

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA
EL CASERÍO EL MAGUEYAL Y AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL
DE CHIQUIMULA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

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

**EDER JUAN JOSÉ LÓPEZ CAAL
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS**

**AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2010

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero Spínola de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Luis Pedro Ortiz de León
VOCAL V	P.A. José Alfredo Ortiz Herincx
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA
EL CASERÍO EL MAGUEYAL Y AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL
DE CHIQUIMULA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,
el 22 de marzo de 2010

Eder Juan José López Caal

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala 14 de septiembre de 2010

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

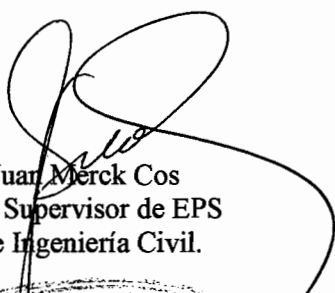
Por este medio atentamente le informo que como Asesor y Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) del estudiante universitario **EDER JUAN JOSE LOPEZ CAAL** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200412559**, procedí a revisar el informe final de la práctica de EPS, cuyo título es **“DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL MAGUEYAL Y AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL DE CHIQUIMULA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”**

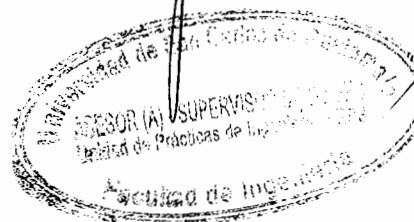
En tal virtud, **LE DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

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.





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



Guatemala,
13 de octubre de 2010

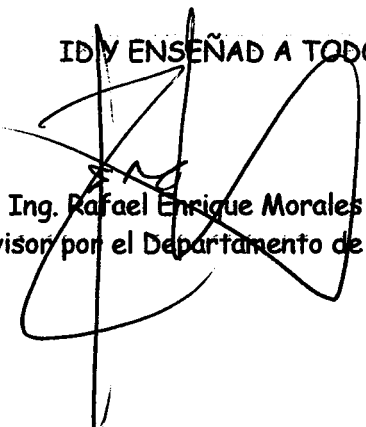
Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL MAGUEYAL Y AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL DE CHIQUIMULA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Eder Juan José López Caal, 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,

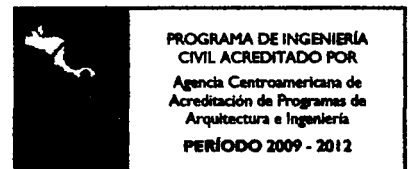
IDY ENSEÑAD A TODOS

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





UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala, 14 de septiembre de 2010.
Ref.EPS.D.624.09.10

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 ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL MAGUEYAL Y AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL DE CHIQUIMULA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Eder Juan José López Caal**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Juan Merck Cos .

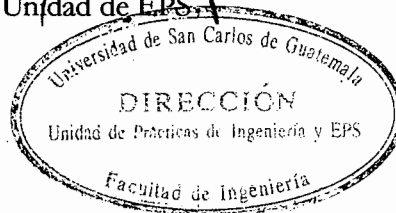
Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte del Asesor -Supervisor de EPS, en mi calidad de Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"


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

NISZ/ra





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



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. 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 Eder Juan José López Caal, titulado DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL MAGUEYAL Y AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL DE CHIQUIMULA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, noviembre de 2010

/bbdeb.

Más de 130 Años de Trabajo Académico y Mejora Continua





El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL MAGUEYAL Y AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL DE CHIQUIMULA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA,** presentado por el estudiante universitario **Eder Juan José López Caal,** autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, 17 de noviembre de 2010

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

- DIOS** Fuente de fortaleza y sabiduría, quien me ha guiado a lo largo de la vida y ha permitido que logre esta meta.
- MIS PADRES** Juan José López y Floridalma Caal, por el amor y apoyo incondicional que me han brindado a lo largo de mi vida.
- MIS HERMANOS** Kervy y Alex, por su apoyo, amistad y cariño.
- MIS SOBRINOS** Zulin Alejandra y Carlos Rodrigo por ser los ángeles que iluminan mi vida.
- MI ABUELITA** Juana Alvarado, por sus consejos, enseñanzas, cariño y todo el apoyo que nos ha brindado siempre.
- MI FAMILIA Y AMIGOS EN GENERAL.**

AGRADECIMIENTOS A:

**UNIVERSIDAD DE SAN
CARLOS DE GUATEMALA**

Especialmente a la Facultad de Ingeniería, por mi formación y el orgullo de ser san carlista.

MIS PADRES

Por su amor y sacrificios para brindarme siempre lo mejor. Que este logro sea una recompensa a todos sus esfuerzos.

MIS HERMANOS

Por su cariño, apoyo y todos los momentos que hemos compartido.

MIS TÍOS

Por el afecto, interés y atenciones que siempre han manifestado hacia mi persona.

**INGENIERO JUAN MERCK
COS**

Por su amistad y la asesoría brindada para la realización del presente trabajo.

MIS AMIGOS

Por compartir conmigo momentos a lo largo de toda la carrera.

