánica se descompone en sustancias más simples por la acción de las bacterias anaeróbicas, que pueden realizar su metabolismo sin necesidad de oxígeno.

La fosa séptica es un estanque hermético, que puede construirse de ladrillo, piedra, concreto o cualquier otro material que se considere adecuado, es un tanque de escurrimiento horizontal y continuo de un solo piso.

Las fosas pueden ser de uno o doble compartimiento. Investigaciones realizadas en fosas con uno y con dos compartimientos, han demostrado que las de dos compartimientos proporcionan una mejor eliminación de los sólidos en suspensión, lo que es beneficio para una mayor protección del sistema de absorción.

Para el diseño de la fosa séptica debe tomarse en cuenta los siguientes parámetros:

- El período de retención es como mínimo de 12 horas.
- Relación largo-ancho de la fosa L/A; de 2/1 a 4/1.
- Lodos acumulados por habitante y por período de limpieza, es de 30 a 80 l/hab/año.
- La capacidad máxima recomendable para que la fosa sea funcional debe ser de 60 viviendas futuras.

Nomenclatura y fórmulas

$$T = V/Q \Rightarrow V=QT \quad \text{y,} \quad Q = q \cdot N$$

Donde

T = Período de retención

V = Volumen en litros

Q = Caudal l/día

N = Número de personas servidas

q = Gasto de aguas negras l/hab/día

q = Caudal domiciliar

Cálculo de volumen

Para el cálculo del volumen se asume una altura (H), que es la altura útil, es decir, el fondo de la fosa al nivel de agua se toma una relación L/A dentro de los límites recomendados, queda el volumen como:

$$V = ALH$$

Donde:

A = Ancho de fosa

L = Largo de la fosa

H = Altura útil.

Se conoce la relación L/A se sustituye una de las dos en la fórmula de V y se determina el valor de la otra magnitud.

Por ejemplo. Si L/A es igual a 2, entonces $L = 2A$, al sustituir L en la fórmula se tiene:

$$V = 2 \cdot A^2 \cdot H \quad \text{de donde se obtiene el valor del ancho de la fosa}$$

Cálculo de las fosas para el proyecto

Período de retención 24 horas

Gasto 150 l/hab/día

Número de habitante	222 habitantes (37 viviendas)
Lodos	40 l/hab/año
Relación largo / ancho	2/1
Período de limpieza	5 años

- **Volumen para el líquido**

$$V = \text{No. Viviendas} \times \text{No. Hab/viv} \times \text{Dot} \times \text{FR}$$

$$V = 37 \times 6 \text{ hab} \times 150 \text{ l/hab/día} \times 0,8$$

$$V = 26\,640 \text{ l}$$

$$V = 26,64 \text{ m}^3$$

- **Volumen de lodos**

$$V = \text{No. Viviendas} \times \text{No. Hab/viv} \times \text{Dot lodos} \times \text{años limpieza}$$

$$V = 37 \times 6 \text{ hab} \times 40 \text{ l/hab/año} \times 5 \text{ años}$$

$$V = 44\,400 \text{ l}$$

$$V = 44,40 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen total: } 26,64 \text{ m}^3 + 44,40 \text{ m}^3 = 71 \text{ m}^3$$

$$V = ALH$$

Como $L/A = 2$ entonces $L = 2A$ al sustituir L en la ecuación de V

$$V = 2 \cdot A^2 \cdot H$$

Se asume $H = 2,50$

$$A^2 = V/2H$$

$$A^2 = 71/2(2,50)$$

$$A = 3,80 \text{ m}$$

Como $L = 2A = 2(3,8) = 7,6$ m

Entonces:

$A = 3,80$ m

$L = 7,60$ m

$H = 2,50$ m

En este proyecto el número de viviendas futuras es de 108, sabiendo que una fosa está diseñada para una capacidad de 60 viviendas futuras, se utilizarán 3 fosas sépticas.

Diseño de fosa:

Descripción Losa

$A/B = 1,0 > 0,5$

Refuerzo 2 sentidos

Espesor (t) 10 cm

El espesor mínimo recomendado por la ACI es de 9 cm, pero para su construcción se empleará un espesor de 10 cm

Carga muerta (CM)

Son cargas que estarán durante toda la vida útil del proyecto.

W propio de losa = $2400 \text{ kg/m}^3 * 0,1 \text{ m} = 240 \text{ kg/m}^2$

Sobre cargas = 90 kg/m^2

Total carga muerta = 330 kg/m^2

Carga muerta última (C_{mu}) = $1,4 * 330 = 462 \text{ kg/m}^2$

Carga viva (CV)

Son cargas que soportará la losa en ocasiones eventuales, por ser solo de cubierta, se asumirá una carga viva (CV) = 80 kg/m².

$$\text{Carga viva última} = 1,7 * 80 = 136 \text{ kg/m}^2$$

Carga última (CU)

$$CU = 1,4 * CM + 1,7 * CV = 462 + 136 = 598 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\mathbf{CU = 598 \text{ kg/m}^2}$$

- **Cálculo de momentos (caso seis)**

$$M_{A(-)} = A^2 (CA_{neg} * CU)$$

$$M_{A(-)} = 3,8^2 (0,075 * 598) = 647,63 \text{ kg} - m$$

$$M_{A(+)} = A^2 (CADL * CMu + CALL * CVu)$$

$$M_{A(+)} = 3,8^2 (0,036 * 462 + 0,038 * 136) = 314,79 \text{ kg} - m$$

$$M_{A(-)} = \frac{1}{3} * M_{A(+)}$$

$$M_{A(-)} = \frac{1}{3} * 314,79 = 104,93 \text{ kg} - m$$

$$M_{B(+)} = B^2 (CADL * CMu + CALL * CVu)$$

$$M_{B(+)} = 3,8^2 (0,024 * 462 + 0,029 * 136) = 217,06 \text{ kg} - m$$

$$M_{B(-)} = \frac{1}{3} * M_{B(+)}$$

$$M_{B(-)} = \frac{1}{3} * 217,06 = 72,35 \text{ kg} - m$$

- **Cálculo del área de acero**

$$M_A = 647,63 \text{ kg} - m$$

$$M_B = 217,06 \text{ kg} - m$$

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

$$f_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_y = 2810 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A_s = \left[(b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 * f_c}} \right] * \frac{0,85 f_c}{f_y}$$

$$A_{sA} = 2,28 \text{ cm}^2 \quad \text{para momento en A}$$

$$A_{sB} = 2,85 \text{ cm}^2 \quad \text{para momento en B}$$

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} * b * d$$

$$\rho_{\min} = \frac{14,1}{f_y} = \frac{14,1}{2810} = 0,005017$$

$$A_{s_{\min}} = 0,005017 * 100 * 7,5 = 3,76 \text{ cm}^2$$

Área	Espaciamiento	
3,76 cm ²	100 cm	}
0,71 cm ²	S	
		S = 18,88 cm

Se utilizará un espaciamiento de S = 18 cm

- **Diseño de la viga principal a flexión**

Diseño a flexión

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

$$f_y = 2810 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$t = 10 \text{ cm}$$

$$\gamma_c = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$h_{\min} = \left(\frac{L}{16}\right) * 0,08 = 0,05L - \text{para acero grado 40 (según ACI 318 - 05 Cáp. 10 - 9.5.2.2)}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$b_{\min} = 6" = 15,24 \text{ cm} \text{ según ACI 318-05 Cáp.10.9.5.2.5}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento} = 2,5 \text{ cm}$$

$$d = 32,5 \text{ cm}$$

$$A_T = \frac{1}{2}(3,95 + 0,15)(1,12) * 2 = 5 \text{ m}^2$$

$$CV = 80 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad SC = 90 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Integración de cargas

$$CM_{\text{losa}} = 2400 * 0,1 + 0,9 = 330 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{CM} = \frac{330 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 5 \text{ m}^2}{4,1 \text{ m}} + (2400 * 0,35 * 0,2) = 585,72 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{CV} = \frac{80 * 5}{4,1} = 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{CU} = 1,7(100) + 1,4(585,72) = 990 \frac{kg}{m}$$

Cálculo del momento último

$$M_u = \frac{990 \frac{kg}{m} (4,1m)^2}{8} = 1930,8 \text{ kg} - m$$

Cálculo del área de acero

$$A_s = \left[(b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 * f'c}} \right] * \frac{0,85 f'c}{f_y}$$

$$A_s = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$E_s = 2,03 * 10^6 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 \frac{f'c}{f_y} * \frac{E_s(0,003)}{f_y + E_s(0,003)}$$

$$\rho_b = 0,036$$

$$\rho_{max} = 0,5 * \rho_b(\text{zona_sismica}) = 0,5 * 0,036 = 0,01847$$

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d = 0,01847 * 20 * 32,5 = 12 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * d$$

$$\rho_{min} = \frac{14,1}{f_y} = \frac{14,1}{2810} = 0,005017$$

$$A_{s_{min}} = 0,005017 * 20 * 32,5 = 2,24 \text{ cm}^2$$

$$2,24 \text{ cm}^2 \leq 3,36 \text{ cm}^2 \leq 12 \text{ cm}^2$$

Acero cama superior

$$\begin{aligned} \rho_{\min} * b * d &= 2,24 \text{ cm}^2 \\ A_{s_{\min}} &= 3 \text{ varias No. 4} = \mathbf{3,80 \text{ cm}^2} \\ &0,33 (A_s = 3,36 \text{ cm}^2) = 1,12 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Acero cama inferior

$$\begin{aligned} \rho_{\min} * b * d &= 2,24 \text{ cm}^2 \\ A_{s_{\min}} &= 3 \text{ varias No. 4} = \mathbf{3,80 \text{ cm}^2} \\ &0,5 (A_s = 3,36 \text{ cm}^2) = 3,95 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Espaciamiento de estribos

$$\text{Corte actuante} = \frac{990 * 4,1}{2} = 1955,25 \text{ kg} .$$

$$\text{Corte resistente} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 20 * 32,5 = 4243,44 \text{ kg}$$

$$S = \frac{d}{2} = \frac{32,5}{2} = 16,25 \approx 15 \text{ cm}$$

$C_r > C_a$ **Estribos #2 @ 15 cm**

Armado: Colocar 6 No. 4 corridas y estribos No. 2 @ 10 cm. En los extremos y @ 15 cm en el centro.

Diseño de la viga perimetral

$$f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_y = 2810 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_c = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$h = 20 \text{ cm} \quad b = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento} = 2,5 \text{ cm}$$

$$d = 22 \text{ cm}$$

$$\rho_{\min} = \frac{14,1}{f_y} = \frac{14,1}{2810} = 0,005017$$

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} * b * d = 0,005017 * 15 * 22 = 1,66 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b = 0,036$$

$$\rho_{\max} = 0,5 * \rho_b (\text{zona_sismica}) = 0,5 * 0,036 = 0,01847$$

$$A_{s_{\max}} = \rho_{\max} * b * d = 0,01847 * 15 * 22 = 5,94 \text{ cm}^2$$

Armado: Colocar 4 No. 3 corridas y estribos No. 2 @ 0,20 m

Diseño estructural

Diseño de muros de gravedad

$$\text{Peso específico del suelo } \gamma_s = 1400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Peso específico del concreto } \gamma_c = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} .$$

$$\text{Peso específico del concreto ciclópeo } \gamma_{cc} = 2700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Ángulo de fricción } (\theta) = 15,94^\circ$$

$$\text{Cohesión} = 7,7 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Valor soporte del suelo (Vs) asumido} = 20 \text{ Ton/m}^2$$

Carga uniforme distribuida (W_U)

$$W_U = W_{\text{losa}} + W_{\text{vigaprin cipal}} + W_{\text{vigaperim etral}}$$

$$W_U = 1,4(598) + 1,7(100) = 1008 \frac{kg}{m}$$

Consideramos W como carga puntual (Pc)

$$P_C = 1008 \frac{kg}{m} * 1m = 1008 kg$$

El momento que ejerce la carga puntual respecto de 0 es:

$$M_C = 1008 kg \left(1m + \frac{0,3m}{2} \right) = 1159,2 kg - m$$

Fuerza activa Fa

$$F_A = \gamma_{SUELO} * \cos \theta * \frac{H^2}{2} = 1400 \frac{kg}{m^3} * \frac{2,5^2}{2} * \cos 64,36 = 1893,13 \frac{kg}{m}$$

Momento de volteo respecto de 0

$$M_{ACT} = F_A * \frac{H}{3} + 0,3 = 1893,13 \left(\frac{2,5}{3} + 0,3 \right) = 2145,54 kg - m$$

Cálculo del momento estabilizante sobre el muro del tanque de distribución.

Sección	γ_{cc} (kg/m ³)	Área (m ²)	$\gamma_{cc} * A = W$ (kg/m)	Brazo (m)	MR(kg-m/m)
1	2 700	1,5	4 050	0,8	3 240
2	2 700	0,75	2 025	1,35	2 733,75
3	2 700	0,45	1 215	0,75	991,25
			7 290		6 885

Fuente: propia

Carga total $W_T = W + WR$

$$W_T = 1008 + 7290 = 8298 \frac{kg}{m}$$

Verificación de la estabilidad contra el volteo (F_{sv}) > 1,5

$$F_s = \frac{M_R + M_C}{M_{ACT}} = \frac{6885 + 1159,2}{2145,55} = 3,75$$

$$\mathbf{F_s = 3,75 > 1,5 \text{ ok.}}$$

Se verifica la estabilidad contra deslizamiento (F_{sd}) > 1,5

$$F_d = W_T * \text{Coef. fricción}$$

$$F_d = 8298 * 0,9 \tan(25) = 3482,48 \text{ kg}$$

$$F_{sd} = \frac{F_d}{F_a} = \frac{3482,48}{2145,55} = 1,62$$

$$\mathbf{F_{sd} = 1,6 > 1,5 \text{ ok.}}$$

Verificación de la presión bajo la base del muro, $P_{max} < V_s$ Donde la excentricidad (e_x) = (Base/2) – a

$$a = \frac{M_R + M_C - M_{ACT}}{W_T}$$

$$a = \frac{6885 + 1159,2 - 2145,55}{8298} = 0,7$$

$$e_x = \frac{1,5}{2} - 0,7 = 0,05$$

Módulo de sección (Sx)

$$S_x = \frac{1}{6} * base^2 * long = \frac{1}{6} * (1,5)^2 * 1,2 = 0,45 m^3$$

La presión es:

$$P_{MAX} = \frac{W_T}{A} + \frac{W_T * e_x}{S_x}$$

$$P_{MAX} = \frac{8298}{1,5 * 1,2} + \frac{8298 * 0,05}{0,45} = 5532 \frac{kg}{m^2}$$

$$P_{max} = 5\ 532\ kg/m^2 < 20\ 000\ kg/m^2$$

2.1.10.2. Pozos de absorción

Para este proyecto se tomó la decisión de no incorporar pozos de absorción, debido a que su desfogue es un cauce ya contaminado.

2.1.11. Administración, operación y mantenimiento

En este proyecto es necesario formar un comité en el casco urbano, encargado de administrar correctamente las actividades de operación y mantenimiento del sistema, para poder así disminuir los costos de estas actividades. Este comité deberá ser electo anualmente, para así involucrar a todos los usuarios en estas actividades.

A medida que se produce el envejecimiento de los sistemas de alcantarillado sanitario, el riesgo de deterioro, obstrucción y derrumbes, se

convierte en una consideración muy importante. Por esta razón las municipalidades están haciendo esfuerzos para mejorar de antemano el nivel de desempeño de sus sistemas de alcantarillado. La limpieza y la inspección de los colectores de agua residual son fundamentales para el mantenimiento y funcionamiento correcto del sistema, y además extienden la inversión en su infraestructura de alcantarillado.

➤ **Técnicas de limpieza**

El sistema de alcantarillado sanitario requiere un programa de limpieza para mantener su funcionamiento apropiado. Existen varias técnicas que son usadas tradicionalmente para eliminar obstrucciones y como herramientas de mantenimiento preventivo. La tabla siguiente resume algunos de los métodos de limpieza de alcantarillado sanitario más comúnmente utilizados.

Tabla VIII. Métodos de limpieza de alcantarillado sanitario

TECNOLOGÍA	USOS Y APLICACIONES
Remoción mecánica	
Método de raspado	<ul style="list-style-type: none"> • Usa un motor y un eje de soporte con barras de raspado o en sección. • A medida que rotan las barras estas deshacen los depósitos de grasas, cortan las raíces y remueven basura • Las máquinas de raspado también ayudan a colocar los cables que se usan para inspecciones televisadas y las máquinas de baldes. • Es más efectivo en tuberías hasta de 300 mm (12 pulgadas) de diámetro.
Máquina de baldes	<ul style="list-style-type: none"> • Aparato cilíndrico, cerrado en un extremo y con dos mandíbulas opuestas de bisagra al otro extremo. • Las mandíbulas se abren, y raspan los materiales para depositarlos en el balde. • Remueve parcialmente depósitos grandes de lodo, arena, grava y otros tipos de residuos sólidos.
Remoción hidráulica	

Máquina de esfera	<ul style="list-style-type: none"> • Una esfera de limpieza de caucho con estrías gira y limpia el interior de la tubería a medida que aumenta el flujo en la línea de alcantarillado. • Remueve depósito de material inorgánico sedimentado y acumulación de grasa. • Es de mayor eficiencia en tuberías de diámetro desde 13 a 60 cm (5 a 24 pulgadas).
Chorro a presión	<ul style="list-style-type: none"> • Dirige un chorro de agua de alta velocidad a la tubería desde un pozo de visita. • Remueve la acumulación de basura y grasas, remueve las obstrucciones y corta raíces en tuberías de diámetro pequeño. • Es eficiente para la limpieza rutinaria de tuberías de diámetro pequeño y con flujo reducido.
Carretilla	<ul style="list-style-type: none"> • Escudo metálico circular con borde de caucho y articulación de bisagra montada sobre una carretilla de acero con ruedas pequeñas. El escudo funciona como un tapón para inducir una acumulación de agua. • Restriega la pared interna de la tubería. • Eficaz en la eliminación de escombros pesados y la limpieza de grasas en la línea.
Método de vaciado	<ul style="list-style-type: none"> • Introduce un flujo fuerte de agua a la línea desde un pozo de visita. • Remueve materiales flotantes y en cierta medida arena y grava. • Es de mayor eficacia cuando se usa en combinación con otras operaciones mecánicas como por ejemplo limpieza con máquina de baldes.
Cometas, bolsas y "poly pigs"	<ul style="list-style-type: none"> • Similar en función a la máquina de esfera. • Los bordes rígidos de la bolsa y la cometa inducen una acción de restregado. • Es eficaz para remover la acumulación de desechos en descomposición y las grasas, y removilizarlos aguas abajo.

Fuente: Water Pollution Control Federación, 1989

Si bien todos estos métodos han sido eficaces en el mantenimiento de sistemas de alcantarillado, el método ideal para reducir y controlar los materiales que se encuentran en las líneas de alcantarillado son los programas de educación y prevención de la contaminación. El usuario debe ser informado de qué sustancias comunes de uso doméstico, como las grasas y aceites, deben desecharse en la basura usando recipientes cerrados, no en el alcantarillado. Este método no sólo ayudaría a minimizar problemas de plomería a los dueños de viviendas, sino que también ayudaría a mantener limpios los colectores del alcantarillado.

El principal beneficio de realizar un programa de mantenimiento es la reducción de los desbordes del alcantarillado, el estancamiento en sótanos, y otras descargas de agua residual, debidas a la condición sub-estándar del alcantarillado.

2.1.12. Elaboración de planos

Los planos elaborados para el sistema de alcantarillado sanitario se presentan en el apéndice 1, están conformados por planta de densidad de vivienda, planta general de la red de alcantarillado sanitario, plantas y perfiles, detalle de pozo de visita, conexión domiciliar y fosa séptica.

2.1.13. Elaboración del presupuesto

El presupuesto fue elaborado tomando en cuenta criterios como el costo de materiales, mano de obra calificada y no calificada, integrando el costo en un resumen de renglones unitarios, tal y como lo muestra la siguiente tabla.

Tabla IX. Resumen general del presupuesto de alcantarillado sanitario

No	RENGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PU	TOTAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES				
1.1	Replanteo Topográfico	1 500	ml	Q2,00	Q3 000,00
1.2	Excavación	925	m ³	Q15,00	Q13 875,00
2	COLECTOR				
2.1	Tubería PVC de 6" ASTM 3034	275	tubos	Q560,00	Q154 000,00
3	POZOS DE VISITA				
3.1	Pozo de 1.20 - 2.00	22	unidad	Q2 100,00	Q46 200,00
4	RELLENO	860	m ³	Q10,00	Q8 600,00
5	CONEXIONES DOMICILIARES	108	unidad	Q950,00	Q102 600,00
6	FOSA SÉPTICA	3	unidad	Q64 173,00	Q192 519,00
7	REPOSICIÓN DE PAVIMENTO	900	m ²	Q110,00	Q99 000,00
	TOTAL				Q619 794,00

2.1.14. Evaluación socioeconómica

En su mayoría este tipo de proyectos no son un atractivo económico, lo cual lleva a plantear un mecanismo para hacer viable el proyecto con subsidios, transferencias, impuestos, donaciones, etcétera. Sin embargo, es indispensable realizar un análisis financiero y determinar la viabilidad del proyecto. Para ello se utilizarán los métodos del valor presente neto y la tasa interna de retorno.

2.1.14.1. Valor presente neto

Al investigar diferentes situaciones económicas se observa que el tiempo es un factor continuo indispensable. Las escalas de tiempo son frecuentemente necesarias para visualizar el flujo previsto de efectivo resultante de una inversión propuesta. Así las cantidades que se indiquen sobre la escala de tiempo se consideran como desembolso o ingresos. Es decir, que el valor del dinero cambia conforme el tiempo, debido a diferentes factores tales como inflación, mercado, etc.

Dicho valor se utiliza para comparar alternativas de inversión. Consiste en transformar la inversión inicial, los ingresos y egresos anuales, así como valores futuros de rescate de un proyecto a un valor presente, a manera de determinar si éste es rentable al término del período de funcionamiento; para el presente proyecto se determina el VPN con una tasa de interés igual a la tasa de rendimiento mínima atractiva, que en el mercado actual es de 12%.

El procedimiento a realizar es el siguiente: la municipalidad de San Juan Ermita invertirá Q. 619 794,62 en ejecución del proyecto de la red de alcantarillado sanitario. Para esto se emplearán los servicios de técnicos encargados de limpieza del drenaje sanitario, con un sueldo de Q. 1 500,00, el costo de conexión por cada casa que cobra la municipalidad es de Q. 1 000,00 y el costo por mantenimiento mensual es de Q. 10,00 al mes. El período de diseño es de 20 años.

$$\text{VPN} = -619\,794,62 - 18\,000,00(1+0,12)^{20} + 108\,000,00 + 12\,960,00(1+0,12)^{20}$$

$$\text{VPN} = -\text{Q. } 560\,411,93$$

Como se puede observar, el resultado es negativo, indicando esto que no es conveniente, ya que no se recuperará el dinero invertido, pero como éste proyecto es de necesidad primaria, es conveniente la inversión, ya que se beneficiará a muchas familias y mejorará la calidad de vida de los habitantes del barrio El Centro.

2.1.14.2. Tasa interna de retorno

Ésta es utilizada para evaluar el rendimiento de una inversión. Debido a que el presente proyecto es de carácter social, es imposible obtener una tasa interna de retorno TIR atractiva; por lo que el análisis socioeconómico que se realiza a nivel municipal para este tipo de inversión es de costo/beneficio, éste se determina de la siguiente manera.

$$\begin{aligned} \text{Costo} &= \text{Inversión inicial} \\ &= \text{Q } 619\,794,62 \end{aligned}$$

$$\text{Beneficio} = \text{No. de habitantes beneficiados (a futuro)}$$

$$\begin{aligned}\text{Costo/beneficio} &= \frac{\text{Q } 619\,794,62}{1\,062 \text{ Hab}} \\ &= \text{Q } 583,61 / \text{Hab}\end{aligned}$$

2.1.15. Evaluación de impacto ambiental

Definición de impacto ambiental y evaluación de impacto ambiental

Impacto ambiental: es cualquier alteración de las condiciones ambientales o creación de un nuevo conjunto de condiciones ambientales adverso o benéfico, provocada por la acción humana o fuerzas naturales.

Evaluación de impacto ambiental (EIA): “Instrumento de política, gestión ambiental y toma de decisiones formado por un conjunto de procedimientos capaces de garantizar, desde el inicio de la planificación, que se efectúe un examen sistemático de los impactos ambientales de un proyecto o actividad y sus opciones, así como las medidas de mitigación o protección ambiental que sean necesarias para la opción a ser desarrollada. Los resultados deberán ser presentados a los tomadores de decisión para su consideración”.

Una evaluación de impacto ambiental es hacer un diagnóstico del área en donde se realizará o realizó la construcción de un proyecto, determinando en detalle la situación ambiental actual del medio biótico y abiótico que será impactada directamente por la obra.

La importancia de una evaluación de impacto ambiental radica en permitir analizar cada una de las actividades a desarrollar en el proyecto, definiendo el área impactada y el efecto o impacto para cada uno de los factores ambientales. El estudio de impacto ambiental da a conocer o identificar los impactos al ambiente producidos por la obra.

Durante la etapa de construcción u operación de la obra es importante conocer que el proyecto ocasionará varios impactos negativos de carácter transitorio sobre los componentes aire, suelo, agua, biota (hábitat, flora y fauna), paisaje, etc.

2.1.15.1. Evaluación de impacto ambiental del proyecto de alcantarillado sanitario

Localización del proyecto: barrio El Centro se localiza en el casco urbano del municipio de San Juan Ermita, Chiquimula.

Descripción del proyecto: el proyecto consiste en la construcción de una red de alcantarillado sanitario para el barrio El Centro, municipio de San Juan Ermita, Chiquimula.

Características generales del proyecto:

Tipo de sistema: alcantarillado sanitario

Período de diseño: 20 años

Población actual: 648 habitantes

Población futura: 1 062 habitantes

Dotación: 150 l/hab/día

Factor de retorno: 0,80

Velocidad de diseño: $0,40 < V \leq 4$ m/s

Evacuación: por gravedad

Tiempo aproximado de ejecución: 6 meses

Área y situación legal del terreno: el área de influencia del proyecto es de aproximadamente 1 km², no se presentan problemas legales debido a que las calles son municipales.

Los trabajos necesarios para la preparación del terreno son: la limpieza del área, el manejo y disposición final de los desechos sólidos provenientes de la limpieza, la excavación y nivelación del terreno, cortes y rellenos de material, compactación o consolidación.

Sustancias o materiales que serán utilizados: tubería PVC de 4" x 6 m, 6"x 6 m Norma ASTM F-949 NOVAFORT, cemento, piedra, grava y arena.

➤ **Impacto ambiental que será producido**

Residuos y/o contaminantes que serán generados: dentro de los residuos generados se tendrán las emisiones de partículas a la atmósfera, descarga de aguas residuales, entre otros.