A todo aquel que me brindó su confianza e influyó en mi formación académica.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE ABREVIATURAS	VII
GLOSARIO	IX
RESUMEN	XI
OBJETIVOS	XIII
INTRODUCCIÓN	XV
1. ASPECTOS MONOGRÁFICOS	1
1.1. Generalidades	1
1.1.1. Ubicación y localización	1
1.1.2. Accesos y comunicaciones	2
1.1.3. Topografía	2
1.1.4. Población	2
1.1.5. Actividades económicas y productivas	4
1.1.6. Aspectos climáticos	4
1.1.7. Educación	4
1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del caserío El Magueyal	5
1.2.1. Descripción de necesidades	5
1.2.2. Evaluación y priorización de necesidades	6
2. DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL MAGUEYAL, MUNICIPIO DE CHIQUMULA, DEPARTAMENTO DE CHIQUMULA	7
2.1. Descripción del proyecto	7
2.2. Levantamiento topográfico	7
2.3. Fuentes de agua	9

2.4. Caudal de aforo	9
2.5. Análisis de la calidad del agua	10
2.5.1. Examen bacteriológico	10
2.6. Criterios de diseño	10
2.6.1. Período de diseño	10
2.6.2. Población de diseño	11
2.6.3. Dotación	12
2.6.4. Factores de consumo	13
2.6.4.1. Factor de día máximo	13
2.6.4.2. Factor de hora máximo	14
2.7. Determinación de caudales	15
2.7.1. Caudal medio diario	15
2.7.2. Caudal máximo diario	16
2.7.3. Caudal máximo horario	16
2.8. Captación	17
2.9. Línea de conducción	17
2.10. Tanque de almacenamiento	21
2.11. Desinfección	32
2.12. Línea de distribución	35
2.13. Cálculo hidráulico de la red de distribución	35
2.13.1. Caudal de uso simultáneo	36
2.13.2. Caudal unitario	37
2.13.3. Diámetro de tubería	38
2.13.4. Velocidad del agua	39
2.13.5. Cota piezométrica	39
2.13.6. Presión dinámica	39
2.14. Conexiones domiciliarias	40
2.15. Obras de arte	41
2.15.1 Paso aéreo	41

2.16. Válvulas	56
2.17. Elaboración de planos	57
2.18. Elaboración de presupuesto	57
2.19. Programa de operación y mantenimiento	58
2.20. Propuesta de tarifa	60
2.21. Evaluación socio-económica	63
2.21.1. Valor presente neto	63
2.21.2. Tasa interna de retorno	65
2.22. Evaluación de impacto ambiental	65
3. AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL DE CHIQUIMULA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA	69
3.1. Descripción del proyecto	69
3.2. Levantamiento topográfico	69
3.3. Fuentes de agua	70
3.4. Caudal de aforo	70
3.5. Análisis de la calidad del agua	72
3.5.1. Examen bacteriológico	72
3.6. Criterios de diseño	73
3.6.1. Período de diseño	73
3.6.2. Población de diseño	73
3.6.3. Dotación	73
3.6.4. Factores de consumo	73
3.6.4.1. Factor de día máximo	73
3.6.4.2. Factor de hora máximo	74
3.7. Determinación de caudales	74
3.7.1. Caudal medio diario	74
3.7.2. Caudal máximo diario	74

3.7.3. Caudal máximo horario	74
3.8. Captación	74
3.9. Línea de conducción	75
3.10. Desinfección	79
3.11. Obras de arte	79
3.11.1 Desarenador	79
3.11.1.1 Componentes de un desarenador	80
3.11.1.2 Criterios de diseño	80
3.11.1.3 Diseño hidráulico del desarenador	83
3.12. Válvulas	89
3.13. Elaboración de planos	90
3.14. Elaboración de presupuesto	90
3.15. Programa de operación y mantenimiento	91
3.16. Evaluación socio-económica	93
3.16.1. Valor presente neto	93
3.16.2. Tasa interna de retorno	95
3.17. Evaluación de impacto ambiental	96
CONCLUSIONES	99
RECOMENDACIONES	101
BIBLIOGRAFÍA	103
ANEXOS	105

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Caserío El Magueyal, Xororaguá – Chiquimula	1
2. Población por género en porcentaje	3
3. Población por edades en porcentaje	3
4. Esquema de armado de losa del tanque	26
5. Muro del tanque	27
6. Diagrama de flujo de efectivo del sistema de abastecimiento de agua potable	64
7. Perfil de muro	75
8. Desarenador de 2 unidades en paralelo (planta)	81
9. Diagrama de flujo de efectivo de la ampliación del sistema de abastecimiento de agua potable	94
10. Diagrama de flujo de efectivo de la ampliación del sistema de abastecimiento de agua potable	95

TABLAS

I. Levantamientos topográficos según instrumentos de medición	8
II. Estimación del caudal de aforo	9
III. Períodos de diseño para componentes de un sistema de agua	11
IV. Dotaciones según sistemas de abastecimiento para el área rural	13
V. Factores de día máximo	14
VI. Factores de hora máxima	14
VII. Momento producido por el peso del muro	28
VIII. Volúmenes de hipoclorito para lograr solución al 10%	34
IX. Tensión del cable de paso aéreo	44

X. Corrección de la tensión del cable	45
XI. Longitud de péndolas de paso aéreo	47
XII. Presupuesto del sistema de abastecimiento de agua potable	58
XIII. Relación entre diámetro de las partículas y velocidad de sedimentación	82
XIV. Presupuesto de la ampliación del sistema de abastecimiento de agua potable	90
XV. Actividades y acciones claves de mantenimiento para Desarenadores y sedimentadores	92
XVI. Resumen de operación y mantenimiento de desarenadores y sedimentadores	93
XVII. Densidad y viscosidad del agua	111

LISTA DE ABREVIATURAS

C	Coeficiente de fricción, coeficiente de la capacidad hidráulica de la tubería
CMD	Consumo máximo diario
CMH	Consumo máximo horario
CT	Cota del terreno
DH	Distancia horizontal
E-	Indica estación en aspectos topográficos
FDM	Factor de día máximo (adimensional)
FHM	Factor de hora máximo (adimensional)
Fs	Factor de seguridad
Hf	Pérdida de carga expresada en metros
i	Tasa de interés anual
INE	Instituto Nacional de Estadística

l/hab/día	Litros por habitante por día (dotación)
l/s	Litros por segundo
m.c.a	Metros columna de agua
m³	Metro cúbico
ml	Metro lineal
Ø	Diámetro comercial de tubería
psi	Libras por pulgada cuadrada (Lb/plg ²)
Pa	Población actual (habitantes)
PU.	Precio unitario (en Quetzales)
PVC	Cloruro de polivinilo
Qs	Caudal simultáneo
Qu	Caudal unitario
r	Tasa de crecimiento poblacional
t	Tiempo
Vol	Volumen

GLOSARIO

Aforo	Medición del volumen de agua que circula en una sección o corriente por unidad de tiempo.
Agua potable	Agua sanitariamente segura y agradable a los sentidos.
Azimut	Ángulo formado por la dirección horizontal y la del norte verdadero, determinado astronómicamente, este es medido en el sentido de las agujas del reloj.
Caudal	Volumen de agua expresado generalmente en litros sobre una unidad de tiempo (segundo).
Cloración	Desinfección de aguas por medio de cloro.
Dotación	Cantidad de agua en litros asignada a un usuario y/o habitante durante un día.
Fuente	Lugar donde se realiza la toma del agua para un acueducto, esta puede ser superficial o un nacimiento.
Grava	Acumulaciones sueltas de fragmentos de rocas, que tienen más de 2 milímetros de tamaño.

Hipoclorador	Instrumento que sirve para la dosificación de pequeñas cantidades de hipoclorito de calcio en la entrada de un tanque de distribución de agua potable.
Presión dinámica	Es la altura que alcanzaría en agua un tubo piezométrico a partir del eje central a lo largo de una tubería con agua a presión, también llamada carga dinámica o hidráulica.
Presión estática	Es la distancia vertical que existe entre la superficie libre de la fuente de abastecimiento a la caja rompe presión o al tanque de distribución, también llamada carga estática. Se mide en metros columna de agua.
Suelo	Material con arreglo variable de partículas que dejan entre ellas una serie de poros conectados unos con otros para formar una compleja red de canales de diferentes magnitudes que se comunican tanto con la superficie del terreno, las fisuras y grietas del mismo.
Tanque de captación	Estructura que permite recolectar las aguas de la fuente abastecedora.

RESUMEN

Este trabajo de graduación contiene los aspectos más importantes considerados en el desarrollo de dos proyectos de infraestructura, durante el Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) realizado en la municipalidad de Chiquimula. Uno de estos proyectos es el diseño del sistema de agua potable para el caserío El Magueyal y el otro es la ampliación del sistema de agua potable para la cabecera municipal de Chiquimula, departamento Chiquimula.

Primeramente, se presenta una monografía del caserío El Magueyal, destacando los aspectos más relevantes del lugar, como: su ubicación, geografía, vías de acceso, las características socioeconómicas, etc.

Para el proyecto de agua potable, se realizó una investigación de campo de las características del caserío El Magueyal. Luego, por la topografía del lugar y economía en su funcionamiento, se optó por implementar un sistema que trabaje por gravedad, con un período de diseño de 20 años, constituido por una captación de tipo de manantiales, 2 187,39 metros de tubería, un paso aéreo de 55 metros aproximadamente, además de un tanque de almacenamiento de 20 m³, para abastecer una población futura de 500 habitantes. En cuanto al proyecto ampliación del sistema de agua potable para la cabecera municipal de Chiquimula, consiste en: la captación del 10% del caudal del río Tacó; construyendo un muro de gravedad, a manera de represa para embalsar el agua y trasladarla por medio de una línea de conducción, hasta la planta de tratamiento, ubicada en la colonia El Molino, en la cabecera municipal de Chiquimula.