Emisiones a la atmósfera: el componente atmosférico se verá impactado por las actividades: a) Operación de maquinaria y equipo, debido a la emanación de gases producto de la combustión de derivados del petróleo; b) explotación de bancos de material; c) acarreo de material; durante la realización de estas dos actividades se generan partículas de polvo, los cuales quedan en suspensión. Este impacto puede producir enfermedades respiratorias a los trabajadores y habitantes del área de influencia directa.

Descarga de aguas residuales: el manejo inadecuado de excretas, provenientes de los campamentos y de otras áreas de trabajo puede generar la contaminación del suelo y los cuerpos de agua.

Sitios arqueológicos: es importante como objetivo fundamental para este factor determinar si existen vestigios arqueológicos en la zona de influencia del proyecto, tratándose de comunidades indígenas con alto interés cultural para la sociedad guatemalteca.

Desechos sólidos: dentro de los contaminantes que se producirán en la fase de construcción y operación del proyecto se tendrán los residuos del material de excavación. Además, se tendrán desechos producto de la maquinaria de excavación como filtros, repuestos usados, neumáticos, depósitos de aceite; basura producto de los trabajadores; cemento, arena, piedra y grava producto del desperdicio de las construcciones.

Ruidos y/o vibraciones: los impactos ambientales por ruido se dan principalmente por la utilización de maquinaria y equipo durante la fase de preparación del sitio, explotación de bancos de material y durante la fase de construcción del sistema de alcantarillado sanitario. El ruido puede resultar perjudicial para los trabajadores de la empresa contratista y a los pobladores de la comunidad.

Contaminación visual: una mala selección del sitio donde se instale el campamento, la explotación de bancos de material, o donde se deposite el material de desperdicio, pueden ocasionar alteraciones al paisaje. Además, se tendrá actividades propias del proyecto como la remoción de la cobertura vegetal presente a la orilla del tramo y la excavación de zanjas donde se instalaren las tuberías.

Medidas de mitigación

Residuos y/o contaminantes que serán generados: la maquinaria y equipo utilizados deben tener filtros para reducir la emanación de contaminantes; durante el transporte de materiales, los mismos deben cubrirse con lona para evitar la dispersión de partículas de suelo a lo largo del trayecto de acarreo, esto evitará malestar a los pobladores que se encuentran a la orilla del tramo en construcción.

Otro aspecto importante que deberá tomarse con especial cuidado es el mantenimiento de la carretera de acceso a la comunidad, con los contenidos de humedad adecuados para evitar el polvo, es importante que todo el personal que labora en el campo deba equiparse con mascarillas para evitar infecciones respiratorias.

Descarga de aguas residuales: se recomienda que en los campamentos se instalen letrinas o en su defecto fosas sépticas, mismas que deberán ser ubicadas lejos de los causes o fuentes de agua, evitando que tengan contacto con la capa freática. Estas deberán ser en número proporcional de 1 servicio por cada 10 personas.

Descarga de lubricantes: es conveniente que para el tratamiento de los lubricantes se construya una fosa de captación para este tipo de residuos en el área de campamento, estos posteriormente deberán ser recolectados y depositados en toneles de metal para trasportarlos a áreas de reciclaje.

Sitios arqueológicos: para este factor deberá realizarse un reconocimiento y levantamiento de información detallada para determinar la presencia de sitios arqueológicos, o que sean de alto interés cultural, para determinar la presencia de sitios que carácter histórico, esta actividad deberá realizarse en conjunto con el Instituto de Antropología e Historia —IDAEH-.

Desechos sólidos: en lo que respecta al material de excavación, deberá analizarse si puede ser reciclado para una pronta reincorporación, ya que disminuirá la explotación de canteras y se evitará la utilización de áreas para su disposición. En lo que respecta a los repuestos, neumáticos entre otros, estos desechos deberán ser recolectados en el campamento y llevarlos a sitios donde pueden ser reciclados o utilizados para alguna labor industrial, pero no deberá ser ubicados a lo largo del tramo en construcción, ni en vertederos clandestinos y municipales.

Ruidos y/o vibraciones: la maquinaria, herramienta y equipo a utilizar debe encontrarse en adecuadas condiciones de funcionamiento para minimizar las emisiones sonoras, como también equipar a todo el personal de campo con el equipo de protección especial. Además, se recomienda desarrollar los trabajos únicamente en jornada diurna. Se considera que este impacto es de duración temporal ya que el mismo se presenta durante el tiempo de ejecución de la obra.

Contaminación visual: el área de campamento deberá ubicarse de preferencia en sitios donde no se afecten las cuencas visuales, o bien donde se tengan cortinas vegetales para favorecer el impacto visual. Además, al finalizar las labores en el área del proyecto, se deberá adecuar el sitio a las condiciones originales, con actividades de reforestación con especies arbóreas nativas.

La ubicación de los bancos de material será determinante para este factor ya que debido a las condiciones topográficas, una mala selección de estos sitios afectará el paisaje del lugar, por lo que se recomienda al finalizar las labores de extracción de material nivelar el terreno y posteriormente revegetar con especies arbóreas del lugar.

Áreas protegidas: se deberá evitar la intervención en las áreas cercanas al área boscosa principalmente con actividades como: la explotación de bancos de material y sitios para el depósito de desperdicio. Además, deberá evitarse la utilización de dinamita para labores de construcción ya que podría afectar a la fauna existente en el lugar.

Es conveniente que las medidas de mitigación propuestas en el estudio sean compatibles con el área en mención, como la reforestación, ya que se deberán sembrar árboles nativos para no introducir especies exóticas al área.

El complemento lógico y deseable de un estudio de análisis de impacto ambiental es la vulnerabilidad, la ejecución de las necesarias medidas de prevención y mitigación para corregir las debilidades encontradas.

Por ello es muy importante que la formulación de recomendaciones técnicas y la estimación de los costos de las medidas de mitigación formen parte del propio estudio de vulnerabilidad. Algunas de esas medidas de mitigación serán complejas técnicamente y requerirán estudios adicionales sobre diseños de ingeniería y estimación de costos.

Las medidas de mitigación de los sistemas de alcantarillado y agua potable incluyen la readaptación, la sustitución, la reparación, la colocación de equipos de respaldo y el mejoramiento del acceso.

2.2. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para barrio La Tejera, San Juan Ermita

2.2.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en diseñar un sistema de abastecimiento de agua potable, el cual debido a la ubicación y naturaleza de la fuente de abastecimiento, así como de la topografía del lugar, el sistema deberá ser por gravedad, y abastecerá a 25 viviendas. Incluye: captación típica, línea de conducción, tanque de distribución y red de distribución por ramales. El planteamiento general es aprovechar el 100 por ciento del caudal de las fuentes existentes. De esta manera se podrá aprovechar el recurso hídrico de estas fuentes en actividades domésticas.

2.2.2. Aforos, dotación y tipo de servicio

En el caserío El Pinalito, de la aldea Buena Vista, se ubica una fuente de agua con brote definido en una ladera, de la cual se captará el caudal en su totalidad, para conducirla por gravedad a las viviendas de la comunidad del barrio La Tejera.

El aforo de la fuente se realizó por el método volumétrico, obteniendo un caudal total de 2 l/s, realizándose éste el 22 de noviembre de 2009 y el 20 de febrero de 2010. El aforo de la fuente tomada en estas dos fechas no presentó variación de caudal, según los pobladores de la aldea, el caudal de la fuente se mantiene constante en cualquier época del año.

La dotación es la cantidad de agua asignada a una persona durante un día. Desde el punto de vista económico, la dotación es muy importante, ya que a mayor dotación, mayor será el diámetro de la tubería, y por consiguiente eleva el costo del proyecto.

De acuerdo con las normas y debido a que la comunidad tiene un clima templado, y haciendo un análisis de consumo por el tipo de actividad de sus habitantes de la comunidad, siendo esta una fracción del área urbana, se decidió adoptar una dotación de 150 l/hab/día y un tipo de servicio predial.

2.2.3. Tasa de crecimiento poblacional

Según los datos de población del Instituto Nacional de Estadística (INE) la tasa de crecimiento poblacional en el área es del 2,50%, dado que se aplico para estimar la población futura.

2.2.4. Período de diseño, población futura

Se entiende como período de diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, al tiempo comprendido entre la puesta en servicio y el momento en el que sobrepase las condiciones establecidas en el diseño. Con base a las normas establecidas, todas las partes del proyecto fueron diseñadas para un período de 20 años.

Para el cálculo de la población futura se utilizó el método de crecimiento geométrico según la fórmula siguiente.

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

Donde:

P_f = población futura

P_o = población actual según censo realizado en el E.P.S. = 150 hab.

r = tasa de crecimiento poblacional (%) = 2,5%

n = período de diseño = 20 años

Sustituyendo valores:

$$P_f = 150 * (1 + 0,025)^{20}$$

$$P_f = 246 \text{ habitantes}$$

2.2.5. Factores de consumo y caudales

En un sistema público de abastecimiento de agua, el consumo es afectado por una serie de factores que varían en función del tiempo, las costumbres de la región, las condiciones climáticas, y las condiciones económicas que son inherentes a una comunidad y distintos de una comunidad a otra.

Durante el día, el caudal dado por una red pública varía continuamente, en horas diurnas, supera el valor medio, alcanzando valores máximos alrededor del medio día, y los valores mínimos en las primeras horas de la madrugada.

La aplicación de estos factores de seguridad garantiza el buen funcionamiento del sistema en cualquier época del año, bajo cualquier condición, el cual se describen a continuación:

- **Factor de día máximo (FDM):** este incremento porcentual se utiliza cuando no se cuenta con datos de consumo máximo diario. UNEPAR –INFOM recomienda lo siguiente.

Para poblaciones del área rural un FDM de 1,2 a 1,8

Para poblaciones urbanas un FDM de 1,8 a 2

Para el área metropolitana un FDM de 2 a 3

Para este proyecto se utilizó un FDM de 1,8

- **Factor de hora máximo (FHM):** este, como el anterior, depende de la población que se esté estudiando y de sus costumbres. UNEPAR –INFOM recomienda lo siguiente.

Para poblaciones del área rural un FHM de 1,8 a 2

Para poblaciones urbanas un FHM de 2 a 3

Para el área metropolitana un FHM de 3 a 4

Para este proyecto se utilizó un FHM de 2,5

2.2.5.1. Caudal medio diario (Q_m)

Es la cantidad de agua que va a consumir la población durante un día (24 horas), el cual se expresa también como el promedio de los consumos diarios en el período de un año.

Cuando no se conocen registros, generalmente se asume como el producto de la dotación por el número posible de usuarios al final del período de diseño, se calcula según la siguiente expresión.

$$Q_m = D * P / 86400$$

Donde:

Q_m = caudal medio diario en l/s

D = 150 l/Hab/día

P = número de habitantes futuros

Sustituyendo valores:

$$Q_m = \frac{(150 \text{ l / hab / día})(246 \text{ hab})}{86400} = 0,431 \text{ l / s}$$

2.2.5.2. Caudal máximo diario (Q_{md})

Se define como el máximo consumo de agua durante 24 horas, observado en el período de un año. Se utiliza para diseñar la línea de conducción:

$$Q_{md} = Q_m * FDM$$

Donde:

FDM = 1,8

Sustituyendo valores:

$$Q_{md} = 0,43 * 1,8 = 0,774 \text{ l/s}$$

2.2.5.3. Caudal máximo horario (Q_{mh})

El caudal máximo horario es aquel que se utiliza para diseñar la red de distribución. Se define como el máximo consumo de agua observado durante una hora del día en el período de un año, las cuales indican que:

$$Q_{mh} = Q_m * FHM$$

Donde:

$$FHM = 2,5$$

Sustituyendo valores:

$$Q_{mh} = 0,43 * 2,5 = 1,075 \text{ l/s}$$

2.2.6. Calidad de agua y sus normas

El agua potable debe llenar ciertas condiciones, tales como:

- a) Incolora en pequeñas cantidades o ligeramente azulada en grandes masas.
- b) Inodora, insípida y fresca.
- c) Aireada, sin sustancias en disolución y sobre todo sin materia orgánica.
- d) Libre de microorganismos que puedan ocasionar enfermedades.

Para el análisis del agua es indispensable realizar los siguientes exámenes.

2.2.6.1. Análisis bacteriológico

El examen bacteriológico se hace con el fin de establecer la probabilidad de contaminación del agua con organismos patógenos que pueden transmitir enfermedades. Este examen se apoya en métodos estadísticos, que determinan el número más probable de bacterias presentes.

Según los resultados de los exámenes de calidad de agua, que se realizaron en el Centro de Investigaciones de Ingeniería, desde el punto de vista bacteriológico, el agua es apta para el consumo humano, pero para su mayor confiabilidad, se hace necesario implementar una desinfección a base de cloro, para aprovechar los efectos residuales. Con esto, se logrará una mayor seguridad, pues se disminuirán los riesgos de contaminación debidos a una inadecuada manipulación del agua.

2.2.6.2. Análisis físico-químico

El análisis físico sirve para medir y registrar aquellas propiedades que pueden ser observadas por los sentidos, como aspecto, color, turbiedad, olor, sabor, PH, temperatura y conductividad eléctrica.

El análisis químico tiene el propósito de determinar las cantidades de minerales y materia orgánica existentes en el agua, que afectan su calidad, como lo son: amoníaco, nitritos, nitratos, cloro residual, manganeso, cloruros, fluoruros, sulfatos, hierro total, dureza total, sólidos totales, sólidos volátiles, sólidos fijos, sólidos en suspensión, sólidos disueltos y también su alcalinidad (clasificación). El resultado del laboratorio, desde el punto de vista físico químico sanitario, indica:

pH cumple. Según NORMA COGUANOR NGO 4010. Esto indica que el agua es adecuada para el consumo humano. (ver resultados en anexos).

2.2.7. Fórmulas, coeficientes y diámetros de tuberías

Para determinar las pérdidas de carga en la tubería, se recurre a la fórmula de Hazen Williams, la cual está expresada por:

$$H_f = \frac{(1743,811) * (L) * (Q)^{1,85}}{(C)^{1,85} * (D)^{4,87}}$$

Donde:

H_f = pérdida de carga en metros

C = coeficiente de fricción interno (Para HG (C=100), y para PVC (C=150))

D = diámetro interno en pulgadas

L = longitud de diseño en metros

Q = caudal en litros por segundo

Conociendo la altura máxima disponible por perder, se toma como H_f, la cual permitirá encontrar el diámetro teórico necesario para la conducción del agua. Despejando el diámetro de la fórmula anterior, se tiene:

$$D = \left[\frac{1743,811141 \times L \times Q^{1,85}}{H_f \times C^{1,85}} \right]^{1/4,87}$$

Obteniendo el diámetro teórico, se procede a seleccionar el diámetro comercial superior y se calcula la H_f final.

2.2.8. Presiones y velocidades

El diseño hidráulico se hará con base en la pérdida de presión del agua que corre a través de la tubería. Para comprender el mecanismo que se emplea se incluye los principales conceptos utilizados:

a) Presión estática en tuberías

Se produce cuando todo el líquido en la tubería y en el recipiente que la alimenta está en reposo. Es igual al peso específico del agua multiplicado por la altura a que se encuentra la superficie libre del agua en el recipiente.

La máxima presión estática recomendable que soportan las tuberías debe ser entre 90 y 95%, teóricamente puede soportar más pero por efectos de seguridad si hay presiones mayores que la presente, es necesario colocar una caja rompe presión o tubería de PVC de 250 PSI o HG.

b) Presión dinámica en la tubería

Cuando hay movimiento de agua, la presión estática modifica su valor disminuyéndose por la resistencia o fricción de las paredes de la tubería, lo que era altura de carga estática ahora se convierte en altura de presión más pequeña, debido al consumo de presión que se le llama pérdida de carga. La energía consumida o pérdida de carga varía con respecto a la velocidad del agua y en proporción inversa al diámetro de la tubería.

La presión en un punto A es la diferencia entre la cota piezométrica del punto A y la cota del terreno en ese punto.

c) Velocidades

En todo diseño hidráulico es necesario revisar la velocidad del líquido, para verificar si ésta se encuentra entre los límites recomendados.

Para diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable, según las normas de UNEPAR se consideran los siguientes límites.

a) Para conducciones: mínima = 0,40 m/s y máxima = 3 m/s

b) Para distribución: mínima = 0,60 m/s y máxima = 3 m/s

Los fabricantes recomiendan: mínima 0,40 m/s y máxima 4 m/s

Para el diseño hidráulico de la línea de conducción, se conducirá el 100 por ciento del caudal de la fuente, para lo cual se tomará como caudal de conducción el caudal de aforo (Q_{md}).

Tabla X. Bases generales de diseño

Tipo de sistema	Gravedad
No. de conexiones	25
Población actual	150 hab.
Población futura	246 hab.
Viviendas actuales	25 viviendas
Viviendas futuras	41 viviendas
Período de diseño:	20 Años
Tasa de crecimiento:	2,50%
Dotación	150 l / h / d
Caudal medio	0,43 l / s
Caudal de conducción	2 l / s
Caudal de distribución	1,075 l / s
Factor día máximo	1,8
Factor hora máximo	2,5

Clase de tubería	PVC
Presión de trabajo	160 PSI
Coeficiente hidráulico	150
Factor de almacenamiento	40%
Volumen de tanque*	15 m ³

* Según se especifica en la sección **2.1.10.3.1**

2.2.9. Levantamiento topográfico

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

Se utilizó como equipo un teodolito Sokisha modelo TM20E, nivel de precisión marca Wild modelo N24, dos plomadas, una cinta métrica con longitud de 50 metros, un estadal de acero de 4 metros, una almadana y machetes.

2.2.9.1. Planimetría

Tiene como objeto determinar la longitud del proyecto, localizar los accidentes geográficos y todas aquellas características, tanto naturales como no naturales, que puedan influir en el diseño del sistema, por ejemplo, calles, edificios, áreas de desarrollo futuro, carreteras, zanjones, ríos, cerros, etc.

Para la medición de planimetría del proyecto se utilizó el método de conservación de azimut.

2.2.9.2. Altimetría

La altimetría se encarga de la medición de la diferencia de nivel o de elevación entre los diferentes puntos del terreno, las cuales representan las distancias verticales medidas a partir de un plano horizontal de referencia.

Para la medición de altimetría del proyecto se utilizó el método taquimétrico.

2.2.10. Diseño hidráulico del sistema

2.2.10.1. Captación

Se define como las obras de artes o estructuras de obra civil adecuadas para la captación total o parcial de una fuente de abastecimiento, el cual puede ser: superficial, brote definido y galerías de infiltración; toda estas estructuras diseñadas bajo ciertas normas y reglamentos. La fuente de abastecimiento constituye el elemento primordial en el diseño de un acueducto y previo a cualquier paso debe definirse su tipo, cantidad, calidad y ubicación.

Para este proyecto la fuente es un brote definido, consiste en hacer una excavación hasta el suelo firme rodeando el nacimiento del cual se deriva un muro frontal y dos alarones dentro de los cuales se realiza una galería de infiltración, la cual consiste en la colocación de rocas, de mayor a menor, en orden ascendente, con una capa de pedrín y el sello sanitario, tomando en cuenta que las salidas de tubería tienen que quedar libres normalmente en un espacio de 1 metro por 1 metro; además, consta de un dispositivo de rebalse y uno de seguridad en la tapadera.

2.2.10.2. Línea de conducción

La línea de conducción es un conjunto de tuberías libres o forzadas (presión), que parten de las obras de captación al tanque de distribución. Para el diseño de una línea de conducción por gravedad, se deben tener los siguientes aspectos fundamentales.

- a) Capacidad suficiente para transportar el caudal de día máximo.
- b) La selección del diámetro y clase de la tubería que se empleará deberá ajustarse a la máxima economía.

A continuación se muestra el cálculo a manera de ejemplo, del tramo E-0 a la estación E-13.

a) Datos

Longitud = $L = 669,4$ m

Caudal = $Q = 2 \frac{\text{lt}}{\text{seg}}$

CHW = 150

Cota E-0 = 1 000 m

Cota E-13 = 973,11 m

Primero, se calcula la carga disponible o diferencia de nivel entre las estaciones, es decir H_f .

$$H_f = Cota_{E-0} - Cota_{E-13}$$

$$H_f = 1000 - 973,11 = 26,89 \text{ m}$$

Para esta carga disponible, se obtendrá un diámetro teórico, despejando de la fórmula Hazen Williams, el diámetro se obtiene.

$$\theta_{\text{teorico}} = \left(\frac{1743,811 * Q^{1,85} * L}{C^{1,85} * Hf} \right)^{\frac{1}{4,87}} ; \text{ sustituyendo datos obtenemos:}$$

$$\theta_{\text{teorico}} = \left(\frac{1743,811 * (2)^{1,85} * 669,4}{(150)^{1,85} * 26,89} \right)^{\frac{1}{4,87}}$$

$\theta = 1,74$, se recomienda utilizar tubería de 2"

Pérdida de carga

$$hf = \frac{1743,811 \times 669,4 \times 2^{1,85}}{(150^{1,85}) \times (2,19^{4,87})}$$

$$hf = 13,56 \text{ m}$$

Cota piezométrica en E-13:

Es la diferencia entre la altura de un punto y la pérdida de carga de la tubería.

$C_p = \text{cota de salida} - \text{pérdida de carga}$

$$C_p = 1000 - 13,56 = 986,44 \text{ m}$$

Presión Dinámica

P.D. = Cota piezométrica en E - 13 - cota de terreno en E - 13

$$P.D. = 986,44 - 973,11$$

$$P.D. = 13,33 \text{ m}$$

Velocidad

$$V = 2 / (0,50670866 \times 2^2)$$

$V = 0,99 \text{ m/s}$; cumple por ser mayor a 0,40 y menor a 4 m/s

Cantidad de tubos

$$669,4\text{m} / 6\text{m} = 112 \text{ tubos}$$

$$112 \times 10\% = 11 \text{ tubos}$$

$$\text{Total tubos} = 112 + 11 = 123 \text{ tubos (resumen hidráulico ver apéndice 2)}$$

2.2.10.3. Tanque de distribución

En todo sistema, incluyendo aquellos con abastecimiento por gravedad durante las 24 horas del día, debe diseñarse un tanque como mínimo, con las siguientes funciones.

- Compensar las demandas máximas horarias esperadas en la red de distribución.
- Almacenar agua en horas de poco consumo, como reserva para contingencias.
- Almacenar cierta cantidad de agua para combatir incendios.
- Regular presiones en la red de distribución.
- Reserva suficiente por eventual interrupción en la fuente de abastecimiento.

Se podría suprimir el tanque de almacenamiento, sólo cuando la fuente asegure un caudal superior a 3 veces el consumo medio diario de la población, en toda época del año.

Las variaciones de consumo pueden ser establecidas utilizando la suma de variaciones horarias de consumo de una población, con iguales características a la localidad, cuando se dispone de una curva aplicada al caso estudiado. De lo contrario, el volumen de compensación en sistemas por gravedad se adoptará del 25% al 40% del consumo medio diario y en sistemas por bombeo de 35% al 50%.

Cuando el suministro de agua puede considerarse seguro y continuo, en la cantidad prevista en el proyecto, se puede prescindir del volumen de reservas para contingencias, con el fin de mantener bajo el costo inicial del sistema.

2.2.10.3.1. Cálculo del volumen

En los sistemas por gravedad se debe considerar un volumen de distribución o almacenamiento de 25% al 40% del caudal medio diario o el 25% del caudal máximo diario, según normas de diseño.

$$\text{Vol} = (\text{Qmd} * \% \text{almacenamiento} * 1\text{m}^3 * 86\,400 \text{ seg/día}) / 1000 \text{ l}$$

Donde:

Vol. = Volumen del tanque

Qmd = Caudal medio diario

En este proyecto se tomó un almacenamiento del 40% del caudal máximo diario.

$$\text{Vol} = \frac{0,40 \times 0,43 \times 86\,400}{1000} = 14,86\text{m}^3$$

Capacidad real = 15 m.³ (Ver detalle de tanque en planos del apéndice 2)

2.2.10.3.2. Diseño estructural del tanque

Los tanques de distribución o almacenamiento normalmente se construyen de muros de gravedad de concreto ciclópeo, concreto reforzado, mampostería reforzada, y cubierta de losa de concreto reforzado; en los tanques elevados, predomina el uso de acero.

Debido a las características del terreno y los requerimientos de la red de distribución, los tanques pueden estar totalmente enterrados, semienterrados, superficiales o elevados. En este caso el tanque se diseñará con muros de gravedad de concreto ciclópeo y cubierta de concreto reforzado, y para evitar la excesiva excavación, será superficial, donde la condición crítica es cuando ésta se encuentra completamente lleno. La estructura de cubierta se diseñará, con una losa de concreto reforzada y con las siguientes dimensiones que se mostraran a continuación.

Longitud = 4 m

Ancho = 3 m

Haciendo uso del código ACI (American Concrete Institute) y el método 3, se procede a diseñar:

- **Coefficientes de momentos**

Cálculo del coeficiente de momentos (m) a usar en el código ACI, que es la relación entre el lado menor y el lado mayor.

$$m = a / b = 3 / 4 = 0,75$$

Como $0,75 > 0,5$ entonces la losa se diseñará en dos sentidos.