OBJETIVOS

GENERAL

Diseñar el sistema de agua potable para el caserío El Magueyal y la ampliación del sistema de agua potable para la cabecera municipal de Chiquimula, departamento de Chiquimula

ESPECÍFICOS

- Realizar una investigación monográfica y un diagnóstico de necesidades de servicios básicos e infraestructura del caserío El Magueyal, aldea Xororaguá, municipio de Chiquimula, departamento de Chiquimula.
- Capacitar a los miembros del comité del caserío El Magueyal sobre operación y mantenimiento de agua potable.

INTRODUCCIÓN

El Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) brinda la oportunidad de contribuir con el desarrollo de Guatemala, proponiendo soluciones que contribuyen a mejorar las condiciones de vida de las comunidades en el interior del país. En este caso particular, el EPS se realizó en la municipalidad de Chiquimula y el presente informe es un resumen del desarrollo de dos proyectos, en los cuales se aplicaron los conocimientos adquiridos en la formación académica.

Para el efecto, se priorizaron necesidades y se atendieron solicitudes para diferentes proyectos, prestando especial atención al problema priorizado por el Consejo Comunitario de Desarrollo, COCODE, del caserío El Magueyal, siendo este: la necesidad de un sistema de abastecimiento de agua potable nuevo, debido a que el existente ya cumplió su período de diseño y en este momento se encuentra obsoleto; para el otro proyecto se tomó en cuenta la carencia de agua potable que se da en la cabecera municipal de Chiquimula, por lo que se detectó que la solución inmediata y factible, es la ampliación del sistema de agua potable para la ciudad, por ser este insuficiente para satisfacer a la población actual.

Para atender dichas necesidades, se propone la implementación de un sistema de agua potable, que trabaje por gravedad con un servicio de conexión tipo predial, que permitirá economía en la operación y mantenimiento, principal razón por la cual el sistema existente presenta condiciones críticas de servicio. Y para la ampliación del sistema de agua potable para la cabecera municipal de Chiquimula se captará un porcentaje del caudal del río Tacó, trasladándolo por línea de conducción hacia la planta de tratamiento de la cabecera municipal.

1. ASPECTOS MONOGRÁFICOS

1.1 Generalidades

1.1.1 Ubicación y localización

El caserío El Magueyal se encuentra ubicado aproximadamente a 4,76 kilómetros al sur-oeste de la cabecera municipal del departamento de Chiquimula, con coordenadas UTM 16 P 222030 1635012. Presenta las siguientes colindancias: al norte, con los cerros del Taco, lugar más conocido como Los Ramírez; al sur, con la aldea Xororaguá; al este, con el río San José y la cabecera municipal de Chiquimula y al oeste, con el caserío El Tamiz mejor conocido con el nombre de La Carbonera.

Figura 1. Caserío El Magueyal, Xororaguá – Chiquimula



Fuente: Instituto Geográfico Nacional. Hoja 1:50 000

1.1.2 Accesos y comunicaciones

En la actualidad, la manera más eficiente de llegar al caserío desde la ciudad de Guatemala es la siguiente: se recorren 164 kilómetros en carretera asfaltada hasta el municipio de Chiquimula (a través de la CA – 10 Oriente).

Desde el municipio de Chiquimula al caserío, hay aproximadamente 4,76 kilómetros, se toma la ruta hacia San José La Arada y se toma el desvío que conduce a la aldea Xororaguá, para tomar luego una carretera de terracería hacia el caserío El Magueyal. Dicho recorrido se hace aproximadamente en 15 minutos.

1.1.3 Topografía

La topografía en donde se encuentra la mayoría de la población es plana, registrando cambios de pendientes leves en algunos sectores.

Los suelos del lugar presentan resequedad debido al problema del agua, a pesar de todo, son aptos para cultivarse ya que la mayoría de la población se dedica a la agricultura. Esta es una característica predominante de la región.

1.1.4 Población

Actualmente, el caserío se compone de 68 familias, haciendo un total de 305 habitantes, con un promedio de 5 personas por familia.

La población es de raza mestiza o ladina, el 48% son mujeres y el 52% son hombres, se subdividen por edades de la siguiente manera: el 31% de la población total, son niños de menos de 11 años, los jóvenes representan el 19%, los adultos comprendidos entre las edades de 18 a 65 años, representan el 44% de la población y los adultos mayores de 65 años en adelante son aproximadamente el 6%.

Estos datos fueron obtenidos de acuerdo con un censo realizado en el mes de enero de 2010.

A continuación dos gráficas, en las que se muestran los resultados estadísticos.

Figura 2. Población por género en porcentaje

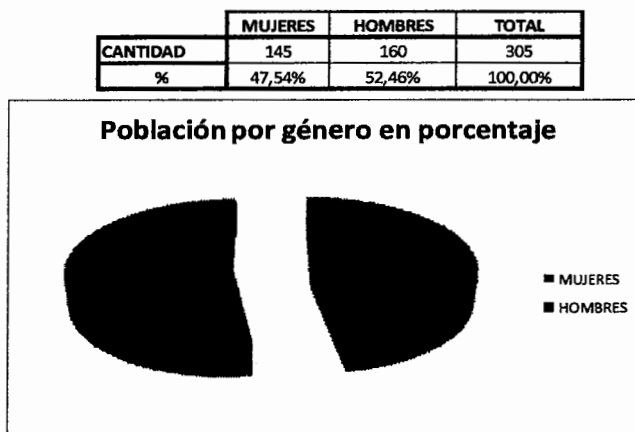
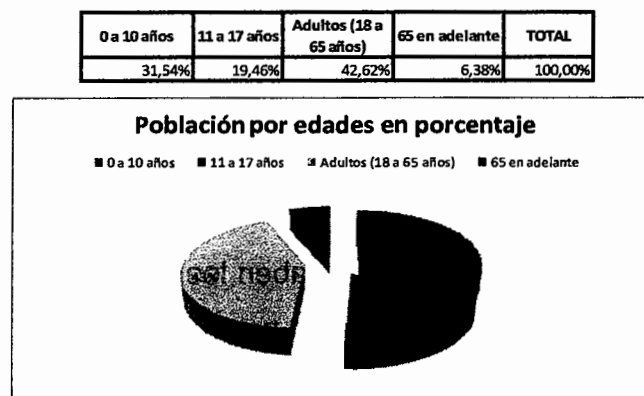


Figura 3. Población por edades en porcentaje



1.1.5 Actividades económicas y productivas

La mayor parte de la población se dedica netamente a la actividad agrícola, siendo los cultivos principales: maíz, maní, maicillo y frijol.

Los ingresos familiares se complementan con otros ingresos obtenidos por la crianza de animales domésticos.

1.1.6 Aspectos climáticos

Según la información obtenida del INSIVUMEH, Chiquimula cuenta con una temperatura media anual de 25,3 °C y una temperatura mínima de 20,6 °C, para los últimos diez años, y por la cercanía del lugar a la cabecera municipal, los datos anteriormente expuestos no tienen variación relevante.

Las temperaturas más altas se registran en los meses de marzo y abril, siendo diciembre y enero los meses más fríos.

1.1.7 Educación

El caserío cuenta con una escuela de 3 aulas, la cual atiende educación pre-primaria y los niveles de 1° a 6° primaria solamente.

Para la educación básica, la población estudiantil debe acudir a la aldea Xororaguá, que es la que cuenta con la escolaridad básica y diversificado.

El porcentaje de personas que saben leer en el caserío asciende al 62%, siendo el 38% restante personas que no saben leer.

1.2 Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del caserío El Magueyal

1.2.1 Descripción de necesidades

Se logró determinar las necesidades que tiene la población del lugar, por medio de entrevistas realizadas a los representantes de la organización comunitaria.

- Diseño y construcción de sistema de abastecimiento de agua potable; actualmente se cuenta con un sistema incapaz de satisfacer las necesidades y demandas de la población, debido a que el período de diseño del mismo finalizó hace más de 4 años, por lo que es de suma importancia diseñar un sistema que proporcione una dotación sanitariamente segura.
- Diseño y construcción del sistema de alcantarillado sanitario; la carencia de un sistema apropiado para la evacuación de aguas residuales, eleva los problemas de saneamiento, generando vectores y bacterias, que afectan de manera directa la salud de la comunidad.
- Construcción de un centro de salud; no existe una edificación designada al servicio de salud de la población, obligando de esta manera acudir a aldeas aledañas o directamente en la cabecera municipal, el problema es que muchas veces la vida depende del tiempo que se pueda tardar en llegar al puesto.
- Pavimentación de la carretera al caserío; el lugar cuenta con un acceso vial en mal estado de 2 kilómetros aproximados de longitud, el cual es la carretera que lleva de la aldea Xororaguá a la comunidad.
- Construcción de 3 aulas; el lugar cuenta con una escuela de 3 aulas en las cuales se imparten los niveles, pre-primaria y primaria, pero el

crecimiento poblacional demanda de un nuevo proyecto, para poder satisfacer la necesidad de educación.

- Construcción de un salón comunal; la población se ve afectada por la falta de un lugar apropiado, para el desarrollo de actividades socioculturales y eventos importantes de la comunidad.
- Construcción de un muro perimetral para la escuela actual; la seguridad del equipo y utensilios que sirven para la educación se encuentran demasiado vulnerables debido a la ausencia de un muro perimetral.

1.2.2 Evaluación y priorización de necesidades

Considerando la importancia de las necesidades que la comunidad presenta, se priorizaron de acuerdo con criterios que las autoridades municipales y comunitarias expresaron:

- Sistema de abastecimiento de agua potable
- Sistema de alcantarillado sanitario
- Construcción de un centro de salud
- Pavimentación de la carretera al caserío.
- Construcción de 3 aulas.
- Construcción de un salón comunal.
- Construcción de un muro perimetral para la escuela actual.

2. DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CASERÍO EL MAGUEYAL

2.1 Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, que responda a las necesidades de la población del caserío El Magueyal, el cual captará el agua de un manantial ubicado en el cerro El Roblar, para luego conducirla por gravedad hasta un tanque de distribución de veinte metros cúbicos (20 m³).