- **Espesor de la losa**

$$t = \text{Perímetro} / 180$$

$$t = 2 * (3 + 4) / 180 = 0,08 \rightarrow 0,10 \text{ m}$$

- **Integración de cargas**

Carga muerta: es el peso propio de la estructura.

$$CM = PpLosa + \text{sobre peso}$$

$$PpLosa = 2400 \text{ kg/m}^3 * t * 1 \text{ m}$$

$$PpLosa = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0,10 * 1 \text{ m} = 240 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sobre peso} = 60 \text{ kg/m}$$

$$Cm = 240 \text{ kg/m} + 60 \text{ kg/m} = 300 \text{ kg/m}$$

Carga viva: son las fuerzas externas que actúan en la estructura.

$$Cv = 100 \text{ kg/m}$$

Cargas últimas: es la sumatoria de cargas vivas y muertas afectadas por un factor de seguridad. El factor para carga muerta es un 40% más y viva 70%. $CU = CMu + CVu$

$$CU = 1,4 (300 \text{ kg/m}) + 1,7(100 \text{ kg/m}) = 590 \text{ kg/m}$$

- **Momentos que actúan en la losa**

Los momentos pueden ser positivos o negativos, conforme se aplique la integración de la carga en la losa y de acuerdo a la posición de giro.

$$M(+)_A = A^2 * (CaCm * CMu + CaCv * CVu)$$

$$M(+)_A = (3)^2 * ((0,061 * 420 \text{ kg/m}) + (0,061)(170 \text{ kg/m}))$$

$$M(+)\text{A} = 323,91 \text{ kg-m}$$

$$M(-)\text{A} = 323,91 \text{ kg-m} / 3 = 107,97 \text{ kg-m}$$

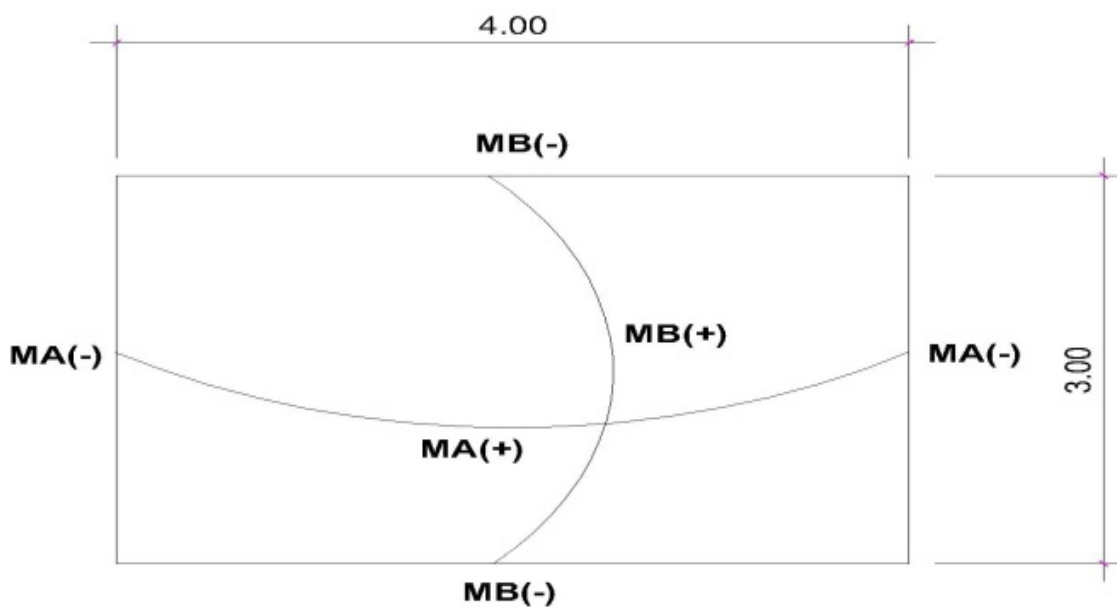
$$M(+)\text{B} = B^2 * (\text{CbCm} * \text{CMu} + \text{CbCv} * \text{CVu})$$

$$M(+)\text{B} = (4)^2 * ((0,019 * 420 \text{ kg/m}) + (0,019)(170 \text{ kg/m}))$$

$$M(+)\text{B} = 179,36 \text{ kg-m}$$

$$M(+)\text{B} = 179,36 \text{ kg-m} / 3 = 59,79 \text{ kg/m.}$$

Figura 7. Diagrama de momentos



- **Acero mínimo y espaciamiento**

$$A_{s \min} = \left(\frac{14,1}{F_y} \right) * b * d$$

donde:

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 10 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} = 7,5 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = \left(\frac{14,1}{2810 \text{ kg/cm}^2} \right) * 100 * 7,5 = 3,76 \text{ cm}^2$$

$$Esp = 0,71 * \frac{100}{3,76} = 18,88 \text{ cm}$$

$$Esp_{\max} = 3 * t = 3 * 10 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

Calculando el acero para los momentos:

Tabla XI. Área de acero y espaciamiento

Momento (kg/m)	As (cm ²)	Espaciamiento (cm)	Smin (cm)	Smax (cm)
323,91	1,73	41,0	18	30
107,97	0,57	124,6	18	30
179,36	0,95	74,7	18	30
59,79	0,32	221,8	18	30

Los espaciamientos finales quedan de la siguiente manera:

Momento 323,91 kg-m No.3 @ 0,18 m

Momento 107,97 kg-m No.3 @ 0,18 m

Momento 179,36 kg-m No.3 @ 0,18 m

Momento 59,79 kg-m No.3 @ 0,18 m

- **Diseño estructural del muro del tanque**

Para el cálculo se utilizan los siguientes datos:

Peso específico del concreto ciclópeo ($W_{\text{concreto ciclópeo}}$)	=	2 700 kg/m ³
Peso específico del concreto armado ($W_{\text{concreto armado}}$)	=	2 400 kg/m ³
Peso específico del suelo (W_{suelo})	=	1 700 kg/m ³
Valor soporte del suelo (V_s) (asumido)	=	20 t/m ²

Figura 8. Geometría y diagrama de presiones del muro

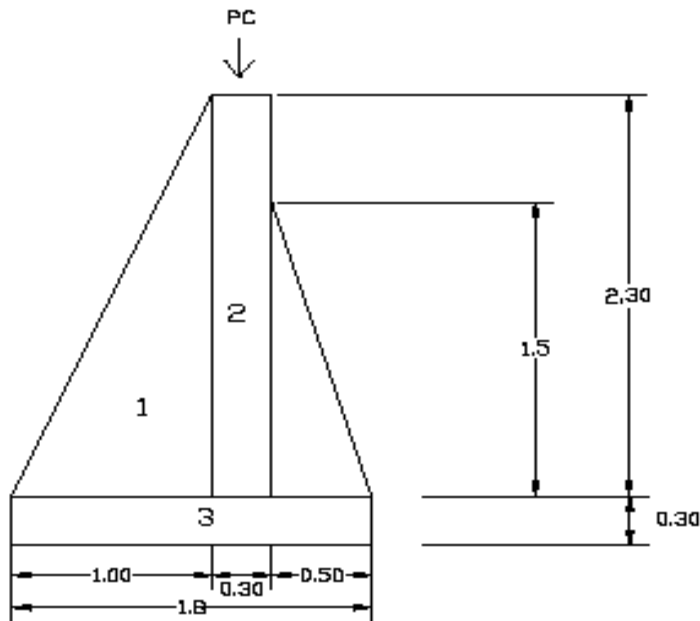


Tabla XII. Momento estabilizante en el muro

Sección	Dimensiones (m)		Área (m ²)	Peso vol (kg/m ³)	Peso Wr (kg)	Brazo (m)	Momento Mr(kg-m)
1	1,0	2,30	2,30	2 700	1 647	0,47	774,09
2	0,3	2,30	0,53	2 700	1 431	0,85	1 216,35
3	1,8	0,3	0,54	2 700	1 215	0,75	911,25
					4 293		2 901,69

- **Carga de losa y vigas sobre el muro**

Carga muerta (CM):

Peso propio de la losa: $2\,400\text{ kg/m}^3 \cdot 0,10\text{m} = 240\text{ kg/m}^2$

Sobre peso = 60 kg/m^2

$CM = 240\text{ kg/m}^2 + 60\text{ kg/m}^2 = 300\text{ kg/m}^2$

$CV = 100\text{ kg/m}^2$

$CU = 1,4CM + 1,7CV = 1,4(300\text{ kg/m}^2) + 1,7(100\text{ kg/m}^2) = 590\text{ kg/m}^2$

Área tributaria:

$A = (3,0\text{m} \cdot 1,5\text{m}) / 2 = 2,25\text{ m}^2$

$B = ((4,0\text{m} + 1) \cdot 1,5\text{m}) / 2 = 3,00\text{ m}^2$

Peso sobre el muro = Peso área tributaria de losa + peso propio de viga

$W_A = (590 \cdot 2,25) / 3 + (2\,400 \cdot 0,15 \cdot 0,20) = 514,50\text{ kg/m}$

$W_B = (590 \cdot 3) / 4 + (2\,400 \cdot 0,15 \cdot 0,20) = 625,13\text{ kg/m}$

Se toma el mayor como el caso crítico que es $W = 625,13\text{ kg/m}$

Considerando W como carga puntual (P_C):

$P_C = 625,13\text{ kg/m} \cdot 1,0\text{m} = 625,13\text{ kg}$

Momento que ejerce la carga puntual (M_C):

$$M_C = 625,13 \text{ kg} \left[(0,30 / 2) + 0,70 \right] \text{ m} = 531,36 \text{ kg-m}$$

Peso total del muro (W_t):

$$W_t = W + W_r = 625,13 + 4\,293 = 4\,918,13 \text{ kg/m}$$

Fuerza activa (F_a):

$$F_a = \gamma_{\text{agua}} * H^2 / 2 = 1\,000 \text{ kg/m}^3 * (1,25)^2 / 2 = 781,25 \text{ kg/m}$$

Momento de volteo con respecto a "x":

$$M_{\text{act}} = F_a * (H / 3) = 781,25 \text{ kg/m} * ((1,25 / 3) + 0,60) = 794,27 \text{ kg-m / m}$$

- **Chequeos**

a) Estabilidad contra volteo (F_{sv}) > 1.5

$$F_{sv} = (M_r + M_C) / M_{\text{act}} = (2\,901,69 + 531,36) / 794,27 = \mathbf{4,32 > 1,50}$$

b) Estabilidad contra deslizamiento (F_{sd}) > 1.5

$$F_{sd} = (W_T * \mu) / F_a = (4\,918,13 * 0,40) / 781,25 = \mathbf{2,52 > 1,50}$$

c) Presión máxima bajo la base del muro $P_{\text{max}} < V_s$

$$a = (M_r + M_C - M_{\text{act}}) / W_T = (2\,901,69 + 531,36 - 794,27) / 4\,918,13$$

$$a = 0,54 \text{ m}$$

Donde la excentricidad (e_x) = $(1/2 * \text{base}) - a$

$$e_x = (1/2 * 1,50) - 0,54 = 0,21 \text{ m}$$

Módulo de sección por metro lineal (S_x):

$$S_x = 1/6 * (\text{base})^2 * \text{longitud} = 1/6 * (1,50 \text{ m})^2 * 1 \text{ m} = 0,38 \text{ m}^3$$

Presión máxima Pmax.

$$P_{\text{máx}} = (W_T / A) + [(W_T * ex) / Sx]$$

$$P_{\text{máx}} = (4\,918,13 / 1,50 * 1) + [(4\,918,13 * 0,21) / 0,38]$$

$$P_{\text{máx}} = \mathbf{5.996 \text{ t/m}^2} < \mathbf{20 \text{ t/m}^2}$$

$$P_{\text{min}} = (W_T / A) - [(W_T * ex) / Sx]$$

$$P_{\text{min}} = (4,918.13 / 1.50 * 1.0) - [(4,918.13 * 0.21) / 0.38]$$

$$P_{\text{min}} = 0.560 \text{ ton/m}^2 > 0 \text{ ton/m}^2$$

Las dimensiones propuestas del muro resisten las cargas a que estarán sujetas.

2.2.10.4. 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 de la sección 2.2.10.2.

A continuación se diseñará el tramo de la red de distribución que va del tanque de distribución cota E-24 = 898,61 m a cota E-37 = 848,54 m, a manera de ejemplo.

$$Q_d = 1,075 \text{ lt/seg } (Q_m * FHM)$$

$$L = 485,61 \text{ m}$$

$$H_f = 898,61 - 848,54 = 50,07 \text{ m}$$

$$\theta_{\text{teorico}} = \left(\frac{1743,811 * (1,075)^{1,85} * 458,61}{(150)^{1,85} * 50,07} \right)^{\frac{1}{4,87}}$$

$\theta = 1,13$, se recomienda utilizar tubería de 1 1/4"

Pérdida de carga

$$hf = \frac{1743,811 \times 458,61 \times (1,075)^{1,85}}{(150^{1,85}) \times (1,53^{4,87})} = 30,77 \text{ m}$$

C= 150 (Tubería P.V.C.)

Cota piezométrica en E-37

Es la diferencia entre la altura de un punto y la pérdida de carga de la tubería.

Cp = cota E - 24 - pérdida de carga

$$Cp = 898,61 - 30,77 = 867,84 \text{ m}$$

Teniendo en cuenta para el diseño las siguientes consideraciones.

- a) El diseño se hará utilizando el caudal máximo horario (Q_{mh}), con su respectivo factor hora máximo, con el fin de asegurar su correcto funcionamiento para el período de diseño.

- b) Para el chequeo de redes, debe tomarse en cuenta lo siguiente.
 1. El caudal que entra es igual al caudal que sale, en cada nudo.
 2. La presión dinámica estará entre 10 y 40 mca excepto en puntos donde exista poco desnivel, se puede tener un mínimo de 6 mca
 3. Caudal unitario de vivienda = $Q_{mh} / \text{No. viviendas}$
 4. Presión mínima en los nudos 10 mca
 5. Caudal instantáneo = $K = \sqrt{n-1}$; donde k = 0,15 si $n \leq 55$,
k = 0,20 si $n \geq 55$, y n = número de viviendas en cada tramo.

Considerado el número de viviendas a abastecer en cada ramal, se calcula el caudal de consumo y el caudal instantáneo, utilizando el mayor de los dos, y mediante el criterio de continuidad se determina el caudal de distribución en cada punto.

2.2.10.5. Sistema de desinfección

El porcentaje recomendable de cloro en agua para consumo humano es de 3 cc/litro, y como se sabe que el caudal que llega al tanque es de 0.5 l/s, la cantidad de hipoclorito para alimentar el clorinador se calcula de la forma siguiente.

Periodo de cloración: 1 mes

Caudal por mes: $0,5\text{l/s} \times 24\text{ h} \times 3\,600\text{s/h} \times 30\text{ d/mes} = 829\,440\text{ l}$

Cantidad de cloro: $829\,440\text{ l} \times 0,003\text{ cc/l} = 2\,488\text{ cc} \cong 2,5\text{ l}$

Se aplicarán 2,5 litros de cloro cada mes al clorinador regulando el mismo para que deje salir aproximadamente 3,5 cc/hora.

2.2.10.6. Obras de arte

2.2.10.6.1. Válvulas de limpieza

Son aquellas que se usan para extraer todos los sedimentos que se pueden acumular en los puntos bajos de las tuberías; se deben colocar únicamente y exclusivamente en la línea de conducción, ya que en la red de distribución, los grifos realizan esta función.

Estas válvulas se componen básicamente por una te a la cual se conecta lateralmente un niple (tubería menor de 6 m), además de una válvula de compuerta que se puede abrir para que, por medio del agua, se expulsen de la tubería los sólidos acumulados. Las válvulas de limpieza se colocaron en las estaciones E-5 y E-22, como se detalla en los planos constructivos en el apéndice 2.

2.2.10.6.2. Válvulas de aire

Las líneas por gravedad tienen tendencias a acumular aire en los puntos altos. Cuando se tienen presiones altas, el aire tiende a disolverse y continúa en la tubería hasta que es expulsado, pero en los puntos altos de relativa baja presión, el aire no se disuelve creando bolsas que reducen el área útil de la tubería. La acumulación de aire en los puntos altos provoca una reducción del área de flujo del agua y consecuentemente se produce un aumento de las pérdidas y una disminución del caudal. Con el fin de prevenir este fenómeno debe utilizarse válvulas que ubicadas en todos los puntos altos permitirán la expulsión de aire y la circulación del caudal deseado. Las válvulas de aire, se colocaron en las estaciones E-7 y E-13, como se detalla en los planos constructivos en el apéndice 2.

2.2.11. Administración, operación y mantenimiento

Esta etapa es de suma importancia y debe considerarse prioritaria, ya que ningún sistema de agua potable puede funcionar por si mismo, ni funcionar de manera adecuada si se opera de de manera inadecuada; por otra parte su mantenimiento es indispensable. Por tal razón se pretende que exista un comité capaz de resolver de manera inmediata la mayoría de los problemas técnicos, operativos y administrativos, que se presenten durante el servicio del sistema de agua potable.

✓ Administración

El comité de vecinos, debidamente organizado, es el encargado de velar por el uso adecuado del sistema y de racionar equitativamente el suministro, en caso de emergencia. Así mismo debe dirigir al encargado del mantenimiento preventivo y correctivo del sistema e implementar los mecanismos de seguridad adecuados, que estén a su alcance para evitar actos de vandalismo contra el sistema y perjuicio de los usuarios.

Puesto que el comité tiene a su bien la administración del sistema, debe efectuar el cobro de la tarifa previamente determinada, en la fecha estipulada; dicha tarifa incluye ingresos para cubrir gastos administrativo, reparaciones, cambios y mejoras en el sistema. Además, tiene a su cargo llevar el registro de cuantos usuarios están conectados al sistema y otorgar nuevos derechos de conexión, sin exceder la capacidad del sistema, para ello debe elaborarse un reglamento interno de la comunidad, esta actividad se recomienda que sea supervisada por la comunidad.

Para que la administración sea funcional, la comunidad tiene que estar en completo acuerdo con los diferentes elementos que intervienen o que componen a la misma, por lo que el comité, la tarifa y los reglamentos sobre el uso del agua debe determinarse o avalarse en una asamblea comunitaria.

✓ **Operación y mantenimiento**

El encargado del funcionamiento debe ser preferiblemente un fontanero asalariado, que realizará inspecciones periódicas a todos los componentes físicos del sistema para garantizar su adecuado funcionamiento.

Entre las actividades más comunes del fontanero están: detectar posible fugas cuando se registra continuamente insuficiente; efectuar reparaciones necesarias; alimentación y limpieza del sistema de desinfección; mantener limpia las unidades y limpiar de maleza y velar por el buen funcionamiento de todas las obras complementarias. Si no se cuenta con un fontanero, entonces, el comité de vecinos es el encargado de realizar dichas actividades.

Es importante enfatizar que ningún sistema de agua funciona adecuadamente sin la supervisión del elemento humano; de lo contrario, el sistema tarde o temprano colapsará y dejará de prestar el servicio.

2.2.12. Propuesta de tarifa

Un sistema de agua potable no es solamente la fase de construcción, se le debe dar una operación y un mantenimiento adecuado, para garantizar la sostenibilidad del mismo durante el período para el que ha sido diseñado. Esto implica que es necesario contar con recursos suficientes para operar el sistema, darle un mantenimiento preventivo y cuando así lo amerita también correctivo; dichos recursos sólo pueden obtenerse a través del pago mensual de una tarifa que cada una de las viviendas deberá cancelar.

Salario del fontanero

En este caso se le asignará un salario al fontanero de Q 400,00 mensual

Repuestos y herramientas

$$R = (0,004 \times 314\,690) \times (1 + 0,11) / 12 = Q116,45/\text{mes}$$

donde: 0,004 = 0,4% para afectar el costo del proyecto por mantenimiento mayor y menor

Q 314 690,00 = costo del proyecto sin incluir terrenos y fuentes.

0,11= % de inflación

1 = constante

12 = número de meses del año

Costo de desinfección

$$D = 0,75 \times 86,4 \times 3 \times 0,0132 \times 30 = Q76,98/\text{mes}$$

donde: 0,75 = Caudal máximo diario en litros/segundo.

86,4 = factor de conversión de l/s a m³/día.

3 = Cantidad de cloro por litro de agua en cc.

0,0132 = Costo del clorinador por unidad de peso aplicado.

30 = días del mes para aplicar el tratamiento.

Costo del tesorero

$$CT = (S + R + D) * 0,10 = (400,00 + 76,98 + 116,45) * 0,10 = Q60,00/mes$$

donde: S, R, D = cálculos de incisos anteriores.

0,10 = % de lo recaudado para el pago del tesorero según Acuerdo Gubernativo No. 293-82.

Propuesta de tarifa

$$T = (S + R + D + CT) / 25 = (400 + 116,45 + 76,98 + 60) / 25 = Q25,00/mes$$

Se propone una tarifa de Q25,00 por servicio mensual. Este es un valor accesible para la población, ya que las tarifas que la municipalidad propone oscilan entre Q10,00 y Q25,00 mensuales.

2.2.13. Elaboración de planos

Los planos constructivos para el sistema de abastecimiento de agua potable se presentan en el apéndice 2, están conformados por: planta de densidad de vivienda, planta y perfil de línea de conducción y red de distribución, tanque de captación, detalles generales y estructurales de tanque de distribución, detalle de hipoclorador y conexión domiciliar.

2.2.14. Elaboración de presupuesto

Para la elaboración del presupuesto se cuantificó todo el material y la mano de obra necesaria y todos los aspectos necesarios en el desarrollo de la construcción de una obra, tal y como se aplicó en el proyecto de Alcantarillado Sanitario, para el barrio El Centro, San Juan Ermita, Chiquimula.

La tabla siguiente muestra el presupuesto, en un resumen general de renglones unitarios.

Tabla XIII. Resumen general, presupuesto sistema de abastecimiento de agua potable

No	REGLÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	SUB TOTAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES				
1.1	Replanteo topográfico	ml	2010	Q3,75	Q7 537,50
1.2	Limpieza y Chaqueo	ml	2010	Q4,00	Q8 040,00
1.3	Excavación	m3	482,4	Q20,00	Q9 648,00
2	CAPTACIÓN	global	1	Q22.500,00	Q22 500,00
3	LÍNEA DE CONDUCCIÓN				
3.1	Tubería PVC de 2" de 160 psi	tubos	123	Q215,85	Q26 549,55
3.2	Tubería PVC de 1 1/2" de 160 psi	tubos	122	Q138,65	Q16 915,30
4	LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN				
4.1	Tubería PVC de 1 1/4" de 160 psi	tubos	90	Q99,30	Q8 937,00
5	RELLENO	m3	458,28	Q20,00	Q9 165,60
6	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN	global	1	Q42 485,85	Q42 485,85
7	VÁLVULA DE AIRE	unidad	2	Q4 500,00	Q9 000,00
8	VÁLVULA DE LIMPIEZA	unidad	2	Q4 500,00	Q9 000,00
9	VÁLVULA DE CONTROL	unidad	2	Q3 400,00	Q6 800,00
10	CONEXIÓN DOMICILIAR	unidad	25	Q1 500,00	Q37 500,00
11	CLORADOR	global	1	Q7 500,00	Q7 500,00
TOTAL					Q314 690,00

2.1.15. Evaluación socio-económica

En general, los proyectos de sistemas de abastecimiento de agua potable tienen un gran componente social, el cual da al proyecto un enfoque para el análisis de su evaluación en este sentido; deben entonces considerarse los efectos indirectos y de valorización social, de beneficio y costo que conlleva su instalación y manejo. Sin embargo, una evaluación económica del proyecto ofrece indicadores de viabilidad para su realización.

La evaluación de proyectos por medio de métodos matemáticos y financieros es de utilidad para conocer la rentabilidad que generarán. Para ello se utilizarán los métodos del valor presente neto y la tasa interna de retorno, que se describen a continuación.

2.1.15.1. Valor presente neto

Al investigar diferentes situaciones económicas se observa que el tiempo es un factor continuo indispensable. Las escalas de tiempo son frecuentemente necesarias para visualizar el flujo previsto de efectivo resultante de una inversión propuesta. Así las cantidades que se indiquen sobre la escala de tiempo se consideran como desembolso o ingresos. Es decir, que el valor del dinero cambia conforme el tiempo, debido a diferentes factores tales como inflación, mercado, etc.

Dicho valor se utiliza para comparar alternativas de inversión. Consiste en transformar la inversión inicial, los ingresos y egresos anuales, así como valores futuros de rescate de un proyecto a un valor presente, a manera de determinar si éste es rentable al término del período de funcionamiento; para el presente proyecto se determina el VPN con una tasa de interés igual a la tasa de rendimiento mínima atractiva, que en el mercado actual es de 12%.

El procedimiento a realizar es el siguiente: la municipalidad de San Juan Ermita invertirá Q. 314 690,00 para la ejecución del proyecto de sistema de abastecimiento de agua potable. Para esto se emplearán los servicios de técnicos encargados de limpieza del tanque de captación, línea de conducción, tanque de almacenamiento y conexiones domiciliarias, con un sueldo de Q. 1 500,00, el costo de conexión por cada casa que cobra la municipalidad es de Q. 1 000,00 y el costo por mantenimiento mensual es de Q. 25,00 al mes. El período de diseño es de 20 años.

$$\text{VPN} = -314\,690,00 - 18\,000,00(1+0,12)^{20} + 25\,000,00 + 4\,500,00(1+0,12)^{20}$$
$$\text{VPN} = -\text{Q. } 392\,367,94$$

Como se puede observar, el resultado es negativo, indicando esto que no es conveniente, ya que no se recuperará el dinero invertido, pero como éste proyecto es de necesidad primaria, es conveniente la inversión, ya que se beneficiará a muchas familias, y mejorará la calidad de vida de los habitantes del barrio La Tejera.

2.1.15.2. Tasa interna de retorno

Ésta es utilizada para evaluar el rendimiento de una inversión. Debido a que el presente proyecto es de carácter social, es imposible obtener una tasa interna de retorno TIR atractiva; por lo que el análisis socioeconómico que se realiza a nivel municipal para este tipo de inversión es de costo/beneficio, éste se determina de la siguiente manera

$$\begin{aligned}\text{Costo} &= \text{Inversión inicial} \\ &= \text{Q } 314\,690,00\end{aligned}$$

Beneficio=No. de habitantes beneficiados (a futuro)

$$\begin{aligned}\text{Costo/beneficio} &= \frac{\text{Q } 314\,690,00}{250 \text{ Hab}} \\ &= \text{Q } 1\,258,76 / \text{Hab}\end{aligned}$$

Las instituciones de inversión social, toman las decisiones con base en el valor anteriormente obtenido y las disposiciones económicas que posean.

2.2.16. Evaluación de impacto ambiental del proyecto de agua potable

Localización del proyecto: barrio La Tejera se localiza en la cabecera municipal de San Juan Ermita, Chiquimula.

Descripción del proyecto: el proyecto consiste en la construcción de un sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad.

Características generales del proyecto:

Longitud del proyecto: 1 920 metros

Tipo de sistema: por gravedad

Periodo de diseño: 20 años

Aforo: 2 l/s

Dotación: 150 l/hab./día

Población actual: 150 habitantes

Población futura: 246 habitantes

Tiempo aproximado de ejecución: 5 meses

Área y situación legal del terreno: el área de influencia del proyecto es de aproximadamente 10 km², es montañosa, boscosa, existen áreas de cultivo de milpa y café, hay viviendas en la mayor parte de la red de distribución; no presenta problemas legales debido a que los vecinos son propietarios de los terrenos donde se ubican los nacimientos, paso de tubería y tanque de distribución.

Los trabajos necesarios para la preparación del terreno son: la limpieza y desmonte, la explotación de bancos de material, el manejo y disposición final de los desechos sólidos provenientes de la limpieza, desmonte excavación y compactación o consolidación del terreno.

Uso de recursos naturales del área: agua de los nacimientos y suelo proveniente de las excavaciones.

Sustancias o materiales que serán utilizados: cemento, hierro, arena, piedra, grava y tubería de PVC

➤ **Impacto ambiental que será producido**

Residuos y/o contaminantes que serán generados: de las emisiones de partículas a la atmósfera, descarga de aguas residuales, desechos sólidos y otros.

Emisiones a la atmósfera: el componente atmosférico se verá impactado por actividades como el acarreo de material; durante la realización de esta actividad se generan partículas de polvo, los cuales quedan en suspensión. Este impacto puede producir enfermedades respiratorias a los trabajadores y habitantes del área de influencia directa.

Descarga de aguas residuales: el manejo inadecuado de excretas, provenientes de los campamentos y de otras áreas de trabajo puede generar la contaminación del suelo y los cuerpos de agua.

Sitios arqueológicos: es importante como objetivo fundamental para este factor determinar si existen vestigios arqueológicos en la zona de influencia del proyecto, tratándose de comunidades indígenas con alto interés cultural para la sociedad guatemalteca.

Desechos sólidos: dentro de los contaminantes que se producirán en la fase de construcción y operación del proyecto se tienen los residuos del material de excavación, construcción y operación del sistema; además se tendrán desechos producto de los trabajadores, entre otros.

Ruidos y/o vibraciones: los impactos ambientales por ruido se dan principalmente por la utilización de herramienta y equipo durante la fase de preparación del sitio y durante la fase de construcción del sistema. El ruido puede resultar perjudicial para la fauna, trabajadores y pobladores de las comunidades aledañas al proyecto.