La línea de conducción estará compuesta por una serie de tubería de cloruro de polivinilo (PVC) de diferentes diámetros y de hierro galvanizado (HG), debido a pasos de zanjón y un paso aéreo que el sistema requiere, para una mejor conducción del agua.

La red de distribución es por ramales abiertos, debido a la dispersión de las viviendas y la topografía del lugar. Esta red consiste en tuberías de PVC que llevarán el agua desde el tanque de almacenamiento hasta las líneas que conforman las conexiones domiciliarias.

2.2 Levantamiento topográfico

La topografía tiene como objetivo medir extensiones de tierra, tomando datos recolectados en el campo, para luego poder representarlos sobre un plano y definir su escala, forma y accidentes del terreno.

La topografía se divide en dos ramas:

1. Planimetría es la parte de la topografía, que estudia el conjunto de métodos y procedimientos, que tienden a conseguir la representación a escala de todos los detalles interesantes del terreno, sobre una superficie plana, prescindiendo de su relieve.
2. La altimetría, también llamada hipsimetría, es la parte de la topografía que estudia el conjunto de métodos y procedimientos para determinar y representar la altura, también llamada "cota", de cada uno de los puntos, respecto de un plano de referencia. Con ésta se consigue representar el relieve del terreno.

Un levantamiento topográfico permite trazar mapas o planos de una área, en los cuales aparecen las principales características físicas del terreno, dependiendo de los instrumentos utilizados y su precisión, existen tres tipos de levantamientos:

Tabla I. Levantamientos topográficos según instrumentos de medición

No. ORDEN	PLANIMETRÍA	ALTIMETRÍA
1 ^{er} Orden	Teodolito	Nivel de precisión
2 ^{do} Orden	Teodolito	Taquimetría
3 ^{er} Orden	Brújula o cinta	Nivel de mano

La Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales (UNEPAR), recomienda realizar un levantamiento de segundo orden cuando; la distancia de la fuente a la comunidad sea mayor de seis kilómetros, la diferencia de altura fuente-comunidad sea mayor de 10 metros por kilómetro, o bien, las viviendas a abastecer sean más de 100 al momento de hacer el levantamiento. Para este

proyecto se aplicó el método de conservación del azimut en planimetría, y taquimetría para altimetría, el equipo utilizado fue; teodolito marca SOKKIA DT510.

2.3 Fuentes de agua

La fuente propuesta es un manantial de tipo brote definido en ladera, se encuentra ubicado en el cerro El Roblar, aproximadamente a 1,5 km del caserío El Magueyal. Los integrantes del Consejo Comunitario de Desarrollo, COCODE, han adquirido el terreno para poder hacer uso de la fuente, para toda la comunidad.

2.4 Caudal de aforo

El aforo de la fuente, se determinó por el método volumétrico, obteniendo un caudal total de 1,11 l/s, se realizó este el 4 de agosto de 2009 y el 21 de enero de 2010. A continuación se presenta una tabla con los valores y resultado obtenido.

Tabla II. Estimación del caudal de aforo

VOL =	18,9		L			
Aforo	1	2	3	4	5	6
t (seg)	22	21	20	25	24	24
Q (l/s)	0,86	0,90	1,06	1,32	1,27	1,27

Q total = 1,11 l/s

2.5 Análisis de la calidad del agua

El estudio de la calidad del agua se hace con la finalidad de determinar la potabilidad y el grado de pureza que ésta posee, para establecer el tratamiento que se debe seguir. Para definir la calidad del agua, se realiza el análisis físico químico sanitario y un examen bacteriológico, para ambos exámenes se tomaron muestras de la vertiente, obteniendo las siguientes observaciones:

2.5.1 Examen bacteriológico

Según el examen bacteriológico, la muestra posee colonias de bacterias coliformes totales y E. Coli coliformes fecales, por lo que el agua administrada no es apta para el consumo humano, según la norma COGUANOR NGO 29 001, antes se debe proceder a un tratamiento de desinfección. Examen realizado en la dirección de área de salud de Chiquimula, en el laboratorio de saneamiento ambiental.

2.6 Criterios de diseño

2.6.1 Período de diseño

El período de diseño se define como el número de años durante los cuales una obra determinada, ha de prestar con eficiencia el servicio para el cual fue diseñada. Entre los factores que influyen en la elección del período de diseño se encuentran: la vida útil de las estructuras, equipo y materiales, el desarrollo social y económico de la comunidad y posibles ampliaciones futuras. A continuación, se presentan los períodos de diseño, aplicados en algunos componentes de un sistema de abastecimiento de agua.

Tabla III. Períodos de diseño para componentes de un sistema de agua

ELEMENTO	AÑOS
Fuentes de Abastecimiento	20
Líneas de conducción	20
Tanque de almacenamiento	20 mínimo
Líneas y redes de distribución	20 mínimo
Estaciones de bombeo	5
Plantas purificadoras	20 mínimo

Fuente: López Cualla. Diseño de acueductos y alcantarillados. 2ª edición.