Contaminación visual: una mala selección del sitio donde se instale el campamento o donde se deposite el material de desperdicio, puede ocasionar alteraciones al paisaje, además se tendrá actividades propias del proyecto como la remoción de la cobertura vegetal presente a la orilla de la zanja donde va la tubería.

CONCLUSIONES

1. La construcción del proyecto de agua potable del barrio La Tejera, beneficiará a 25 familias con el vital líquido en cantidad suficiente y de mejor calidad, elevando la calidad de vida de los habitantes de esta aldea, durante los próximos 20 años. El costo del proyecto asciende a Q 314 690,00.
2. De acuerdo con el resultado del análisis físico-químico y bacteriológico efectuado a la muestra de agua en el Centro de Investigaciones de Ingeniería, debe asegurarse la potabilidad del agua aplicándole un tratamiento de desinfección, razón por la cual dentro del diseño se incorporó un sistema de alimentador automático de tricloro.
3. El sistema de alcantarillado sanitario que existe tiene más de 30 años de funcionamiento, lo cual es causa de focos de contaminación y fuente de malos olores, por lo que la construcción del nuevo sistema de alcantarillado sanitario vendría a resolver dicha problemática del barrio El Centro, contribuyendo a elevar el nivel de vida de 648 habitantes, por un costo de Q 619 794,70 y además cooperará a la conservación del medio ambiente.
4. La ejecución de los proyectos es ambientalmente viable, siempre que se cumplan con las medidas de mitigación aquí propuestas y las establecidas por el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales; pues con ellas, su realización será satisfactoria, sin afectar su entorno.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de San Juan Ermita, Chiquimula

1. Dar prioridad a la ejecución de los proyectos propuestos, debido a que son de necesidad primaria para la salud y bienestar de la población del municipio.
2. Implementar programas de capacitación hacia la población, sobre la importancia de los árboles y las consecuencias de la tala de éstos en las áreas cercanas a los nacimientos de agua.
3. Asegurar la implementación de la operación y mantenimiento preventivo y correctivo en ambos proyectos, ya que éstas inciden en la duración y buen funcionamiento para el período que fueron diseñados.
4. Todo proyecto de alcantarillado sanitario deberá contener dentro del sistema un tratamiento para aguas residuales, para evitar situaciones contrarias a la ley del Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales.
5. Garantizar la supervisión técnica en la ejecución de ambos proyectos, a través de la Oficina Municipal de Planificación (OMP), para que se cumplan con las especificaciones técnicas contenidas en los planos, para así obtener mayor eficiencia y calidad de ambos proyectos.

BIBLIOGRAFÍA

1. ARÉVALO AQUINO, Adán Enrique. “Diseño del drenaje sanitario sector la Laguneta aldea Don Justo y Pavimentación calle principal la salvadora 1 del municipio de Santa Catarina Pinula, Guatemala”. Trabajo de Graduación Ingeniero Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2005. 147 p.
2. CAMEROS MARROQUÍN, Leonel Orlando. “Estudio para introducción de agua potable a las aldeas El Chile, La Laguna y Guaranjá, Gualán Zacapa”. Trabajo de Graduación Ingeniero Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1998. 53 p.
3. Características Generales de Población y Habitación de Chiquimula, julio 2001. INSTITUTO NACIONAL DE ESTADISTICA (INE). Censo 2001, Guatemala. 125 p.
4. INFOM. Normas Generales para el diseño de alcantarillados. Guatemala: 2001.
5. LARIOS, Carol Magdali. “Diseño, supervisión y ejecución del proyecto de introducción de agua por gravedad a la comunidad Xexecom, Santa María Nebaj”. Trabajo de Graduación Ingeniero Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1996. 38 p.

APÉNDICES





APÉNDICE 1

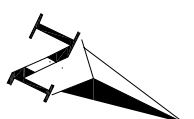
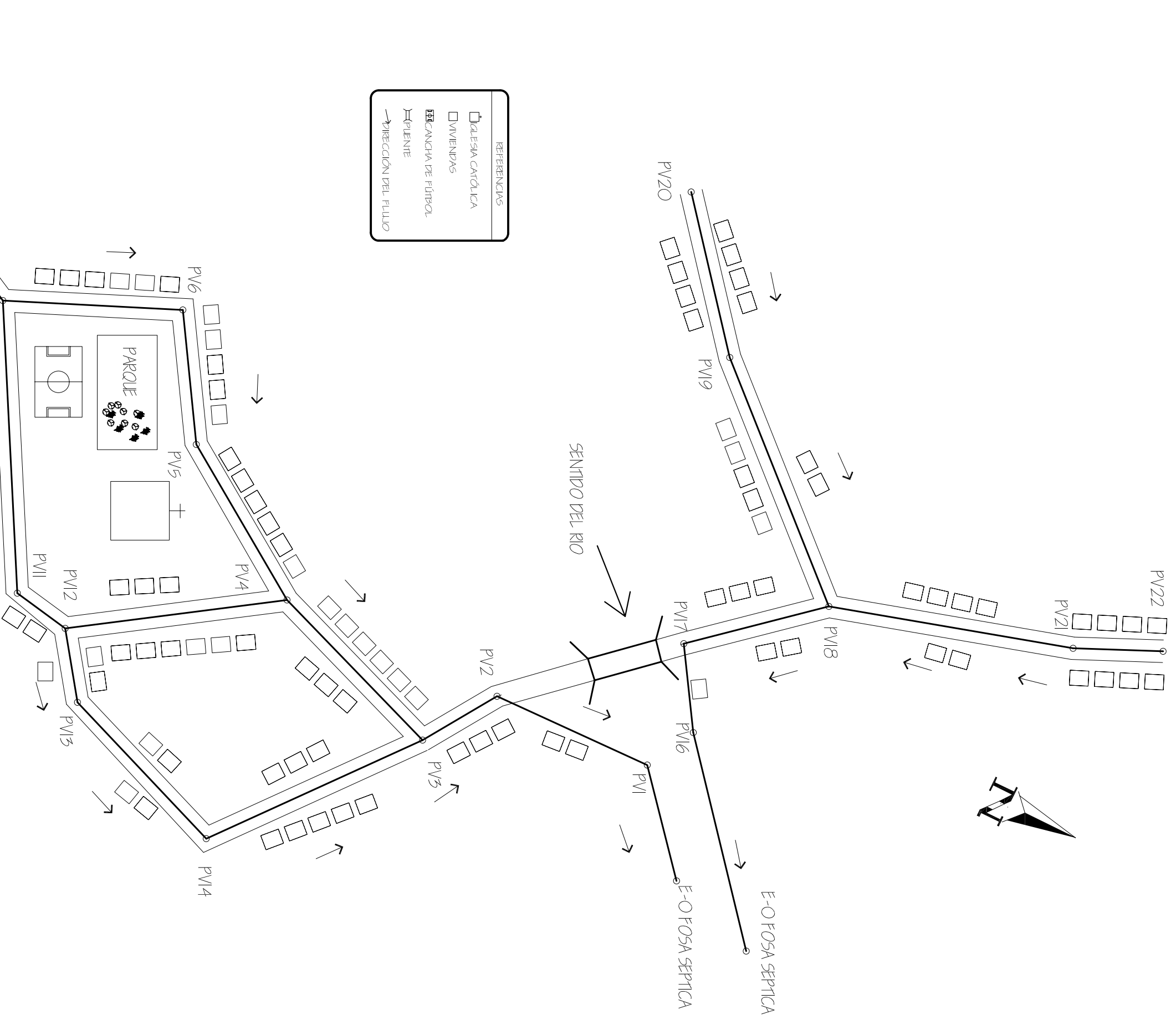
- **Resumen hidráulico del sistema de alcantarillado sanitario para el barrio El Centro, San Juan Ermita, Chiquimula**
- **Planos constructivos, sistema de alcantarillado sanitario**

Cálculo alcantarillado sanitario barrio El Centro San Juan Ermita

DE PV	A PV	Cota Terreno		DH (m)	S% Terreno	Viviendas		No. Habitantes		F.H		φ (")	Q Dis		S% Tubo	CONDICIONES HIDRAULICAS						Cotas Invert		Alturas pozo			
		Inicio	Final			Local	Acumulada	Actual	Futuro	Actual	Futuro		Actual	Futuro		q/Q		d/D		v/V		Vel (m/s)		Inicio	Final	Inicio	Final
																Actual	Futuro	Actual	Futuro	Actual	Futuro	Actual	Futuro				
10	9	518.41	517.36	23.98	4.38	3	3	18	29	4.39	4.36	6	0.16	0.26	4.38	0.003663	0.005960	0.07	0.07	0.32	0.32	0.7580	0.7580	516.99	515.94	1.42	1.45
9	8	517.36	513.43	41.71	9.42	3	6	36	59	4.34	4.30	6	0.31	0.51	9.42	0.004943	0.008021	0.0575	0.065	0.281	0.305	0.9764	1.0598	515.91	511.98	1.45	1.48
8	7	513.43	510.07	45.83	7.33	4	10	60	98	4.30	4.25	6	0.52	0.83	7.33	0.009246	0.014965	0.07	0.0875	0.32	0.368	0.9808	1.1279	511.95	508.59	1.48	1.51
11	7	510.96	510.07	78	1.14	6	6	36	59	4.34	4.30	6	0.31	0.51	1.14	0.014204	0.023050	0.095	0.1075	0.388	0.42	0.4692	0.5079	509.54	508.65	1.42	1.45
7	6	510.07	509.09	48	2.04	6	22	132	216	4.21	4.14	6	1.11	1.79	2.04	0.037742	0.060771	0.1325	0.17	0.479	0.56	0.7748	0.9058	508.56	507.58	1.51	1.54
6	5	509.09	508.6	36	1.36	5	27	162	265	4.18	4.10	6	1.35	2.18	1.36	0.056345	0.090575	0.165	0.205	0.548	0.624	0.7237	0.8241	507.55	507.06	1.54	1.57
5	4	508.6	506.46	47.94	4.46	6	33	198	324	4.15	4.06	6	1.64	2.64	4.46	0.037751	0.060579	0.135	0.17	0.484	0.56	1.1576	1.3393	507.03	504.89	1.57	1.60
12	4	509.76	506.46	61.74	5.34	9	9	54	88	4.31	4.26	6	0.47	0.75	5.34	0.009768	0.015819	0.0725	0.09	0.327	0.375	0.8558	0.9814	508.34	505.04	1.42	1.45
4	3	506.46	503.77	51.91	5.18	9	51	306	501	4.07	3.97	6	2.49	3.98	5.18	0.053172	0.084966	0.1575	0.185	0.533	0.587	1.3735	1.5126	504.86	502.17	1.60	1.63
11	12	510.96	509.76	15.82	7.59	2	2	12	20	4.41	4.38	6	0.11	0.17	7.59	0.001864	0.003037	0.06	0.06	0.289	0.289	0.9010	0.9010	509.54	508.34	1.42	1.45
12	13	509.76	509.53	19.97	1.15	3	5	30	49	4.35	4.32	6	0.26	0.42	1.15	0.011817	0.019193	0.095	0.0975	0.388	0.393	0.4714	0.4774	508.31	508.08	1.45	1.48
13	14	509.53	508.17	49.93	2.72	4	9	54	88	4.31	4.26	6	0.47	0.75	2.72	0.013683	0.022160	0.0825	0.105	0.355	0.414	0.6632	0.7735	508.05	506.69	1.48	1.51
14	3	508.17	503.77	65.59	6.71	8	17	102	167	4.24	4.18	6	0.87	1.40	6.71	0.016214	0.026157	0.09	0.1125	0.375	0.432	1.0995	1.2666	506.66	502.26	1.51	1.54
3	2	503.77	503.59	23	0.78	3	71	426	698	4.01	3.90	6	3.42	5.44	0.78	0.187408	0.298375	0.3	0.38	0.776	0.879	0.7771	0.8803	502.14	501.96	1.63	1.66
2	1	503.59	502.86	44	1.66	2	73	438	718	4.00	3.89	6	3.51	5.58	1.66	0.132145	0.210323	0.25	0.32	0.702	0.804	1.0236	1.1723	501.93	501.20	1.66	1.69
1	0	502.86	500	31.82	8.99	0	73	438	718	4.00	3.89	6	3.51	5.58	8.99	0.056774	0.090362	0.165	0.205	0.548	0.624	1.8598	2.1177	501.17	498.31	1.69	1.72

DE PV	A PV	Cota Terreno		DH (m)	S% Terreno	Viviendas		No. Habitantes		F.H		φ (")	Q Dis		S% Tubo	CONDICIONES HIDRAULICAS						Cotas Invert		Alturas pozo			
		Inicio	Final			Local	Acumulada	Actual	Futuro	Actual	Futuro		Actual	Futuro		q/Q		d/D		v/V		Vel (m/s)		Inicio	Final	Inicio	Final
																Actual	Futuro	Actual	Futuro	Actual	Futuro	Actual	Futuro				
22	21	509	507.9	23.98	4.59	8	8	48	79	4.32	4.27	6	0.41	0.67	4.59	0.009395	0.015225	0.07	0.0875	0.32	0.368	0.7758	0.8922	507.58	506.48	1.42	1.45
21	18	507.9	506.73	65.99	1.77	6	14	84	138	4.26	4.20	6	0.72	1.16	1.77	0.026110	0.042176	0.1125	0.1425	0.432	0.501	0.6512	0.7552	506.45	505.28	1.45	1.48
20	19	520.43	514.08	45.24	14.04	7	7	42	69	4.33	4.28	6	0.36	0.59	14.04	0.004712	0.007640	0.0525	0.0625	0.264	0.297	1.1196	1.2596	519.01	512.66	1.42	1.45
19	18	514.08	506.73	71.35	10.30	8	15	90	147	4.26	4.19	6	0.77	1.24	10.30	0.011585	0.018705	0.0775	0.095	0.341	0.388	1.2389	1.4097	512.63	505.28	1.45	1.48
18	17	506.73	504.11	39.89	6.57	5	34	204	334	4.14	4.06	6	1.69	2.71	6.57	0.032029	0.051382	0.125	0.155	0.463	0.528	1.3432	1.5318	505.25	502.63	1.48	1.51
17	16	504.11	502.9	23.8	5.08	1	35	210	344	4.14	4.05	6	1.74	2.79	5.08	0.037433	0.060036	0.1325	0.17	0.479	0.56	1.2226	1.4294	502.60	501.39	1.51	1.54
16	15	502.9	500.67	59.86	3.73	0	35	210	344	4.14	4.05	6	1.74	2.79	3.73	0.043729	0.070135	0.1425	0.18	0.501	0.577	1.0946	1.2607	501.36	499.13	1.54	1.57

REFERENCIAS	
	IGLESIA CATOLICA
	VIVIENDAS
	ESTADION DE FUTBOL
	DIRECCION DEL FLUJO



Universidad de San Carlos de Guatemala
 Facultad de Ingeniería
 OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION
 SAN JUAN ERMITA, CHIOQUIMULA

PROYECTO: **ALCANTARILLADO SANITARIO, BARRIO EL CENTRO**
 NOMBRE: OSCAR ROLANDO MARTINEZ I. CARNET: 2005-12102

DESIGNO: OSCAR MARTINEZ
 DIBUJO: OSCAR MARTINEZ
 CALCULO: OSCAR MARTINEZ
 FECHA: MARZO 2010

CONTENIDO: **DENSIDAD DE VIVIENDA**

ESCALA INDICADA

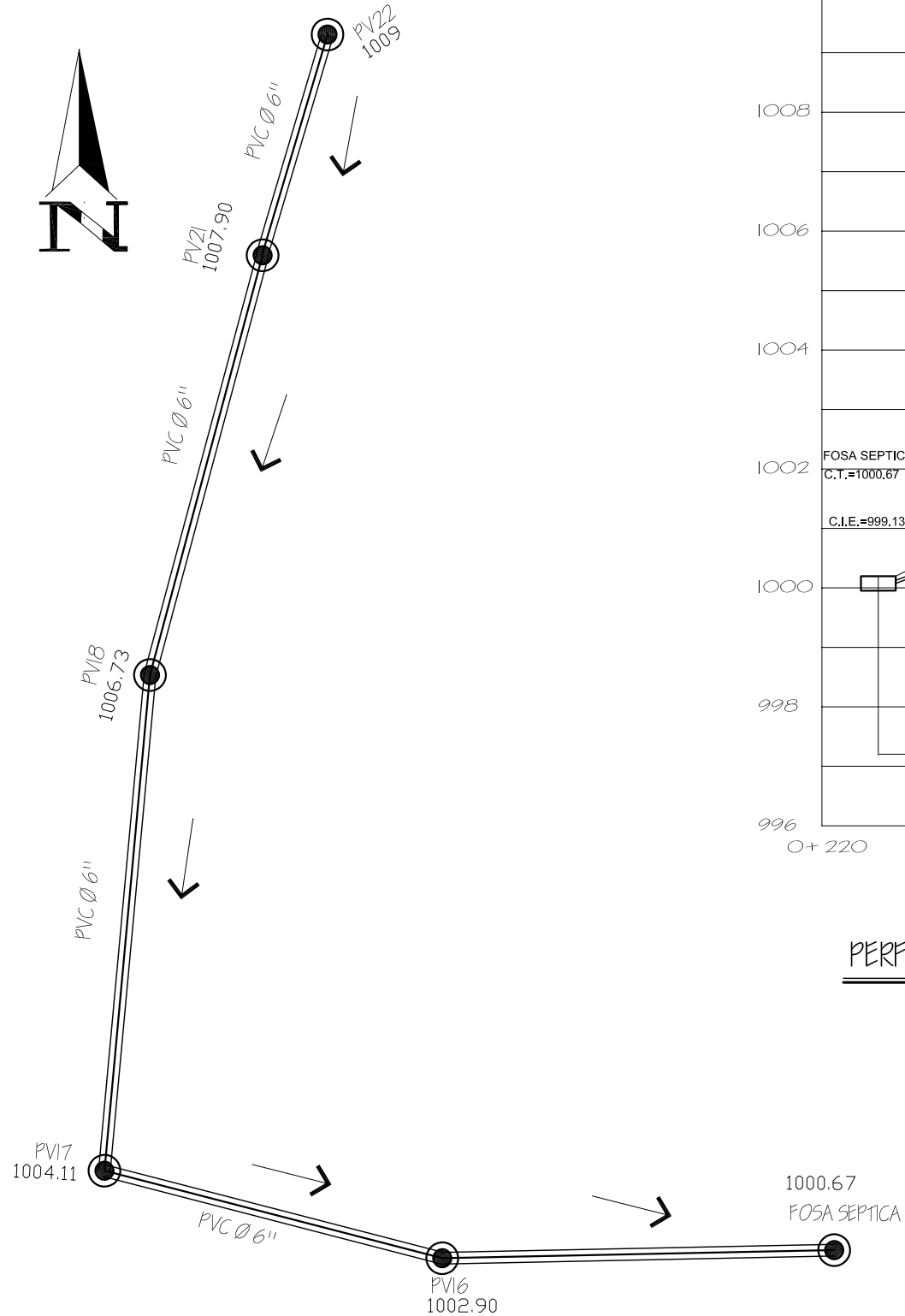
ING. JUAN MERCK COS
 ASESOR-SUPERVISOR

OSCAR ROLANDO MARTINEZ I.
 ESISTA DE INGENIERIA

HOJA
 1 / 10

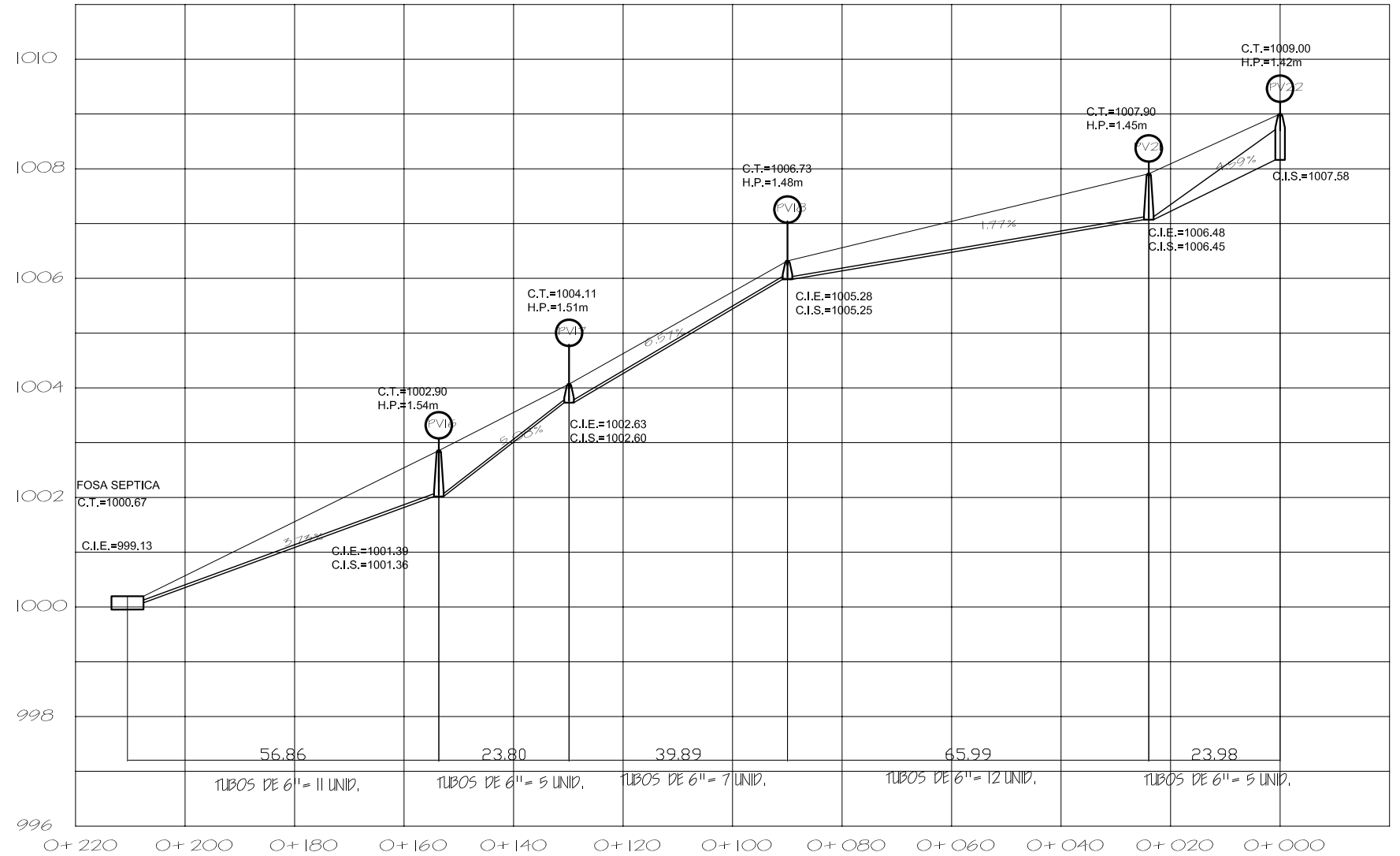
PLANTA DENSIDAD DE VIVIENDA

ESCALA: 1/1000



PLANTA PV22 A FOSA SEPTICA

ESCALA: 1/1000



PERFIL DE POZO PV22 A FOSA SEPTICA

ESCALA HORIZONTAL: 1/1000
VERTICAL: 1/100

NOMENCLATURA

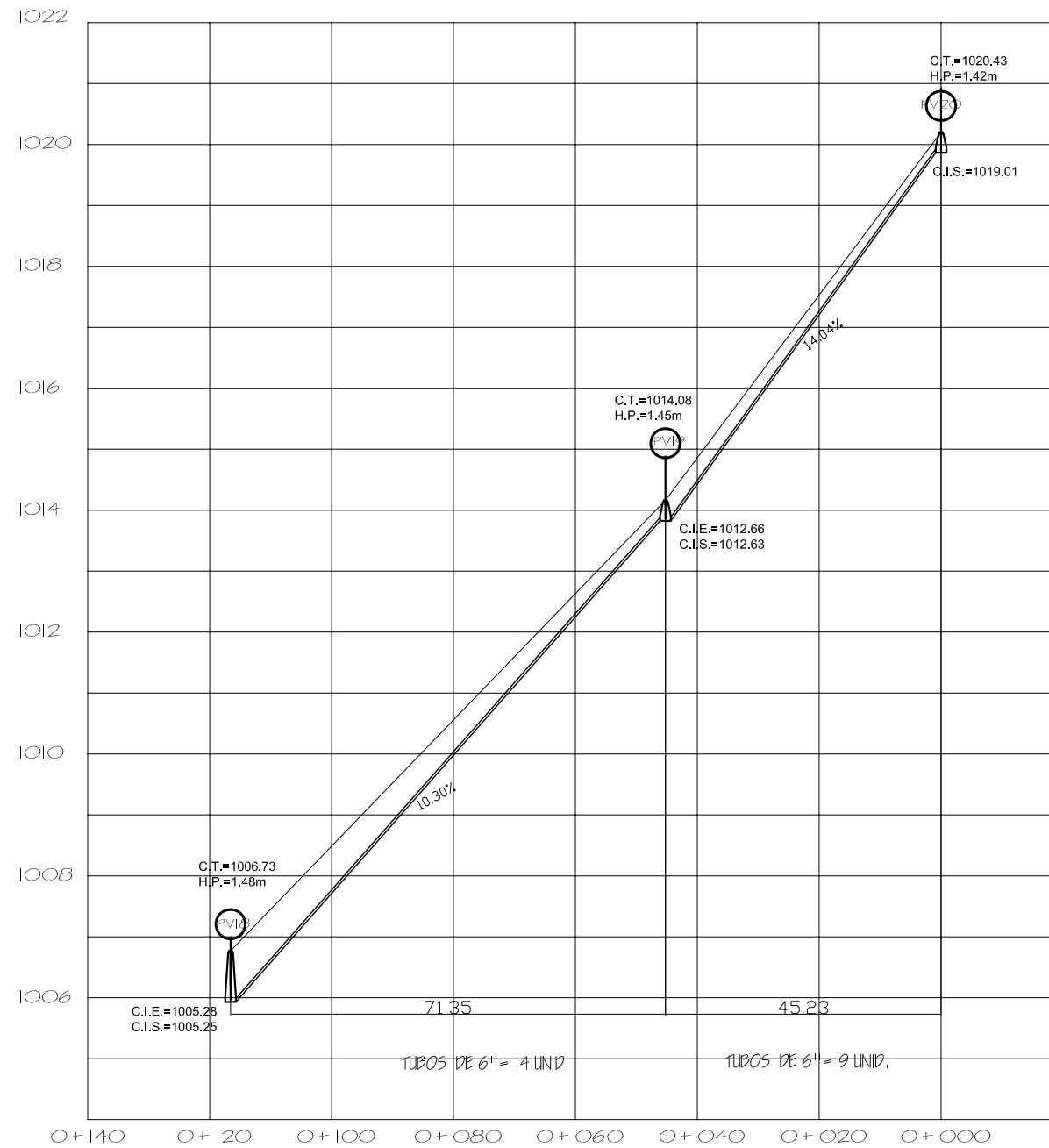
●	POZO DE VISITA
○	TRAMO SEGUIMIENTO
→	DIRECCION FLUJO
TUBERIA PVC NORMA ASTM 3034	
DH = DISTANCIA HORIZONTAL	S = PENDIENTE
CANTIDAD DE TUBERIA EN EL TRAMO	



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de ingeniería

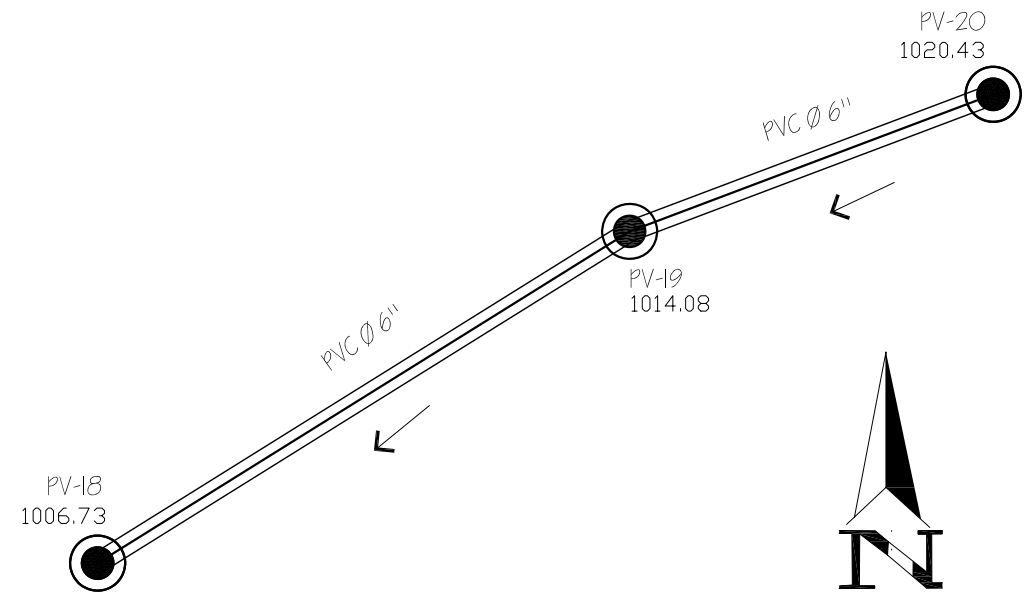
OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACIÓN
SAN JUAN ERMITA, CHIQUIMULA

EPS INGENIERIA REGION NORORIENTE	DISENO OSCAR MARTINEZ	CALCULO OSCAR MARTINEZ
NOMBRE: OSCAR ROLANDO MARTINEZ J. CARNET: 2005-12102	DIBUJO OSCAR MARTINEZ	FECHA MARZO 2010
PROYECTO ALCANTARILLADO SANITARIO, BARRIO EL CENTRO	ESCALA INDICADA	
CONTENIDO PLANTA - PERFIL		
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR	OSCAR ROLANDO MARTINEZ J. EPISITA DE INGENIERIA	HOJA 2/10



PERFIL DE POZO PV18 A PV20

ESCALA HORIZONTAL: 1/1000
VERTICAL: 1/100



PLANTA PV20 A PV18

ESCALA: 1/1000

NOMENCLATURA

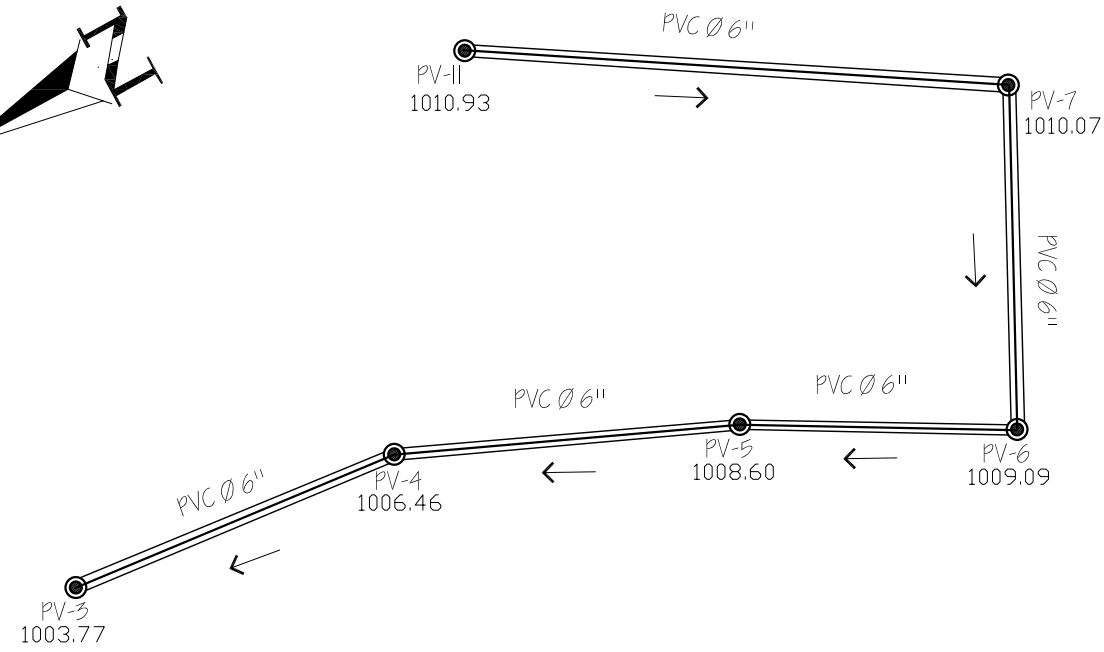
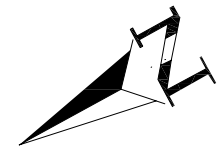
●	POZO DE VISITA
—	TRAMO SEGUIMIENTO
→	DIRECCION FLUJO
TUBERIA PVC NORMA ASTM 3034	
PV = XXX	NÚMERO DE POZO DE VISITA
C.T. = XXX	COTA DEL TERRENO
H.P. = XXX	ALTURA DE POZO DE VISITA (mts.)
C.I.S. = XXX	COTA INVERT DE SALIDA
C.I.E. = XXX	COTA INVERT DE ENTRADA
D.H. = XXX	DISTANCIA HORIZONTAL (mts.)
S = XXX	PENDIENTE DE TUBERIA (%)
D.H. = DISTANCIA HORIZONTAL S = PENDIENTE	
CANTIDAD DE TUBERIA EN EL TRAMO	



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de ingeniería

OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACIÓN
SAN JUAN ERMITA, CHIQUIMULA

EPS INGENIERIA REGION NORORIENTE	DISENO OSCAR MARTINEZ	CALCULO OSCAR MARTINEZ
NOMBRE: OSCAR ROLANDO MARTINEZ J. CARNET: 2005-12102	DIBUJO OSCAR MARTINEZ	FECHA MARZO 2010
PROYECTO ALCANTARILLADO SANITARIO, BARRIO EL CENTRO	ESCALA INDICADA	
CONTENIDO PLANTA - PERFIL		
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR	OSCAR ROLANDO MARTINEZ J. EPSISTA DE INGENIERIA	HOJA 3/10

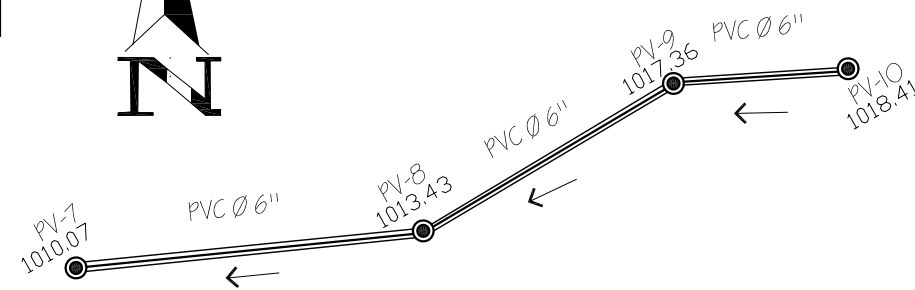


PLANTA PVII A PV3

ESCALA: 1/1000

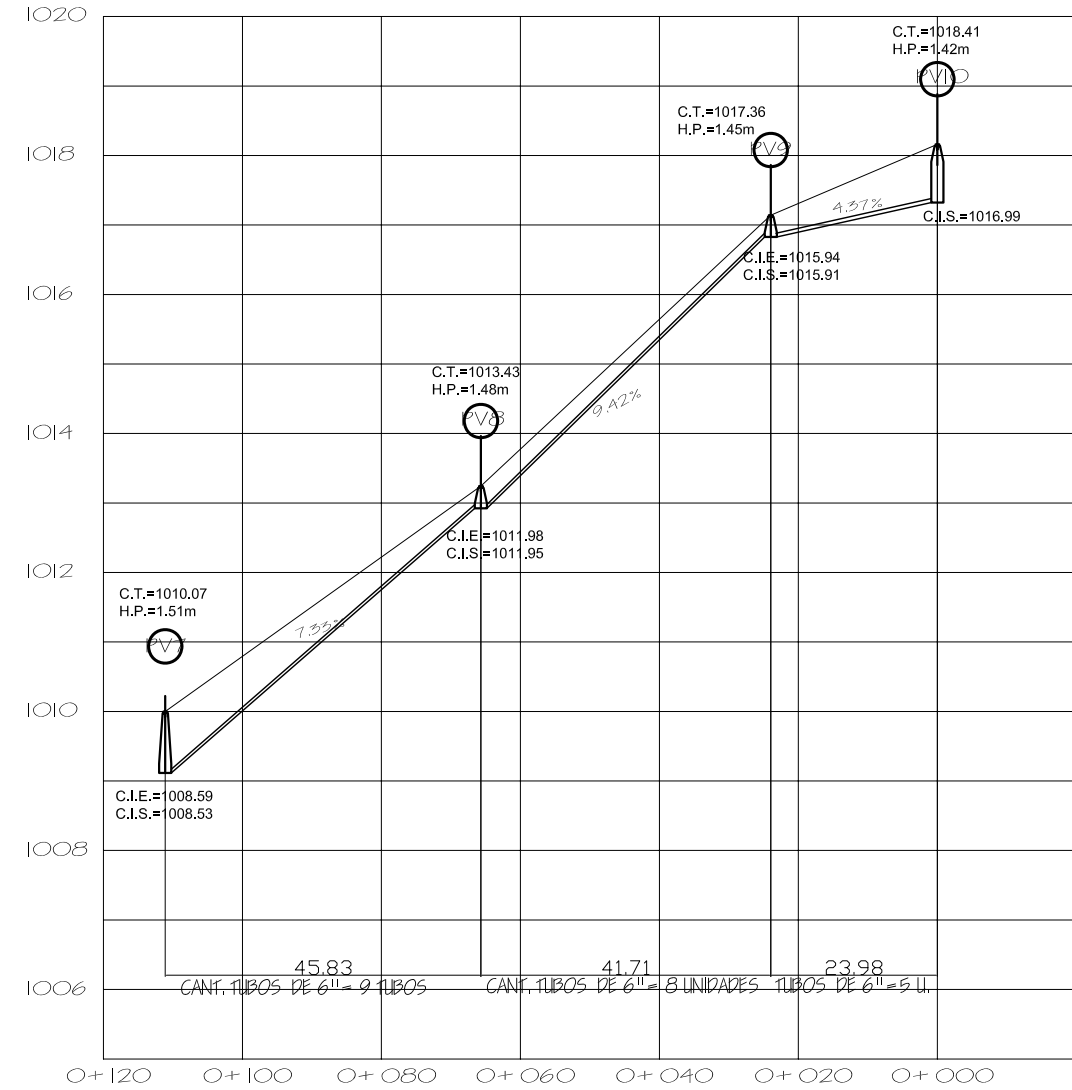
NOMENCLATURA

●	POZO DE VISITA
—	TRAMO SEGUIMIENTO
→	DIRECCION FLUJO
TUBERIA PVC NORMA ASTM 3034	
PV = XXX	NÚMERO DE POZO DE VISITA
C.T. = XXX	COTA DEL TERRENO
H.P. = XXX	ALTURA DE POZO DE VISITA (mts.)
C.I.S. = XXX	COTA INVERT DE SALIDA
C.I.E. = XXX	COTA INVERT DE ENTRADA
D.H. = XXX	DISTANCIA HORIZONTAL (mts.)
S = XXX	PENDIENTE DE TUBERIA (%)
DH = DISTANCIA HORIZONTAL S = PENDIENTE CANTIDAD DE TUBERIA EN EL TRAMO	



PLANTA PVIO A PV7

ESCALA: 1/1000



PERFIL DE POZO PVIO A PV7

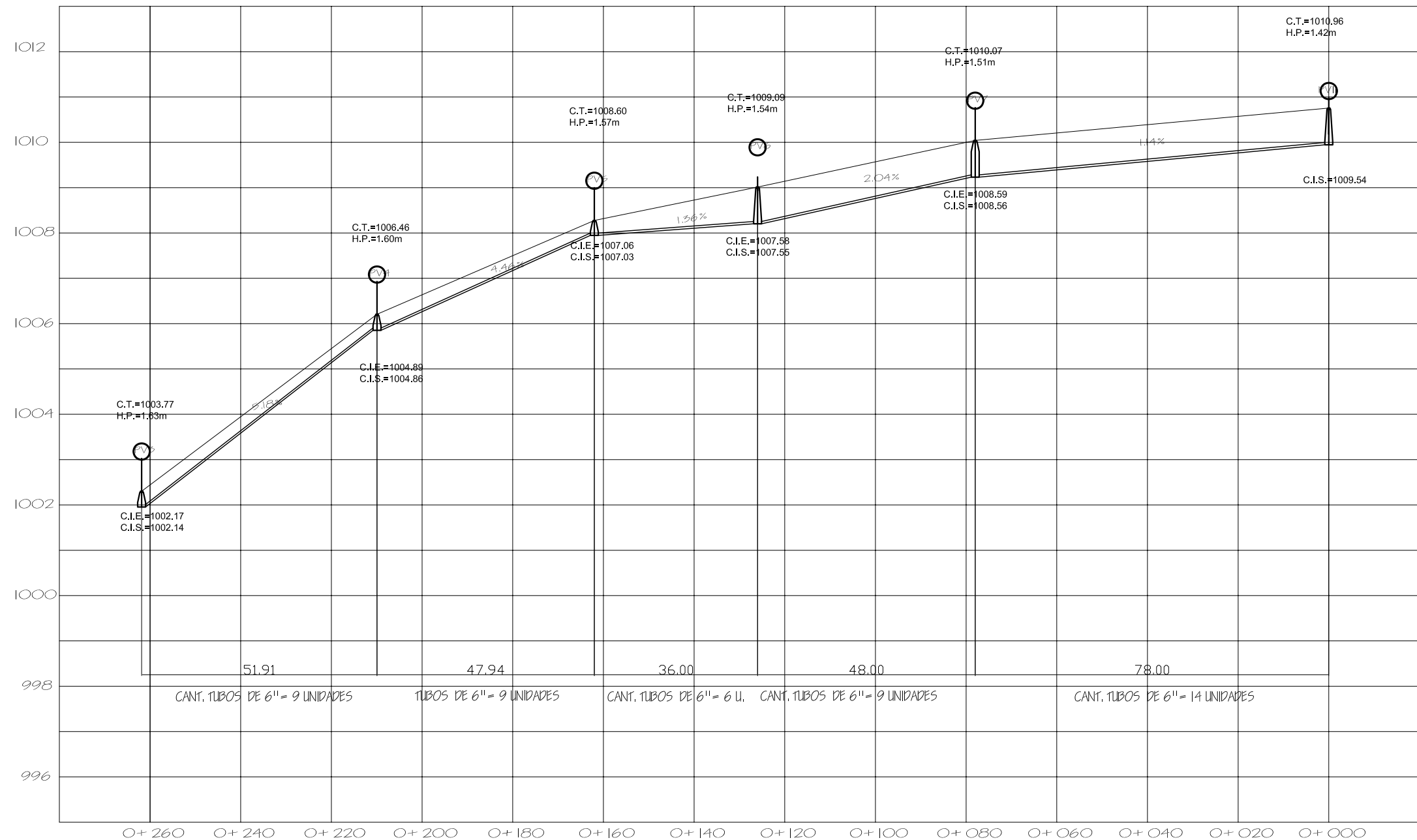
ESCALA HORIZONTAL: 1/1000
VERTICAL: 1/100



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de ingeniería

OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACIÓN
SAN JUAN ERMITA, CHIQUIMULA

EPS INGENIERIA REGION NORORIENTE NOMBRE: OSCAR ROLANDO MARTINEZ J. CARNET: 2005-12102	DISEÑO OSCAR MARTINEZ DIBUJO OSCAR MARTINEZ	CALCULO OSCAR MARTINEZ FECHA MARZO 2010
PROYECTO ALCANTARILLADO SANITARIO, BARRIO EL CENTRO		ESCALA INDICADA
CONTENIDO PLANTA - PERFIL		
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR		OSCAR ROLANDO MARTINEZ J. EPSISTA DE INGENIERIA
		HOJA 4/10



PERFIL DE POZO PVII A PV3

NOMENCLATURA

●	POZO DE VISITA
○	TRAMO SEGUIMIENTO
→	DIRECCION FLUJO
TUBERIA PVC NORMA ASTM 3034	

	PV = XXX NÚMERO DE POZO DE VISITA C.T. = XXX COTA DEL TERRENO H.P. = XXX ALTURA DE POZO DE VISITA (mts.) C.I.S. = XXX COTA INVERT DE SALIDA C.I.E. = XXX COTA INVERT DE ENTRADA D.H. = XXX DISTANCIA HORIZONTAL (mts.) S = XXX PENDIENTE DE TUBERIA (%)
--	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

DH = DISTANCIA HORIZONTAL
S = PENDIENTE
CANTIDAD DE TUBERIA EN EL TRAMO

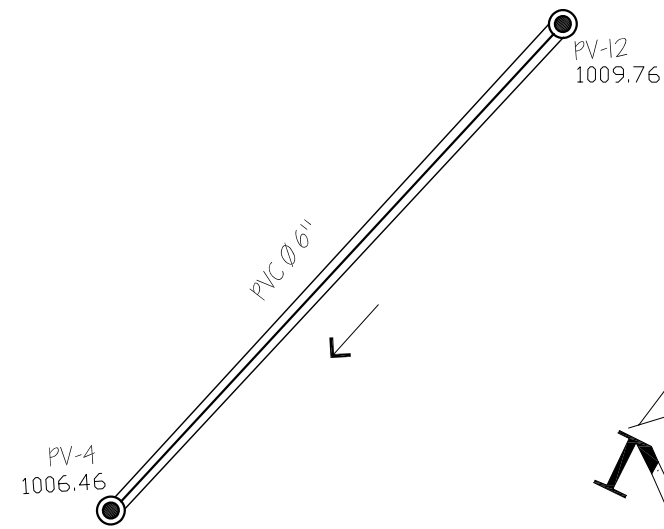
ESCALA HORIZONTAL: 1/1000
VERTICAL: 1/100



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería

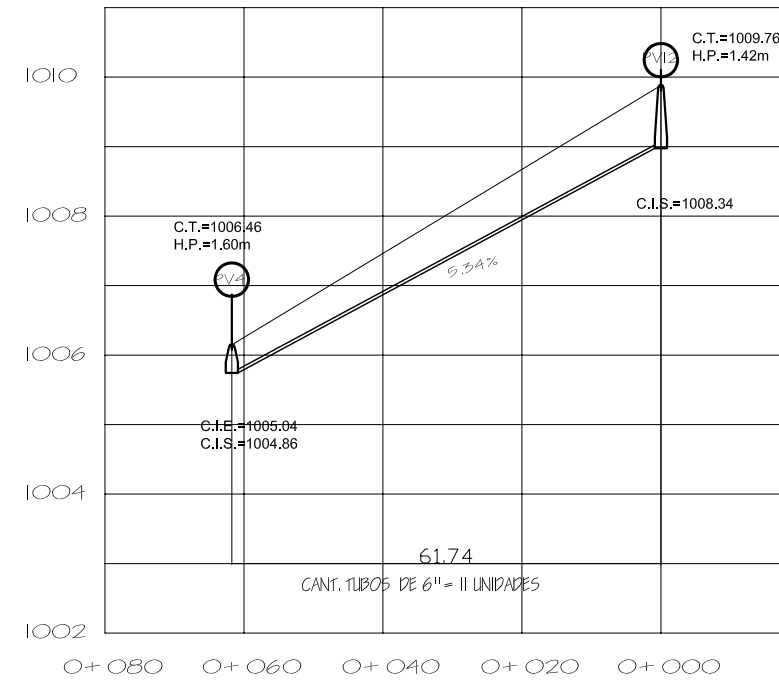
OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACIÓN
SAN JUAN ERMITA, CHIQUIMULA

EPS INGENIERIA REGION NORORIENTE DISEÑO: OSCAR MARTINEZ DIBUJO: OSCAR MARTINEZ	CALCULO: OSCAR MARTINEZ FECHA: MARZO 2010
PROYECTO: ALCANTARILLADO SANITARIO, BARRIO EL CENTRO	
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL	
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR	OSCAR ROLANDO MARTINEZ J. EPSISTA DE INGENIERIA
HOJA 5/10	



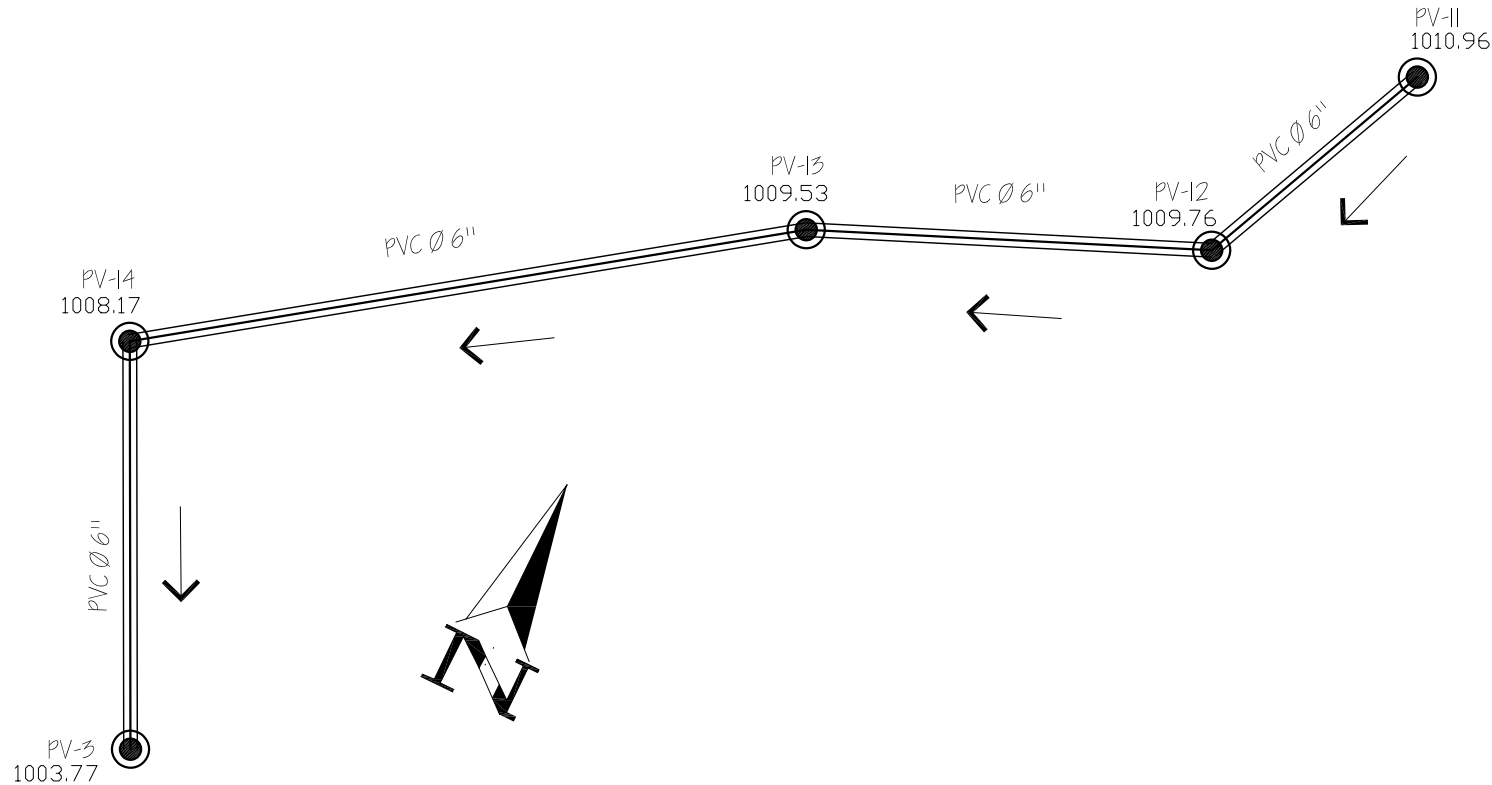
PLANTA PV12 A PV4

ESCALA: 1/1000



PERFIL DE POZO PV12 A PV4

ESCALA HORIZONTAL: 1/1000
VERTICAL : 1/100



PLANTA PV11 A PV3

ESCALA: 1/1000

NOMENCLATURA

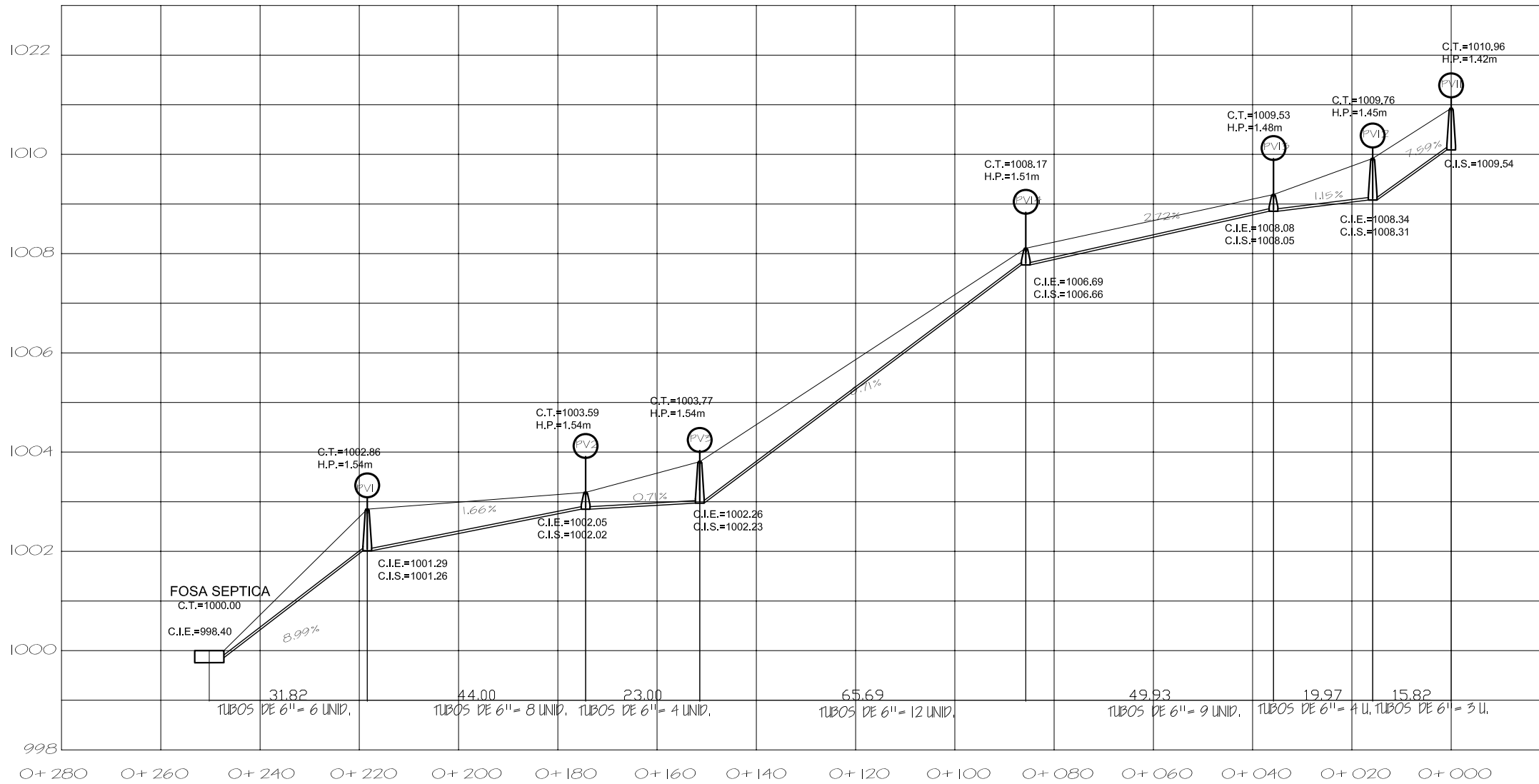
●	POZO DE VISITA
—	TRAMO SEGUIMIENTO
→	DIRECCION FLUJO
TUBERIA PVC NORMA ASTM 3034	
PV = XXX	NÚMERO DE POZO DE VISITA
C.T. = XXX	COTA DEL TERRENO
H.P. = XXX	ALTURA DE POZO DE VISITA (mts.)
C.I.S. = XXX	COTA INVERT DE SALIDA
C.I.E. = XXX	COTA INVERT DE ENTRADA
D.H. = XXX	DISTANCIA HORIZONTAL (mts.)
S = XXX	PENDIENTE DE TUBERIA (%)
DH = DISTANCIA HORIZONTAL S = PENDIENTE CANTIDAD DE TUBERIA EN EL TRAMO	