Para el diseño de este proyecto se considerará un período de 20 años.

2.6.2 Población de diseño

La determinación del número de habitantes, para los cuales ha de diseñarse el sistema de agua potable es un parámetro básico. La base de cualquier proyección de población son los censos, registros municipales, censos escolares, levantamientos locales de densidad habitacional.

Según datos del Instituto Nacional de Estadística INE, el área urbana del municipio de Chiquimula cuenta con un estimado de crecimiento poblacional del 3% de habitantes por año y el área rural con un 2,5%. Y según censo realizado en el 2010 la población actual del caserío El Magueyal es de 305 habitantes.

Existen diversos métodos para realizar la estimación de poblaciones futuras, entre los que destaca el método utilizado en este proyecto, conocido como método geométrico, el cual se considera como el más aproximado para estimar el crecimiento de poblaciones en el área rural, cuya fórmula es:

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

Donde:

Pf = Población futura

Po = Población actual

r = Tasa de crecimiento poblacional

n = Período de diseño

Po = 305 habitantes

r = 2,50%

n = 20 años

Entonces:

$$Pf = 305 \left(1 + \frac{2,50}{100}\right)^{20}$$

$$Pf = 500hab$$

La población de diseño para este proyecto será de 500 habitantes.

2.6.3 Dotación

La dotación se define como el volumen de agua asignada a un usuario en un día, se expresa por lo general en litros por habitante y por día (l/hab/día). Los factores que deben tomarse en cuenta para fijar la dotación en un proyecto de agua potable son: el clima, nivel de vida, calidad y cantidad de agua disponible.

Para fijar la dotación deben tomarse en cuenta estudios de demanda para la población o de poblaciones similares, si los hubiere, de lo contrario, la Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales (UNEPAR) recomienda

los siguientes valores, para definir la dotación a usar en un sistema de agua potable en el área rural:

Tabla IV. Dotaciones según sistemas de abastecimiento para el área rural

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO	DOTACIÓN (l/hab/día)
Llena cántaros	30 - 60
Llena cántaros y conexiones prediales	60 - 90
Conexiones prediales	60 - 120
Conexión intradomociliar	90 - 170
Pozo excavado	15 mínimo

Fuente: Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales (UNEPAR).

Para el diseño del sistema de abastecimiento de agua del caserío El Magueyal se adoptó una dotación de 90 l/hab/día, debido a que este proyecto se localiza en el área rural del municipio de Chiquimula y prestará un servicio con conexiones prediales. Además, se considera un tanto bajo el caudal resultante del aforo de la fuente.

2.6.4 Factores de consumo

2.6.4.1 Factor de día máximo (FDM)

El factor de día máximo depende de la población en estudio. La Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales (UNEPAR) sugiere los siguientes criterios para su determinación:

Tabla V. Factores de día máximo

ÁREA	FMD
Población < 1 000	1,2 – 1,5
Población > 1 000	1,2

Fuente: Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales (UNEPAR)

En este proyecto la población es menor de 1 000 habitantes, por lo que se utilizará un FMD = 1,4.

2.6.4.2 Factor de hora máximo (FHM)

Al igual que el factor de día máximo, el factor de hora máxima depende de la población en estudio. Según datos de la Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales, los valores a considerar para este factor son:

Tabla VI. Factores de hora máxima

ÁREA	FMH
Población < 1 000	2,0 – 3,0
Población > 1 000	2,0 – 2,2

Fuente: Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales (UNEPAR)

En este proyecto la población es menor de 1 000 habitantes, por lo que se utilizará un FHM = 2,0.

2.7 Determinación de caudales

2.7.1 Caudal medio diario

Se conoce, como consumo medio al caudal promedio consumido en un día, obtenido en un período de un año. Éste es expresado en litros por segundo y se obtiene de la siguiente forma:

$$Q_m = \frac{P_f * Dotación}{86\ 400}$$

Donde:

Q_m = caudal medio diario

P_f = Población futura

El valor 86 400 representa la cantidad de segundos en un día.

Para este proyecto se tiene:

$$Q_m = \frac{500 * 90 \text{ l/hab/día}}{86\ 400}$$

$$Q_m = 0,52 \text{ l/s}$$

Comparando el consumo medio obtenido con el caudal aforado (1,11 l/s), éste resulta menor, por lo que se considera que la fuente satisface la demanda de la población del caserío El Magueyal

2.7.2 Caudal máximo diario

El consumo máximo diario se define como la demanda máxima que se presenta en un día del año, en otras palabras, representa el día de mayor consumo en el año y se calcula según la siguiente expresión:

$$CMD = FMD * Q_m$$

$$FMD = 1,4$$

$$Q_m = 0,52 \text{ l/s}$$

$$CMD = 1,4 * 0,52 \text{ l/s}$$

$$CMD = 0,73 \text{ l/s}$$

Este caudal es conocido también como “caudal de conducción”, pues es el que se utiliza para diseñar la línea de conducción.