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de ingeniería

OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACIÓN
SAN JUAN ERMITA, CHIQUIMULA

EPS INGENIERIA REGION NORORIENTE NOMBRE: OSCAR ROLANDO MARTINEZ J. CARNET: 2005-12102	DISEÑO OSCAR MARTINEZ	CALCULO OSCAR MARTINEZ
PROYECTO ALCANTARILLADO SANITARIO, BARRIO EL CENTRO	DIBUJO OSCAR MARTINEZ	FECHA MARZO 2010
CONTENIDO PLANTA - PERFIL	ESCALA INDICADA	
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR	OSCAR ROLANDO MARTINEZ J. EPSISTA DE INGENIERIA	HOJA 6/10



PERFIL DE POZO PVII A PV3

ESCALA HORIZONTAL: 1/1000
VERTICAL: 1/100

NOMENCLATURA

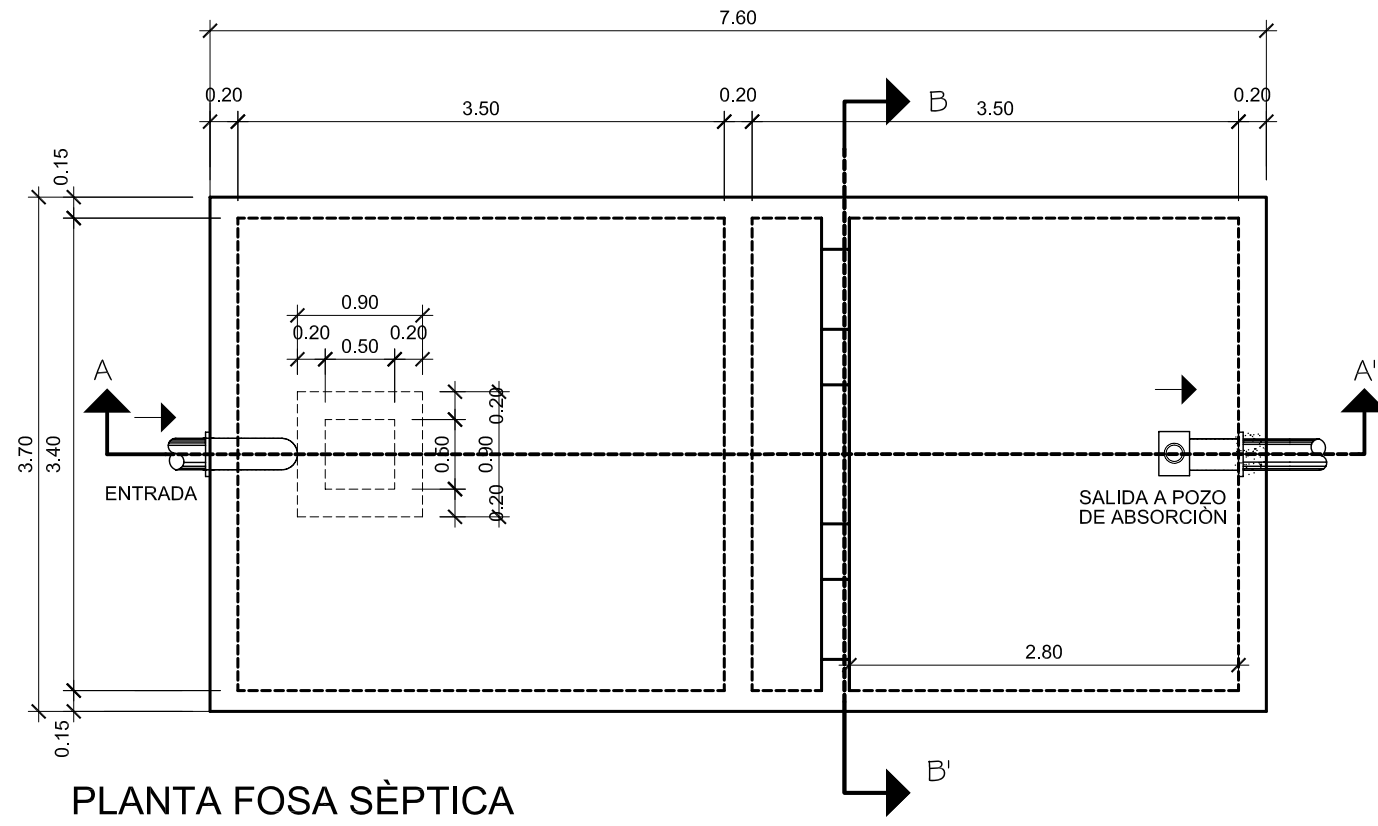
●	POZO DE VISITA
—	TRAMO SEGUIMIENTO
→	DIRECCION FLUJO
TUBERIA PVC NORMA ASTM 3034	
PV = XXX	NÚMERO DE POZO DE VISITA
C.T. = XXX	COTA DEL TERRENO
H.P. = XXX	ALTURA DE POZO DE VISITA (mts.)
C.I.S. = XXX	COTA INVERT DE SALIDA
C.I.E. = XXX	COTA INVERT DE ENTRADA
D.H. = XXX	DISTANCIA HORIZONTAL (mts.)
S = XXX	PENDIENTE DE TUBERIA (%)
DH = DISTANCIA HORIZONTAL S = PENDIENTE CANTIDAD DE TUBERIA EN EL TRAMO	



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de ingeniería

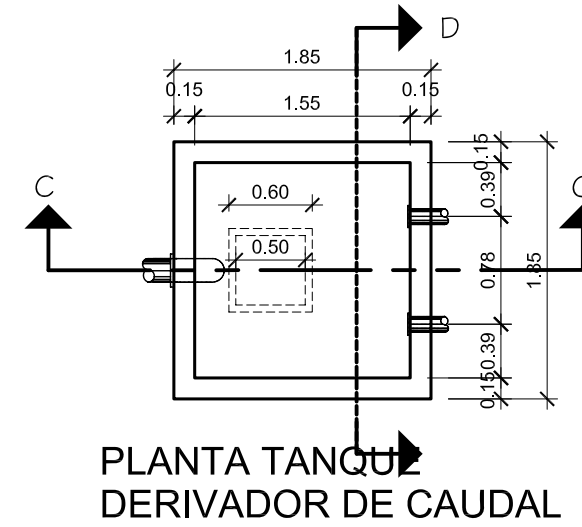
OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACIÓN
SAN JUAN ERMITA, CHIQUIMULA

EPS INGENIERIA REGION NORORIENTE		DISEÑO OSCAR MARTINEZ	CALCULO OSCAR MARTINEZ
NOMBRE: OSCAR ROLANDO MARTINEZ J. CARNET: 2005-12102		DIBUJO OSCAR MARTINEZ	FECHA MARZO 2010
PROYECTO ALCANTARILLADO SANITARIO, BARRIO EL CENTRO		ESCALA INDICADA	
CONTENIDO PERFIL			
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR		OSCAR ROLANDO MARTINEZ J. EPSISTA DE INGENIERIA	
			HOJA 7/10



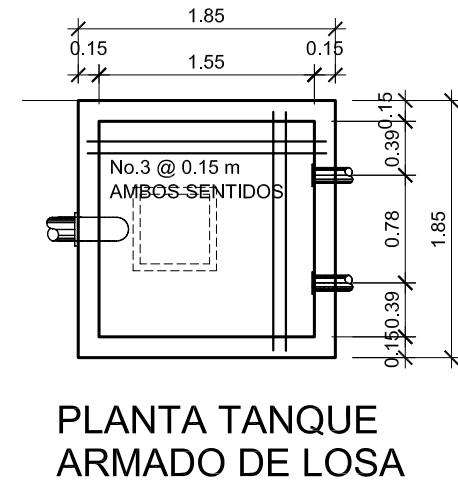
PLANTA FOSA SÈPTICA

ESCALA 1/50



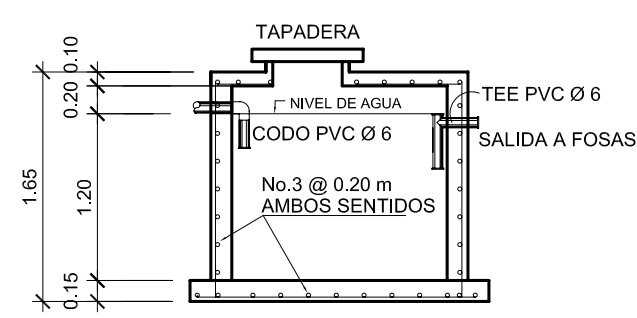
PLANTA TANQUE DERIVADOR DE CAUDAL

ESCALA 1/50



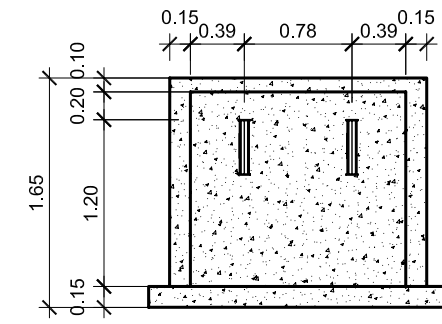
PLANTA TANQUE ARMADO DE LOSA

ESCALA 1/50



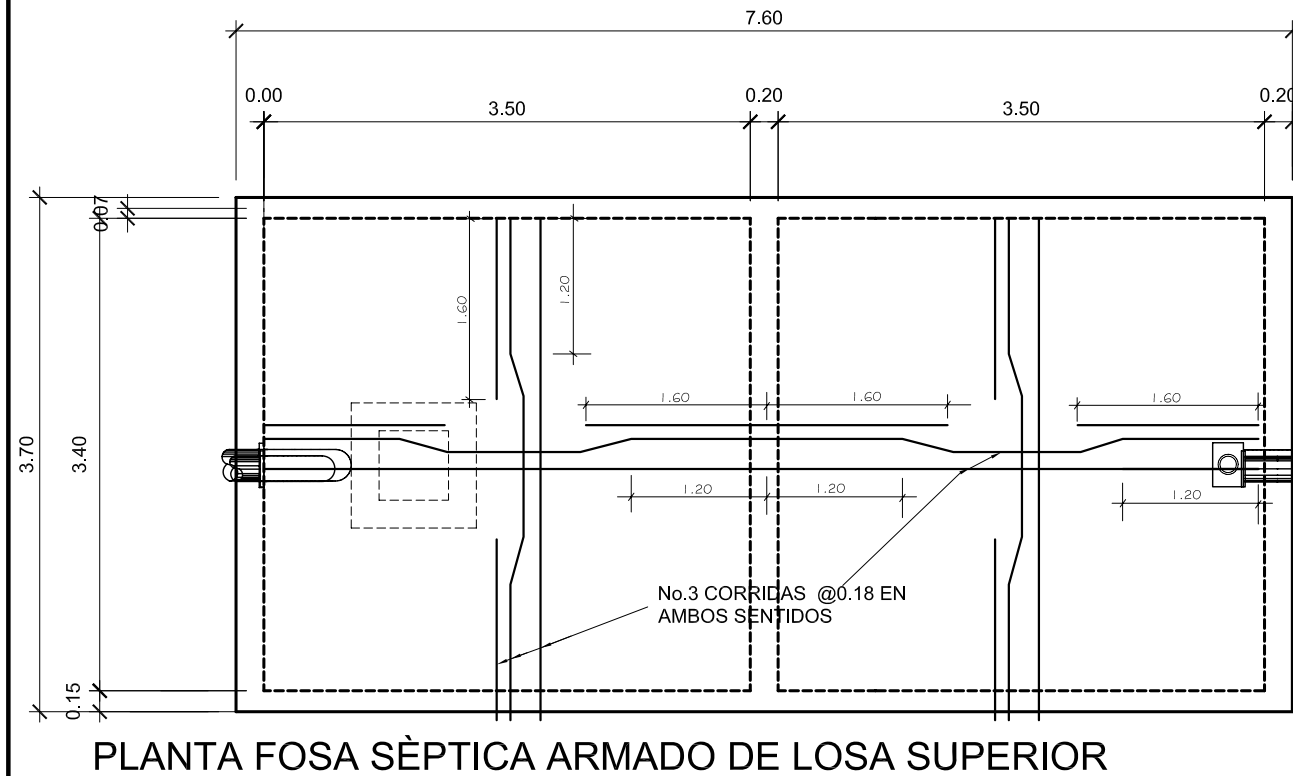
SECCIÒN C - C'

ESCALA 1/50



SECCIÒN D - D'

ESCALA 1/50



PLANTA FOSA SÈPTICA ARMADO DE LOSA SUPERIOR

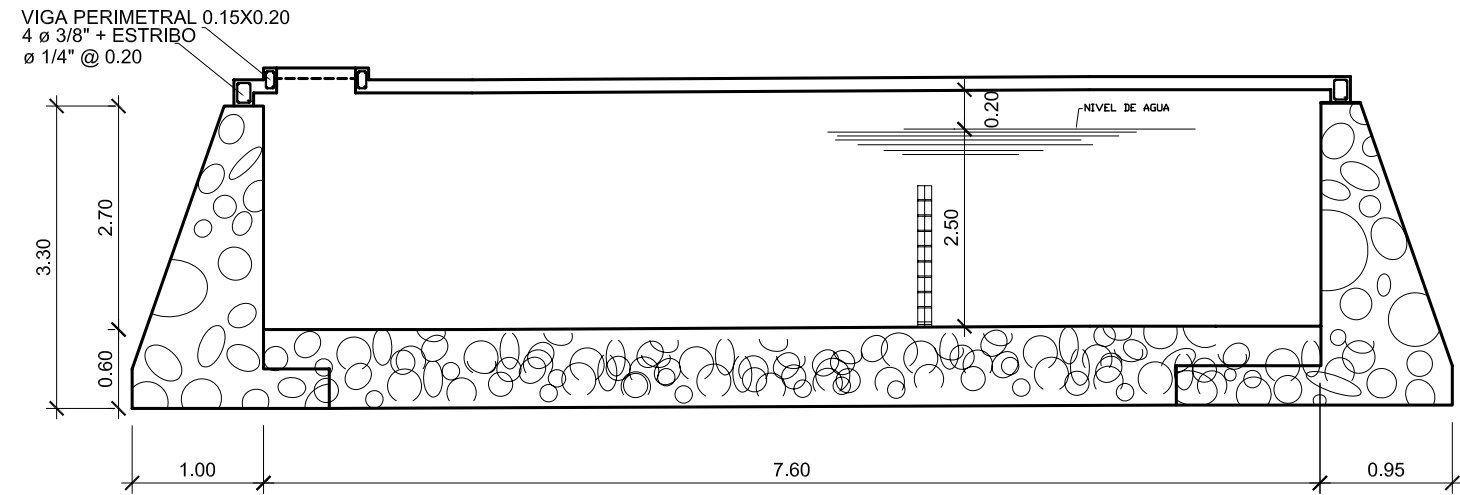
ESCALA 1/50



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería

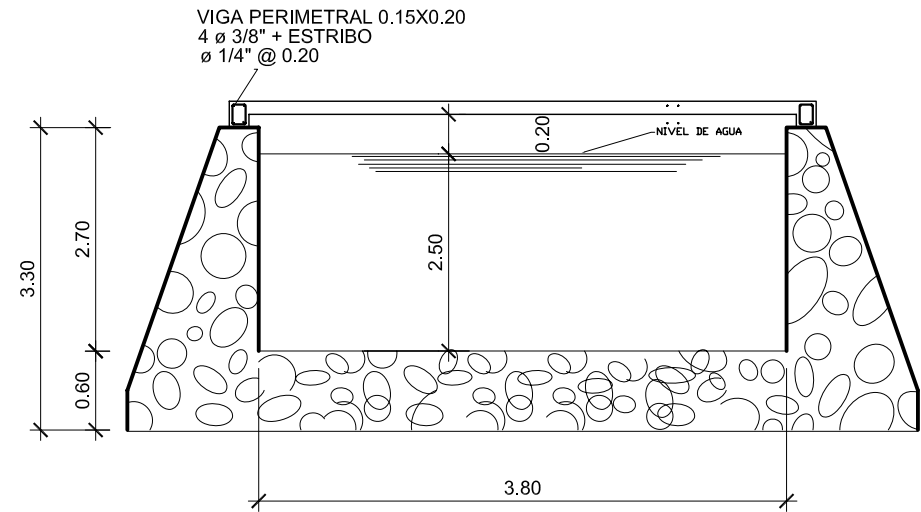
OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACIÓN
SAN JUAN ERMITA, CHIQUIMULA

EPS INGENIERIA REGION NORORIENTE	DISENO OSCAR MARTINEZ	CALCULO OSCAR MARTINEZ
NOMBRE: OSCAR ROLANDO MARTINEZ J. CARNET: 2005-12102	DIBUJO OSCAR MARTINEZ	FECHA MARZO 2010
PROYECTO ALCANTARILLADO SANITARIO, BARRIO EL CENTRO	ESCALA INDICADA	
CONTENIDO FOSA SEPTICA Y POZO DE ABSORCION		
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR	OSCAR ROLANDO MARTINEZ J. EPSISTA DE INGENIERIA	HOJA 9/10



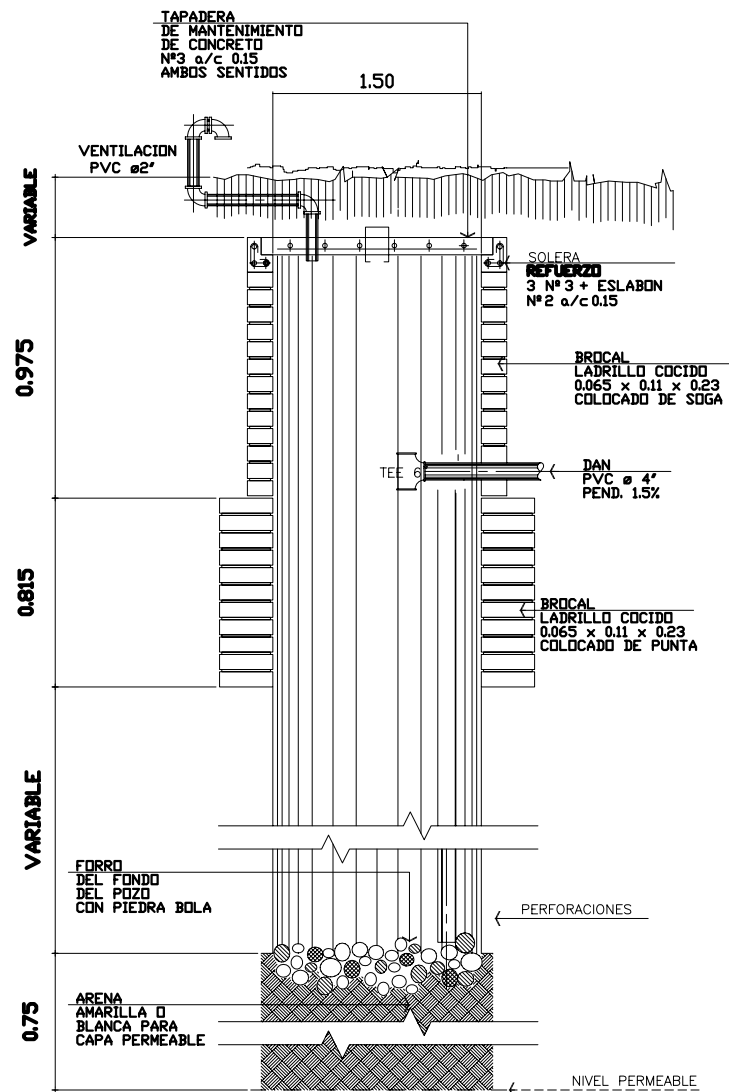
SECCIÓN A - A'

ESCALA 1/50



SECCIÓN B - B'

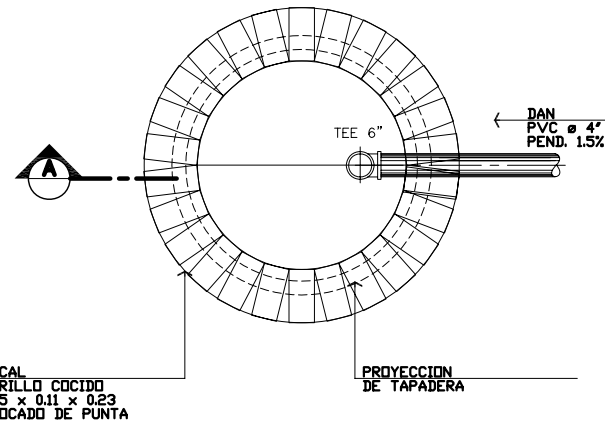
ESCALA 1/50



SECCIÓN A

POZO DE ABSORCIÓN

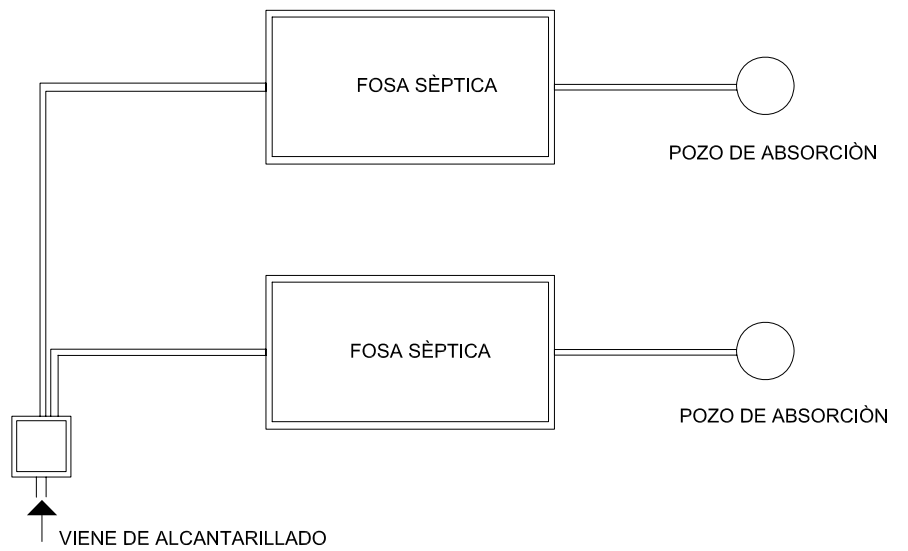
ESCALA 1/50



ESQUEMA DE DESFOGUE

POZO DE ABSORCIÓN

ESCALA 1/50



ESQUEMA DE DESFOGUE

BATERÍA DE FOSAS

ESCALA 1/25

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Todas la tubería y accesorios para las instalaciones de la fosa deben ser de PVC DE Ø 6"

El espaciamiento entre pozos de absorción es como mínimo de 4 metros

El concreto a utilizar en las fosas debe tener un F'c de 210 Kg/cm² y proporción 1 : 2 : 3

El acero debera tener un Fy de 2810 Kg/cm²

Se construiran 3 fosas sépticas con 3 pozos de absorción



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de ingeniería

OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACIÓN
SAN JUAN ERMITA, CHIQUIMULA

EPS INGENIERIA REGION NORORIENTE		DISENO OSCAR MARTINEZ	CALCULO OSCAR MARTINEZ
NOMBRE: OSCAR ROLANDO MARTINEZ J. CARNET: 2005-12102		DIBUJO OSCAR MARTINEZ	FECHA MARZO 2010
PROYECTO ALCANTARILLADO SANITARIO, BARRIO EL CENTRO		ESCALA INDICADA	
CONTENIDO FOSA SEPTICA Y POZO DE ABSORCION			
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR		OSCAR ROLANDO MARTINEZ J. EPSISTA DE INGENIERIA	
			HOJA 10/10

APÉNDICE 2

- **Resumen hidráulico del sistema de abastecimiento de agua potable para el barrio La Tejera, San Juan Ermita, Chiquimula**
- **Planos constructivos, sistema de abastecimiento de agua potable**

BARRIO: LA TEJERA
CASCO URBANO
MUNICIPIO: SAN JUAN ERMITA
DEPARTAMENTO: CHIQUIMULA

RESUMEN CÁLCULO HIDRÁULICO

FECHA: ABRIL 2010

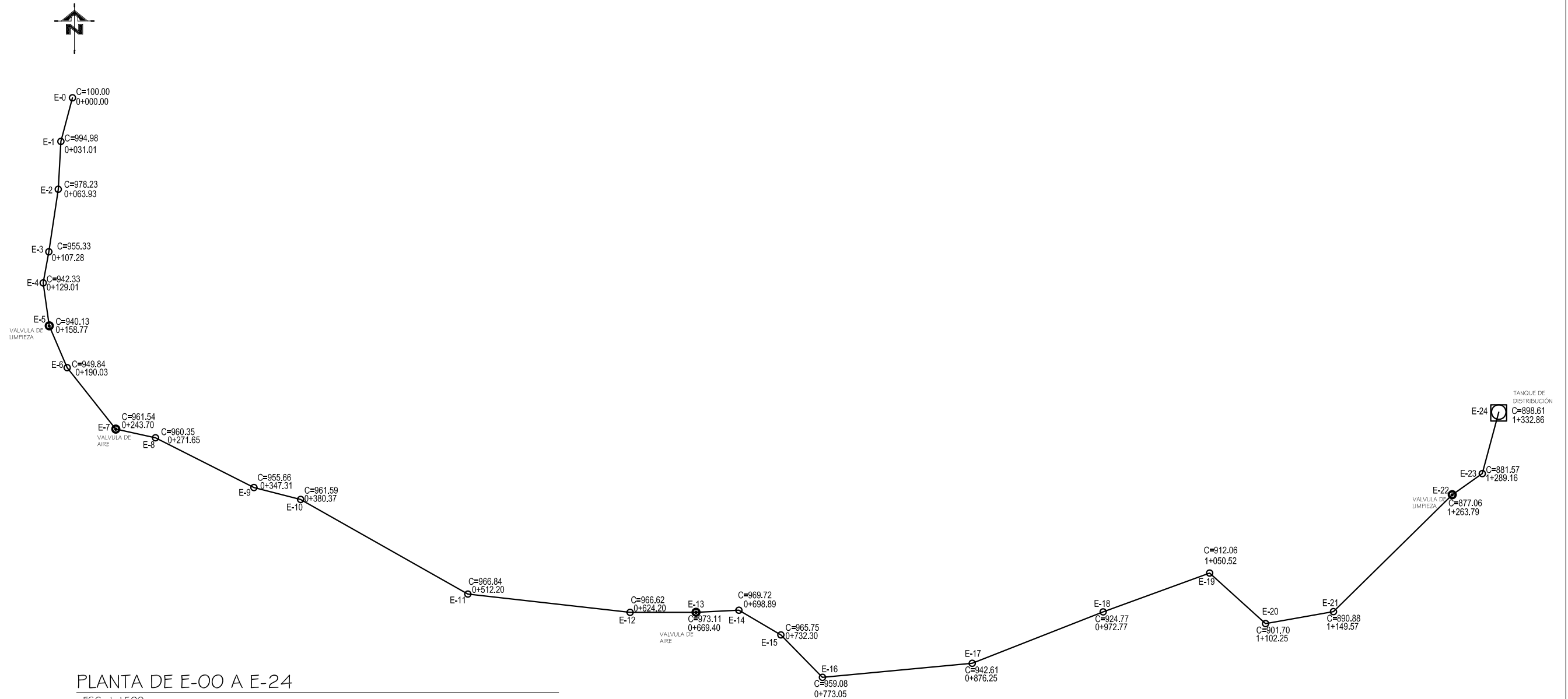
LINEA DE CONDUCCION DE AGUA POTABLE

tramo de	a	D. H. (m)	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	Caudal (L/seg)	Coefficiente (Hazen-Willians)	Diámetro (plg)	Perdida de Carga (m)	Velocidad (m/s)	Altura Piezometrica (m)	Presión Dinamica	Presión Estática	Cantidad de tubos	Clase de tubería	Observaciones
E - 0	E -13	669.4	1000	973.11	2	150	2	13.56	0.99	986.44	13.33	26.89	123	160 PVC	
E - 13	E - 24	663.46	986.44	898.61	2	150	1.5	54.56	1.75	931.88	33.27	87.83	122	160 PVC	
LC=		1332.86											245		

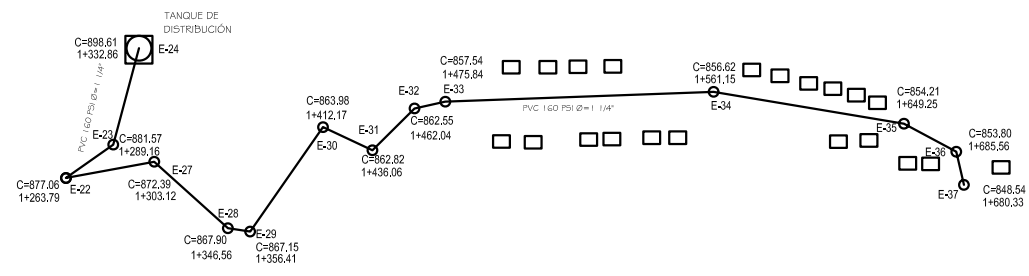
LINEA DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE

tramo de	a	D. H. (m)	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	Caudal (L/seg)	Coefficiente (Hazen-Willians)	Diámetro (plg)	Perdida de Carga (m)	Velocidad (m/s)	Altura Piezometrica (m)	Presión Dinamica	Presión Estática	Cantidad de tubos	Clase de tubería	Observaciones
E-24	E-37	485.61	898.61	848.54	1.075	150	1.52	11.87	0.92	886.74	38.20	50.07	90	160 PVC	
LD=		485.61											90		


TOTAL DE TUBERIA	
CANTIDAD	DIAMETRO
123	2
122	1.5
90	1.25
335	TOTAL

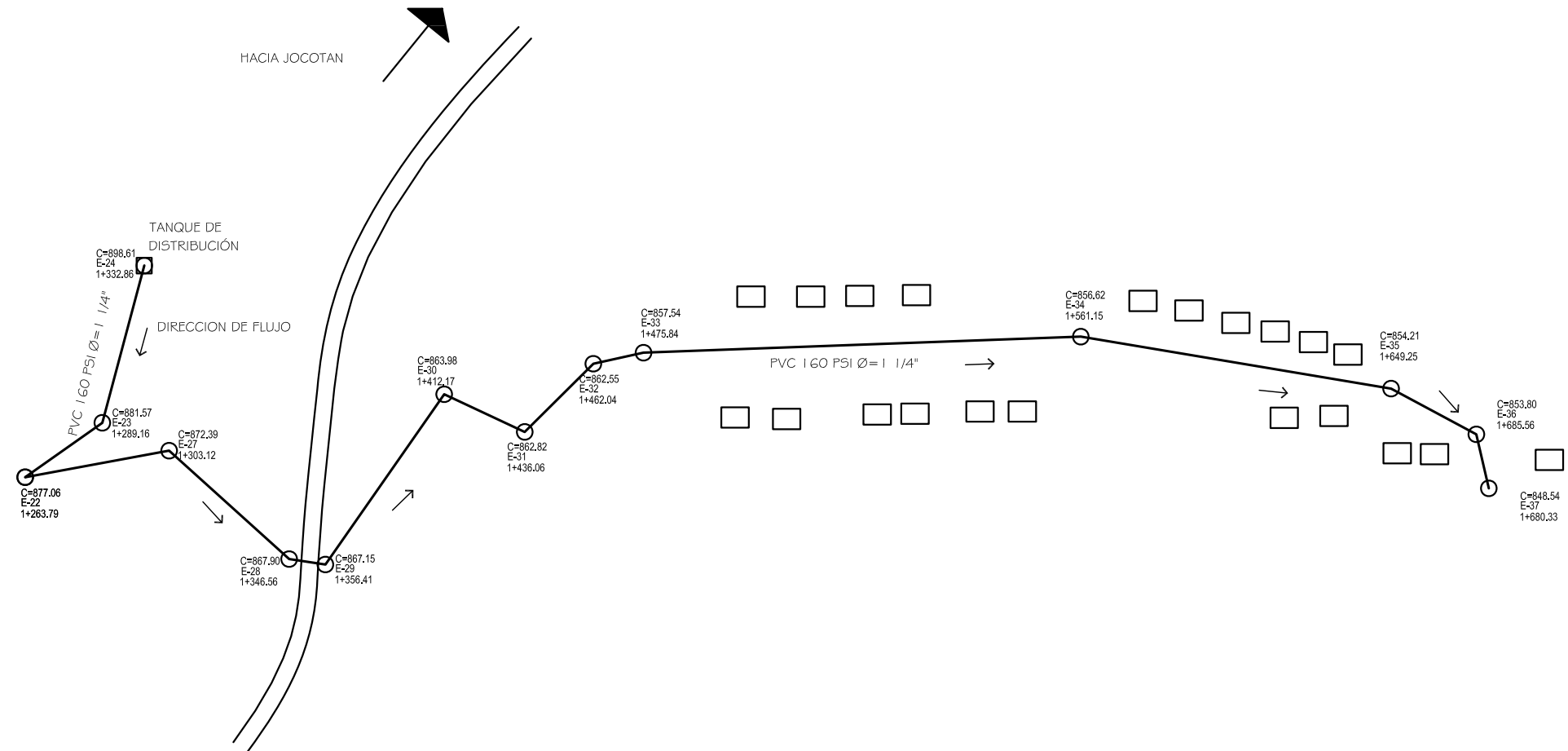


PLANTA DE E-00 A E-24
ESC 1:1500



PLANTA DE E-24 A E-37
ESC 1:1500

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION SAN JUAN ERMITA, CHIQUIMULA		DISEÑO OSCAR MARTINEZ		CALCULO OSCAR MARTINEZ	
		NOMBRE: OSCAR ROLANDO MARTINEZ I. CARNET: 2005-12102		FECHA MARZO 2010	
PROYECTO: SISTEMA DE AGUA POTABLE, BARRIO LA TEJERA		ESCALA INDICADA			
CONTENIDO PLANTA DE CONJUNTO					
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR		OSCAR ROLANDO MARTINEZ I. EPISITA DE INGENIERIA		HOJA 1/7	



PERFIL DE E-24 A E-37

ESC 1:750



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACIÓN
SAN JUAN ERMITA, CHIQUIMULA

EPS INGENIERIA
REGION NORORIENTE
NOMBRE: OSCAR ROLANDO MARTINEZ J.
CARNET: 2005-12102

DISEÑO
OSCAR MARTINEZ
DIBUJO
OSCAR MARTINEZ

CALCULO
OSCAR MARTINEZ
FECHA
MARZO 2010

PROYECTO
SISTEMA DE AGUA POTABLE, BARRIO LA TEJERA

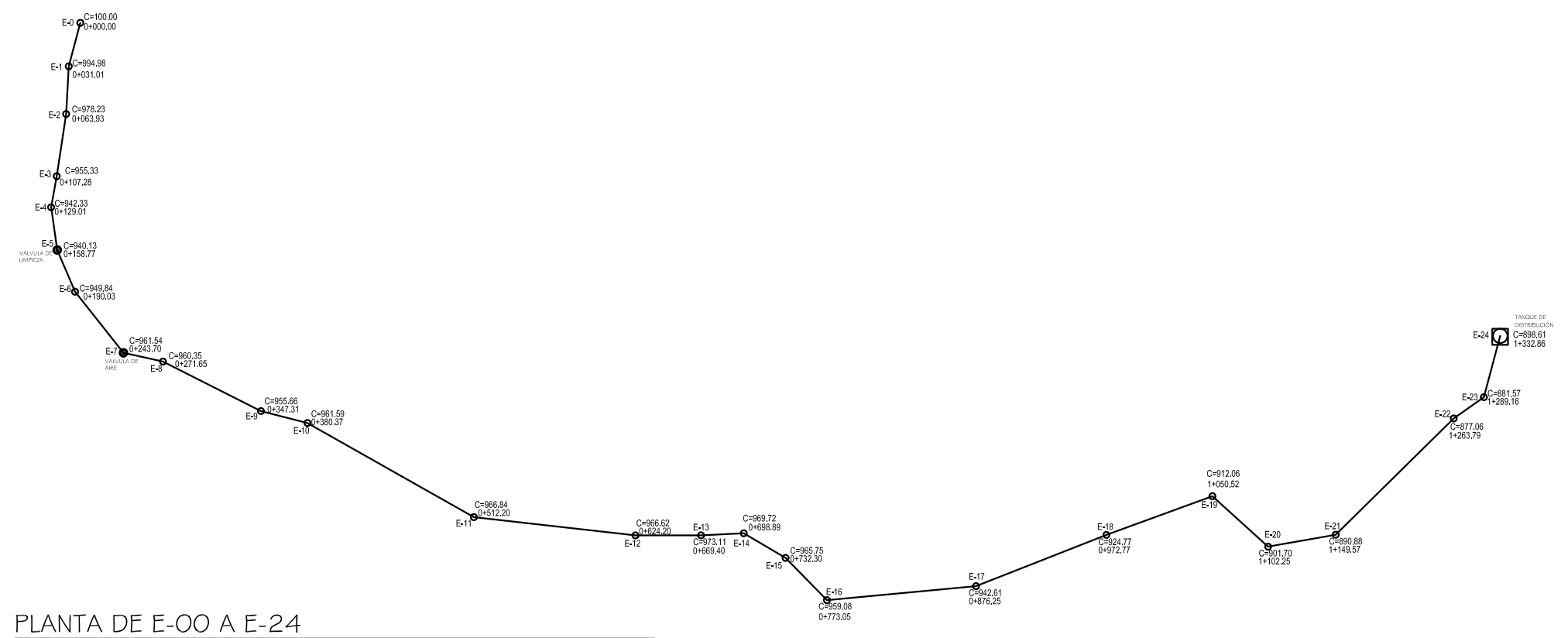
ESCALA
INDICADA

CONTENIDO
PLANTA DENSIDAD DE VIVIENDA

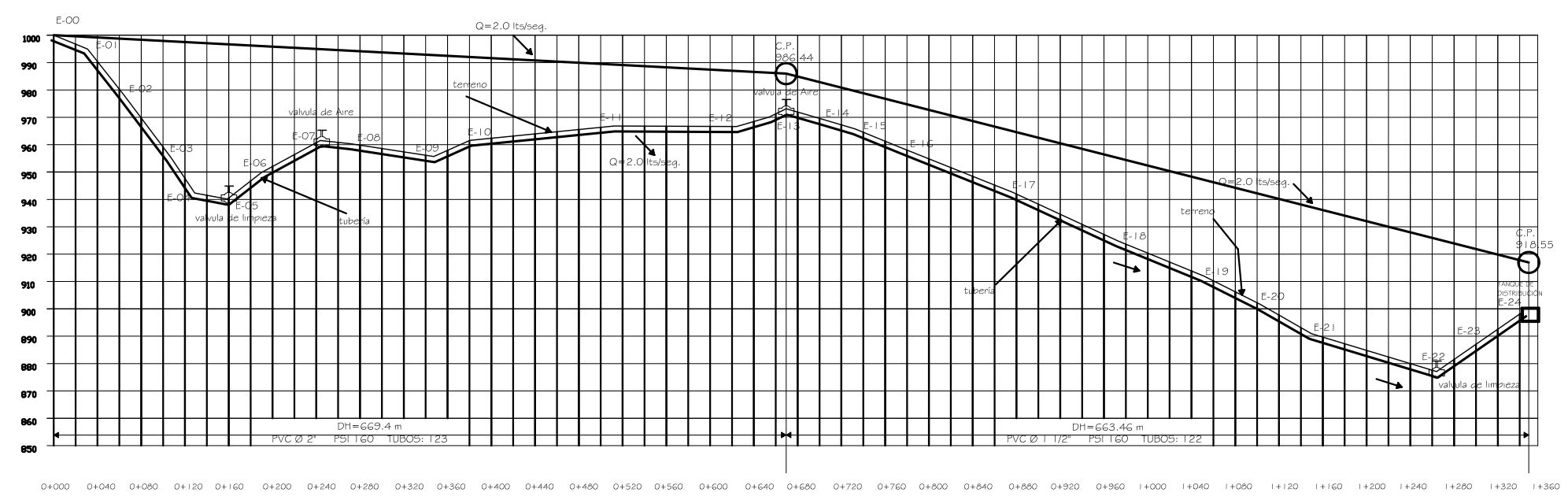
ING. JUAN MERCK COS
ASESOR-SUPERVISOR

OSCAR ROLANDO MARTINEZ J.
EPSISTA DE INGENIERIA

HOJA
2/7



PLANTA DE E-00 A E-24
ESC 1:2000



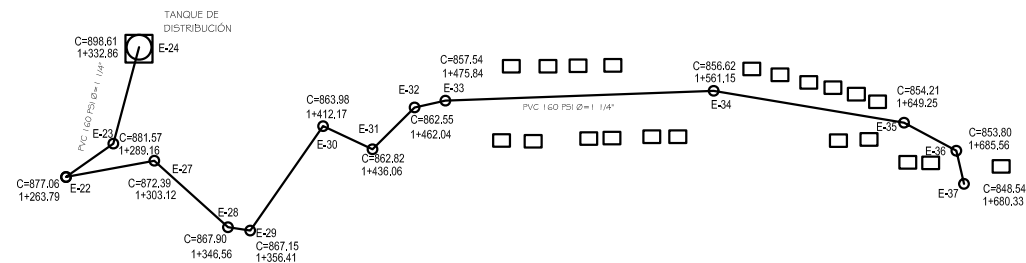
PERFIL DE E-00 A E-24
ESC HOR 1:1000
ESC VERT 1:500



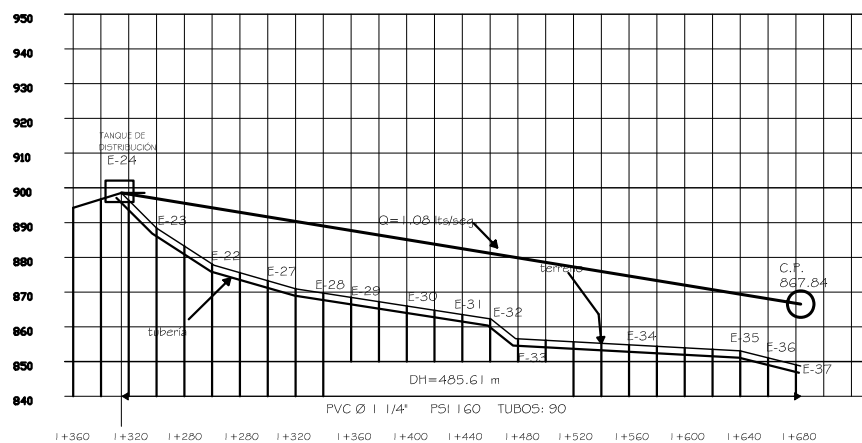
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION
SAN JUAN ERMITA, CHIQUIMULA

EPS INGENIERIA REGION NORORIENTE NOMBRE: OSCAR ROLANDO MARTINEZ I. CARNET: 2005-12102		DISEÑO OSCAR MARTINEZ	CALCULO OSCAR MARTINEZ
PROYECTO: SISTEMA DE AGUA POTABLE, BARRIO LA TEJERA		DIBUJO OSCAR MARTINEZ	FECHA MARZO 2010
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL		ESCALA INDICADA	
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR		OSCAR ROLANDO MARTINEZ I. EPISITA DE INGENIERIA	
HOJA 3/7			



PLANTA DE E-24 A E-37
ESC 1:1500



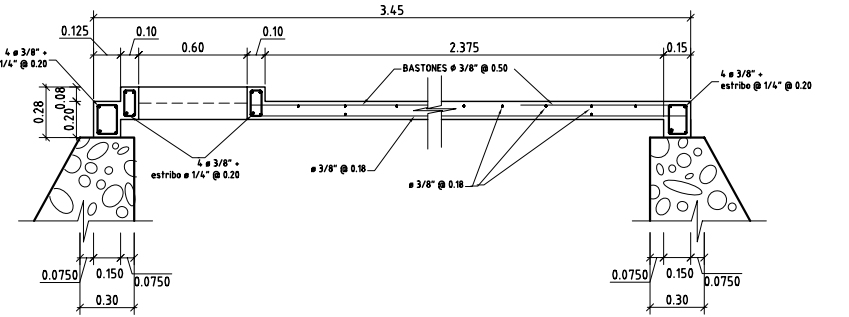
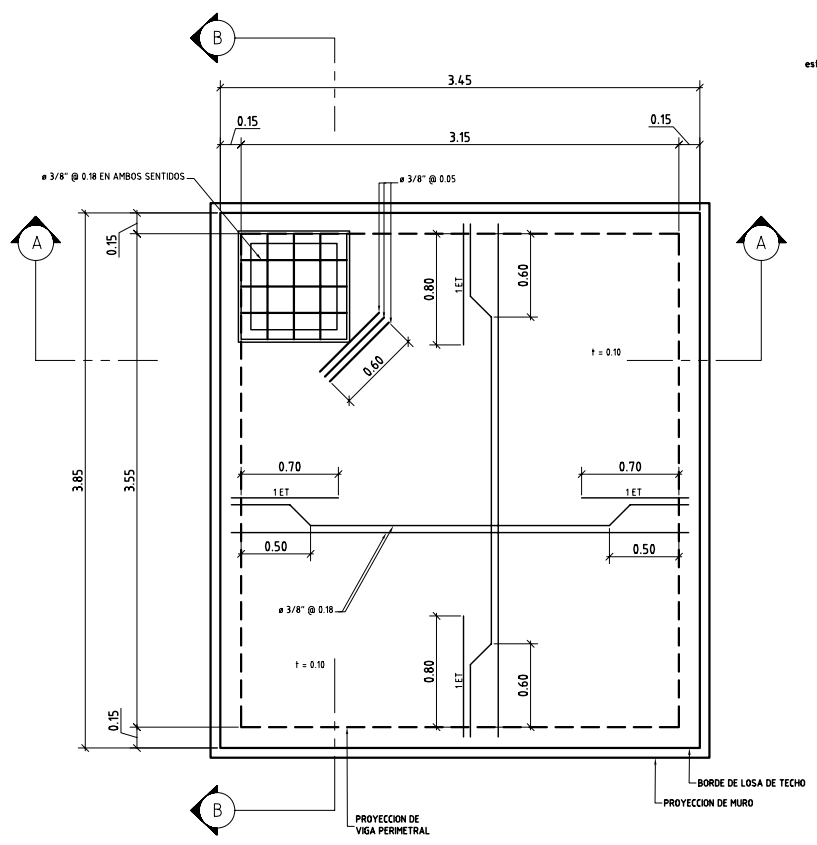
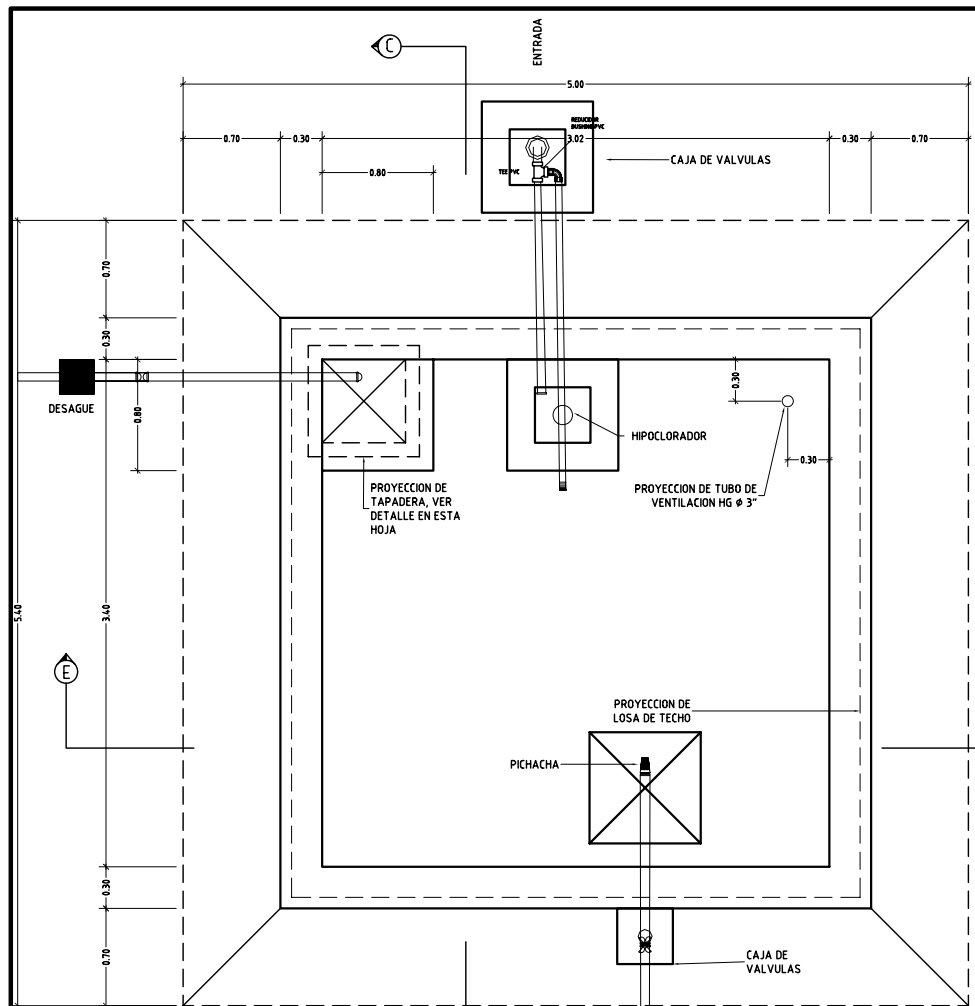
PERFIL DE E-24 A E-37
ESC HOR 1:1000
ESC VERT 1:500



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

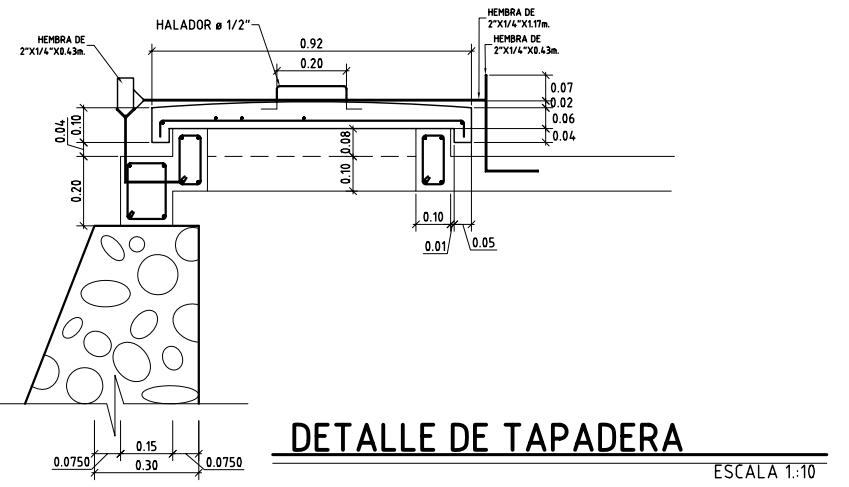
OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACIÓN
SAN JUAN ERMITA, CHIQUIMULA

EPS INGENIERIA REGION NORORIENTE NOMBRE: OSCAR ROLANDO MARTINEZ I. CARNET: 2005-12102	DISEÑO OSCAR MARTINEZ	CALCULO OSCAR MARTINEZ
	DIBUJO OSCAR MARTINEZ	FECHA MARZO 2010
PROYECTO: SISTEMA DE AGUA POTABLE, BARRIO LA TEJERA	ESCALA INDICADA	
CONTENIDO PLANTA - PERFIL		
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR	OSCAR ROLANDO MARTINEZ I. EPISTA DE INGENIERIA	HOJA 4 7



PLANTA DE LOSA DE TECHO
ESCALA 1:25

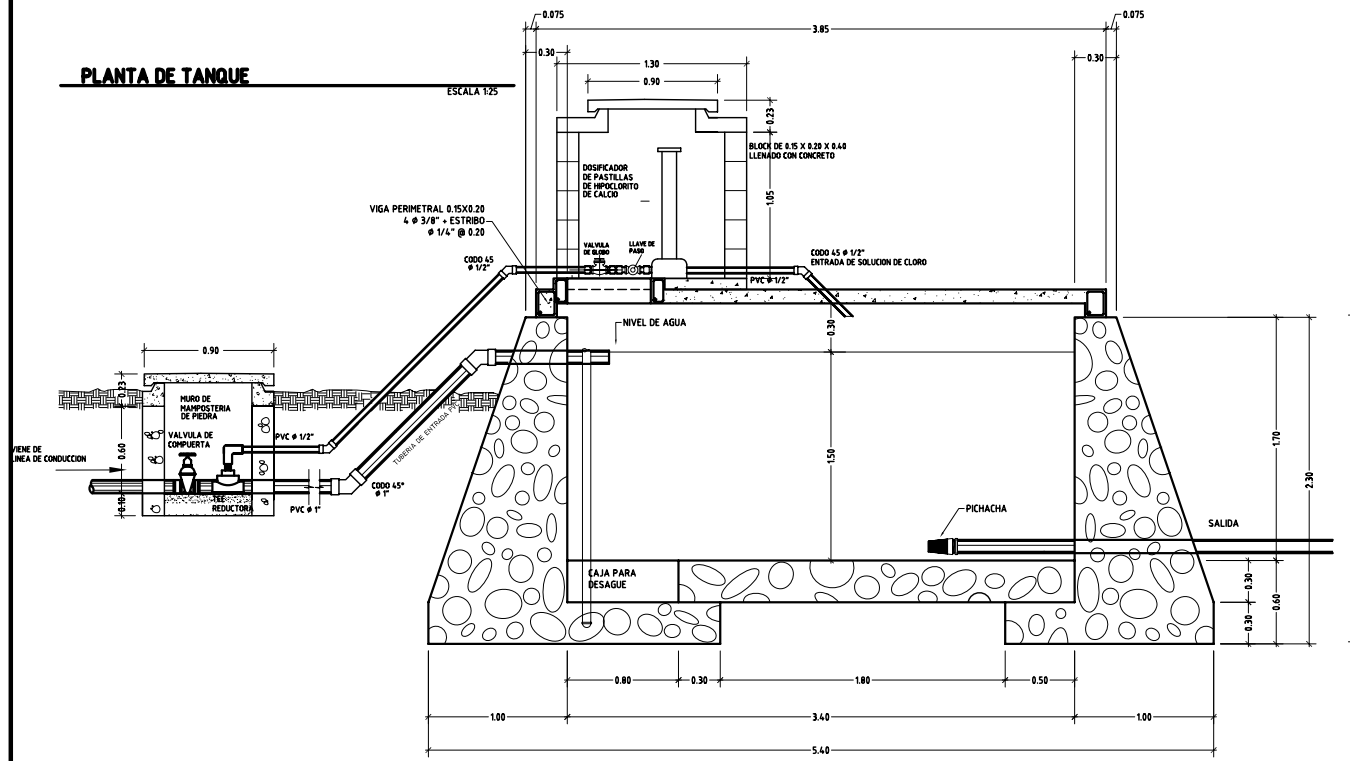
SECCION A-A
ESCALA 1:20



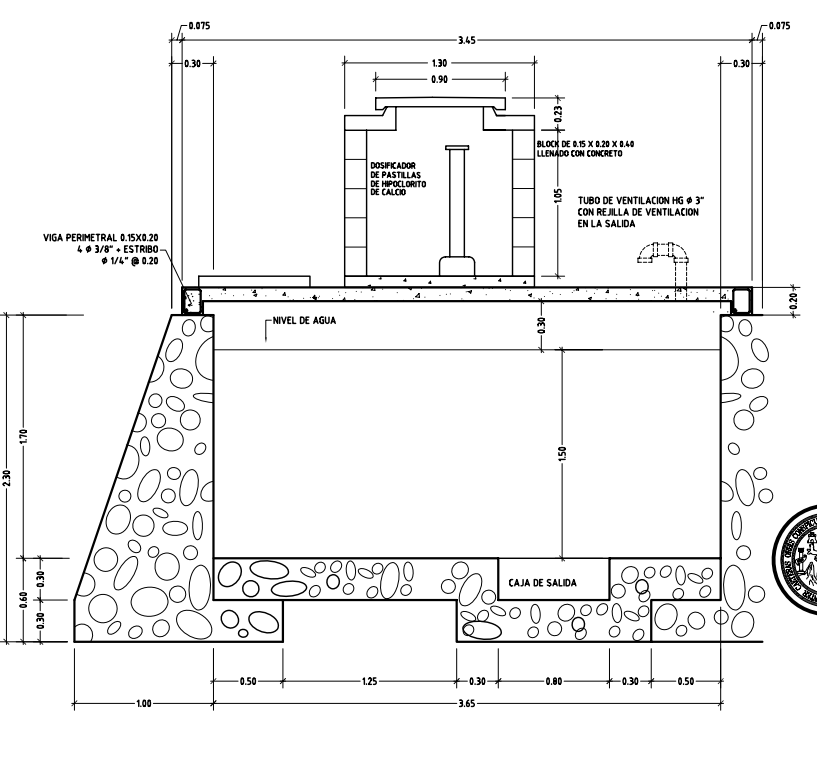
DETALLE DE TAPADERA
ESCALA 1:10

ESPECIFICACIONES TECNICAS

- NOTAS GENERALES:
1. SE USARA CONCRETO CON REFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 210 KG/CM²
 2. SE USARA ACERO DE REFUERZO F_y = 2810 KG/CM² GRADO 44 ASTM A615
 3. LOS MUROS ESTAN DISEÑADOS PARA TRABAJAR TANTO SOBRE COMO BAJO TIERRA.
 4. TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS.
 5. LOS RECUBRIMIENTOS SERAN DE 3 CM EXCEPTO DONDE SE ESPECIFIQUE LO CONTRARIO, Y ESTE SE MEDIRA DESDE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DE CONCRETO.
 6. EL TERRENO BAJO LA LOSA DEL PISO DEBERA SER PERFECTAMENTE APISONADO.
 7. LA LOSA DEL TECHO DEBERA TENER UNA PENDIENTE DE 1% HACIA LOS LADOS
 8. LOS MUROS DE PIEDRA DEBERAN IMPERMEABILIZARSE EN SUS CARAS INTERIORES POR MEDIO DE UNA CAPA DE SABIETA, DE CEMENTO Y ARENA CON UNA PROPORCION DE 12 DEBIDAMENTE ALISADA.
 9. LA SUPERFICIE DE LAS LOSAS DE CONCRETO DEBERAN QUEDAR CERNIDA CON CEMENTO ARENA.
 10. LOS MUROS DEL TANQUE SERAN DE MAPOSTERIA, 67% PIEDRA BOLA, Y 33% SABIETA CEMENTO ARENA.



SECCION C-C
ESCALA 1:30



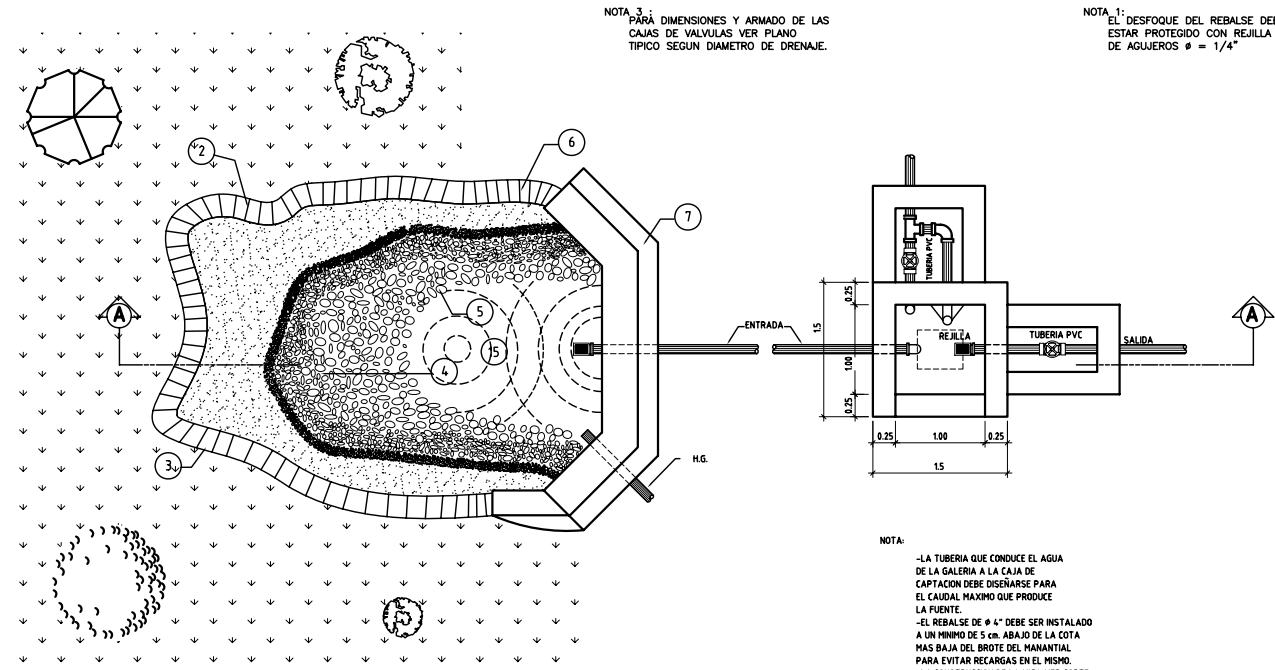
SECCION E-E
ESCALA 1:30



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION
SAN JUAN ERMITA

EPS INGENIERIA REGION NORORIENTE		DISEÑO OSCAR MARTINEZ CALCULO OSCAR MARTINEZ
NOMBRE: OSCAR ROLANDO MARTINEZ I. CARNET: 2005-12102		FECHA MARZO 2010 ESCALA INDICADA
PROYECTO: SISTEMA DE AGUA POTABLE, BARRIO LA TEJERA		
CONTENIDO: TANQUE DE DISTRIBUCION DE 15 M3		
INC. IJUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR		OSCAR ROLANDO MARTINEZ I. EPISITA DE INGENIERIA
		HOJA 5/7



NOTA 3: PARA DIMENSIONES Y ARMADO DE LAS CAJAS DE VALVULAS VER PLANO TIPOICO SEGUN DIAMETRO DE DRENAJE.

NOTA 1: EL DESFOQUE DEL REBALSE DEBE ESTAR PROTEGIDO CON REJILLA DE AGUJEROS $\phi = 1/4"$

NOTA:
 -LA TUBERIA QUE CONDUCE EL AGUA DE LA GALERIA A LA CAJA DE CAPTACION DEBE DISEÑARSE PARA EL CAUDAL MAXIMO QUE PRODUCE LA FUENTE.
 -EL REBALSE DE $\phi 4"$ DEBE SER INSTALADO A UN MINIMO DE 5 CM. ABAJO DE LA COTA MAS BAJA DEL BROTE DEL MANANTIAL PARA EVITAR RECARGAS EN EL MISMO.
 -LA CONSTRUCCION DE LA VIGA VER CORTE A-A QUEDARA A CRITERIO DEL CONSTRUCTOR CUANDO SE CONSIDERE NECESARIO.

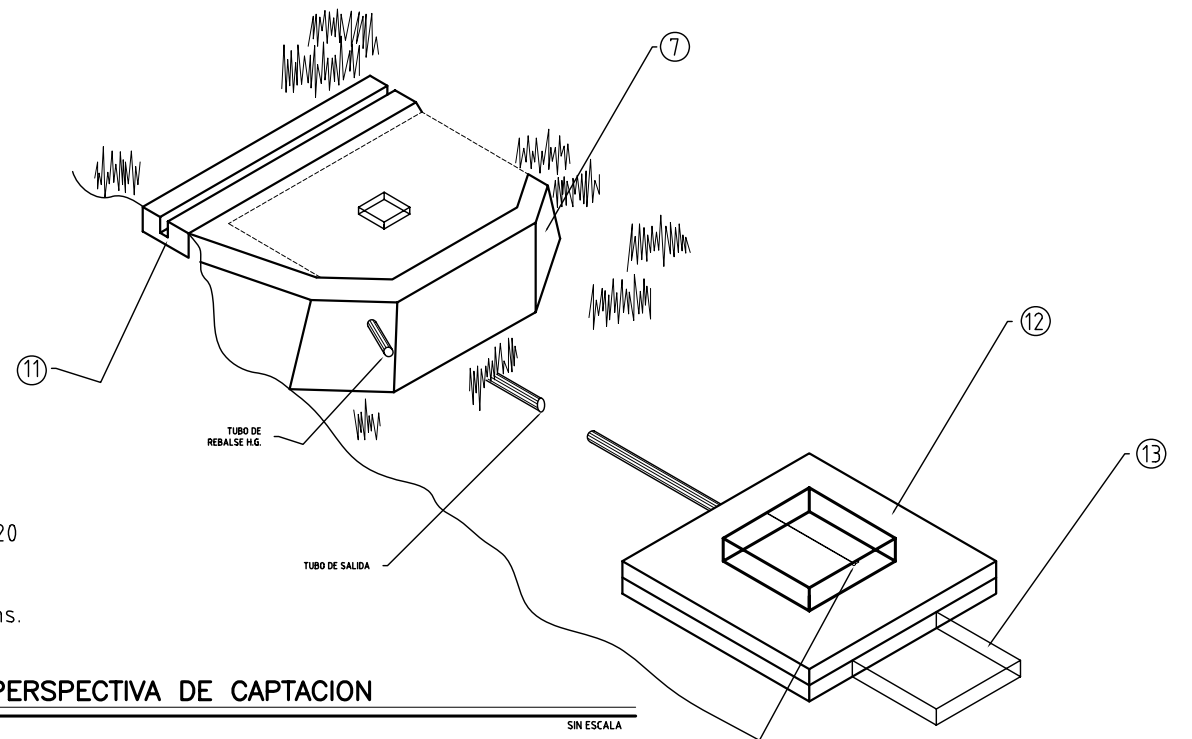
NOTAS GENERALES

- 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.

ESPECIFICACIONES

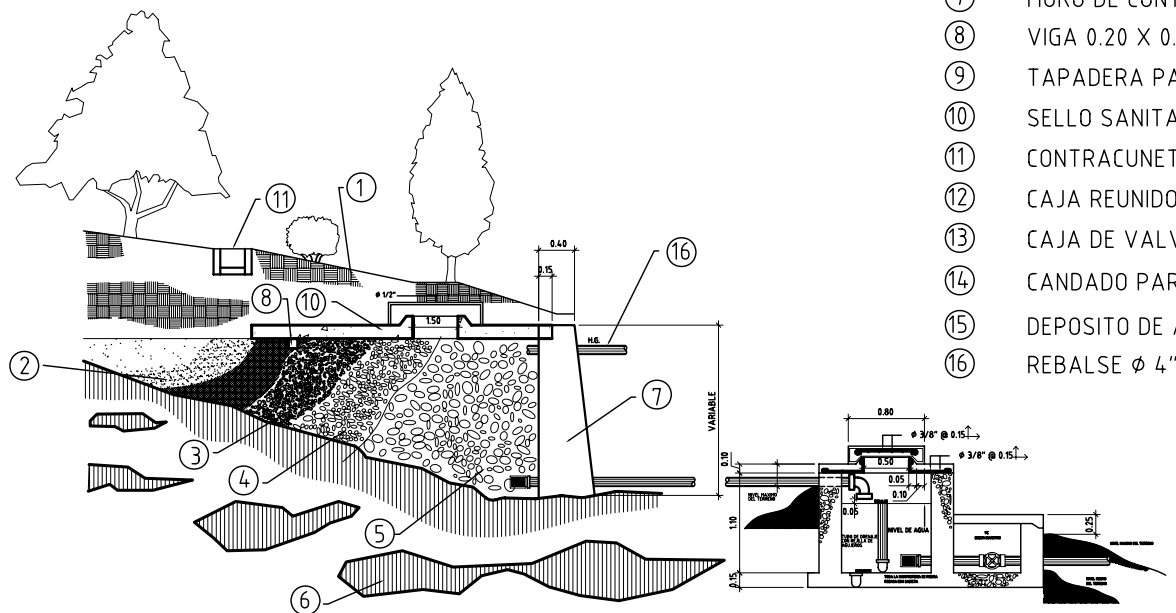
- MAMPOSTERIA DE PIEDRA: PIEDRA BOLA 67% MORTERO 33% EL MORTERO A UTILIZAR SABIETA PROPORCION DE HEZCLA-CEMENTO-ARENA(1:2)
- CONCRETO: $F_c=210 \text{ Kg./cm}^2$ 3000 Lbs./psi² PROPORCION DE HEZCLA-CEMENTO-ARENA-PIEDRA(1:2:3)
- MUROS: LOS MUROS DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA DEBEN IMPERMEABILIZARSE POR MEDIO DE UNA CAPA DE SABIETA DE PROPORCION CEMENTO-ARENA(1:2) DEBIDAMENTE ALISADA
- LOSAS: LA LOSA DE CONCRETO DEBE DARSELE UN DESNIVEL DE 1% HACIA LOS LADOS Y LA SUPERFICIE DEBE QUEDAR CERVIDA CON CEMENTO-ARENA EN PROPORCION (1:2)
- REFUERZO: $f_y = 2810 \text{ Kg./cm}^2$

PLANTA DE CAPTACION DE UN BROTE DEFINIDO
 SIN ESCALA



PERSPECTIVA DE CAPTACION
 SIN ESCALA

- ① TERRENO NATURAL
- ② ACUIFERO
- ③ GRAVA 1/2"
- ④ GRAVA 3"
- ⑤ PIEDRA BOLA DE 6"-10"
- ⑥ MANTO DE ROCA
- ⑦ MURO DE CONTENCIÓN DE MAMPOSTERIA
- ⑧ VIGA 0.20 X 0.20 4 $\phi 3/8"$ + EST. $\phi 1/4"$ @ 0.20
- ⑨ TAPADERA PARA INSPECCION
- ⑩ SELLO SANITARIO DE CONCRETO ESPESOR 8 cms.
- ⑪ CONTRACUNETA REVESTIDA
- ⑫ CAJA REUNIDORA
- ⑬ CAJA DE VALVULA DE COMPUERTA
- ⑭ CANDADO PARA INTERPERIE
- ⑮ DEPOSITO DE AGUA
- ⑯ REBALSE $\phi 4"$ MIN.



CORTE A-A
 SIN ESCALA

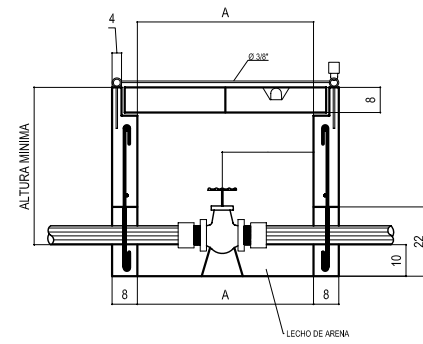
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA

OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION
 SAN JUAN ERMITA, CHIQUIMULA

EPS INGENIERIA REGION NORORIENTE NOMBRE: OSCAR ROLANDO MARTINEZ I. CARNET: 2005-12102	DISEÑO OSCAR MARTINEZ	CALCULO OSCAR MARTINEZ
PROYECTO: SISTEMA DE AGUA POTABLE, BARRIO LA TEJERA	DIBUJO OSCAR MARTINEZ	FECHA MARZO 2010
CONTENIDO: CAPTACION		ESCALA: INDICADA
INC. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR		OSCAR ROLANDO MARTINEZ I. EPISITA DE INGENIERIA

HOJA
 6/7

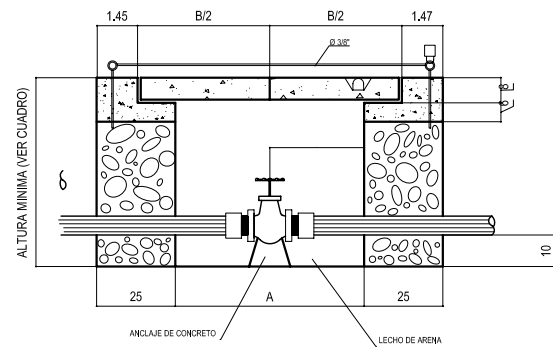
CAJA DE CONCRETO



ELEVACION

CAJA DE VALVULAS ESCALA 1/10

CAJA DE MAMPOSTERIA

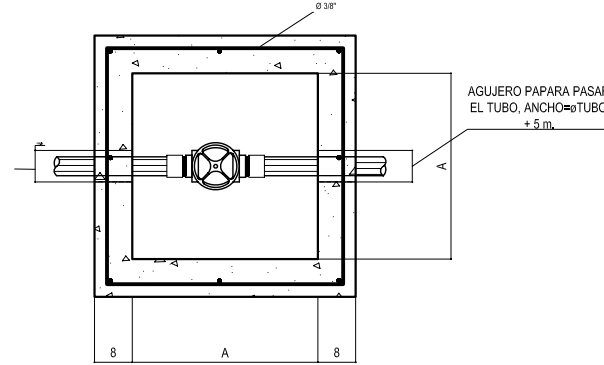


ELEVACION

CAJA DE VALVULAS ESCALA 1/10

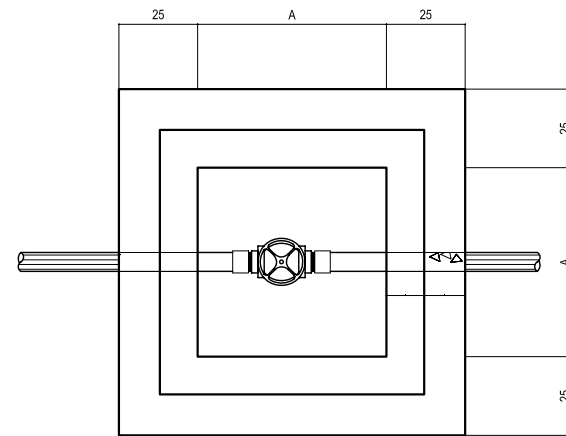
PLANTA VALVULA DE LIMPIEZA

NOTA:
EL DIAMETRO DE LA VALVULA DE LIMPIEZA SERA LA MITAD DEL DIAMETRO DE LA TUBERIA DE CONDUCCION



PLANTA

CAJA DE VALVULAS ESCALA 1/10

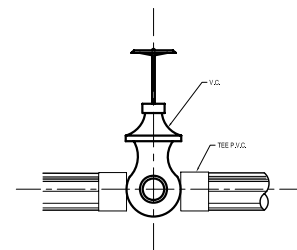


PLANTA

CAJA DE VALVULAS ESCALA 1/10

NOTA:
LA VALVULA DE AIRE Y COMPUERTA SERA Ø 1/2" PARA TUBERIA PRINCIPAL Ø < 4"

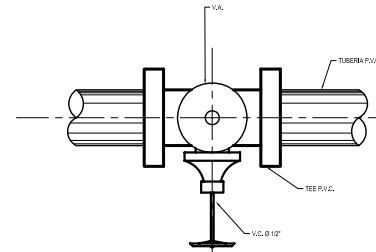
NOTA:
TODAS LAS VALVULAS DE LIMPIEZA SERAN VALVULAS DE COMPUERTA, LAS CUALES SE PROTEGERAN CON CAJAS DE CONCRETO, PIEDRA O LADRILLO TAYUO, SEGUN SE INDIQUE EN LAS ESPECIFICACIONES DEL PROYECTO.



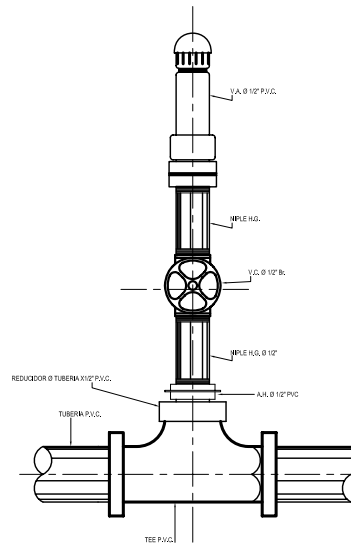
ELEVACION VALVULA DE LIMPIEZA

DIMENSIONES				
	A	B	C	ALTURA MINIMA
2"	50	58	25	40
2 1/2"	60	68	30	50
3"	70	78	35	60
4"	100	108	50	70

DIMENSIONES				
	A	B	C	ALTURA MINIMA
2"	50	74	25	40
2 1/2"	60	84	30	50
3"	70	94	35	60
4"	100	124	50	70



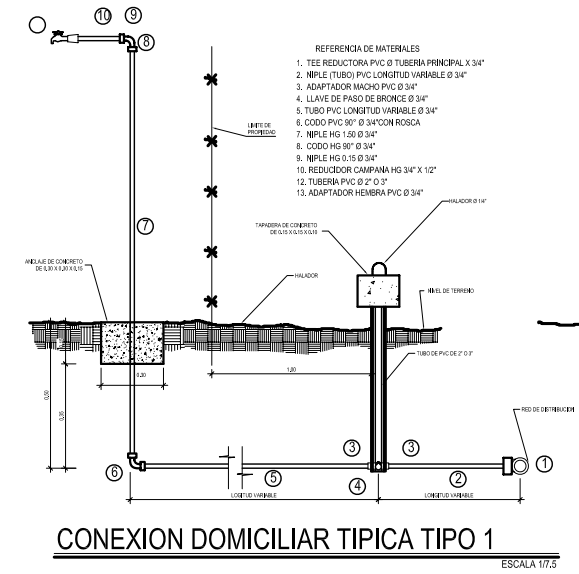
PLANTA VALVULA DE AIRE



ELEVACION VALVULA DE AIRE

REFERENCIAS

P.V.C.	CLORURO DE POLIVINILO
H.G.	HIERRO GALVANIZADO
V.C.	VALVULA DE COMPUERTA
A.M.	ADAPTADOR MACHO
V.A.	VALVULA DE AIRE
A.H.	ADAPTADOR HEMBRA



CONEXION DOMICILIAR TIPICA TIPO 1

ESCALA 1/7.5



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION
SAN JUAN ERMITA, CHIQUIMULA

EPS INGENIERIA REGION NORORIENTE	OSCAR OSCAR MARTINEZ	CALCULO OSCAR MARTINEZ
NOMBRE: OSCAR ROLANDO MARTINEZ L. CARNET: 2005-1202	OSCAR OSCAR MARTINEZ	FECHA: MARZO 2010
PROYECTO: SISTEMA DE AGUA POTABLE, BARRIO LA TEJERA	ESCALA INDICADA	
CONTENIDO: DETALLE DE VALVULAS Y CONEXIONES		

ING. JUAN MERCK COS
ABSOR-SUPERVISOR

OSCAR ROLANDO MARTINEZ L.
EPISITA DE INGENIERIA

HOJA
7/7