2.7.3 Caudal máximo horario

El consumo máximo horario corresponde a la demanda máxima que se presenta en una hora durante un año completo. Éste es utilizado para el diseño de la red de distribución y se determina:

$$CMH = FMH * Q_m$$

Donde:

$$FMH = \text{Factor de hora máxima} = 2,0$$

$$Q_m = 0,52 \text{ l/s}$$

$$CMH = 2,0 * 0,52l / s$$

$$CMH = 1,04l / s$$

2.8 Captación

Para ubicar la obra de captación, deben tomarse en cuenta los siguientes aspectos; debe situarse de tal forma que la corriente no amenace la seguridad de la estructura y se eviten acumulaciones de bancos de arena, además, el acceso de personas y animales debe ser lo más restringido posible para evitar cualquier inconveniente.

Básicamente, el agua puede captarse de dos formas: superficialmente (ríos y afluentes) y en manantiales (nacimientos). La captación para el sistema de agua potable del caserío El Magueyal se realizará por manantiales, ya que éste se ubica en el cerro El Roblar, adquirido por la comunidad.

La estructura estará formada por muros de mampostería, protección perimetral, rebalse, y llaves de compuerta para mantenimiento.

2.9 Línea de conducción

La línea de conducción en un sistema de agua potable, que trabaja por gravedad, está comprendida de la captación hasta el tanque de distribución. En el caso de este proyecto, la conducción comprende de la estación E-0, situada en la fuente cerro El Roblar con una elevación de 863,00 metros, a la estación E-25, donde se ubicará el tanque de distribución de 20 m³ con una cota de terreno de 816,00 metros.

Se trabajará con tubería PVC de 160 psi, que resiste una presión equivalente de 112 metros columna de agua, por lo que es recomendable, como medida de seguridad, evitar presiones estáticas por encima del 80% de esta capacidad, es decir, no sobrepasar presiones de 90 m.c.a.

Se utilizara tubería HG cedula 40, para pasos de zanjón y pasos aéreos, por lo que es necesario estimar las pérdidas que esta pueda ocasionar.

La diferencia entre la cota de la estación E-0, 863,00 m y la estación más baja, la E-17 con una elevación de 776,47 m es de 86,53 m y con respecto a la cota de terreno del tanque de distribución es de 47 m. Considerando que la diferencia entre la captación y la estación más baja, no sobrepasa la presión de trabajo descrita en el párrafo anterior, no se hace necesario colocar una caja rompe presión

En el cálculo y diseño de la línea de conducción, se utilizó la fórmula de Hazen-Williams para conductos circulares a presión, cuya expresión matemática es:

$$H_f = \frac{1743,811 * L * Q^{1,852}}{C^{1,852} * D^{4,87}}$$

Donde:

H_f = pérdida del tramo (m.c.a)

L = longitud del tramo (m)

Q = caudal en el tramo (l/s)

C = constante según el material (para PVC C=150)

D = diámetro real de la tubería (pulgadas)

La longitud de diseño de la tubería horizontal se incrementó en un 5% como un factor de seguridad que comprende las uniones de tubería, las

pendientes existentes del terreno y condiciones de accesibilidad que puedan surgir al ejecutar el proyecto.

El diseño de la línea de conducción se realizó con base en los tramos críticos que se presentaron en el recorrido.

A continuación se presenta el diseño del primer tramo de la línea de conducción (Tramo A-B), que comprende desde la captación E-0, hasta la estación E 11,1 la cual se presenta como estación crítica, debido a la cercanía en la altura de la captación. Para los tramos restantes se utilizó el mismo procedimiento.

Cota del terreno estación E-0: 863,00 metros.

Cota del terreno estación E-11,1: 836,88 metros.

La carga disponible es la diferencia entre las cotas de terreno de las dos estaciones. De este modo, se tiene 863,00 – 836,88, cuyo resultado es 26,12 m.c.a.

Para diseñar la línea de conducción primero se calculó el diámetro teórico de la fórmula de Hazen – Williams:

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

Obteniendo los siguientes resultados:

Datos:

L = 210,00 m Q = 0,73 l/s Hf = 26,12 m C = 150 (para PVC)

Sustituyendo en la fórmula se obtiene:

$$D = \left(\frac{1743,811 * 210,00 * 0,73^{1,85}}{150^{1,85} * 26,12} \right)^{\frac{1}{4,87}} = 0,9395''$$

El diámetro resultante es un valor teórico, se procede a tomar el diámetro comercial, superior e inferior a dicho resultado. Para este caso se tomó Ø 1 ¼" el cual tiene el siguiente diámetro interno:

Diámetro interno Ø 1 ¼" = 1,532"

El segundo paso consiste en calcular la pérdida de carga que produce el diámetro elegido:

L= 210,00 m, Q = 0,73 l/s, Ø=1,532 plg C=150 (para tubería PVC)

$$H_{f_{1\frac{1}{4}''}} = \frac{1743,811 * (210,00 * 1,05) * 0,73^{1,85}}{150^{1,85} * 1,532^{4,87}} = 2,509 \text{ m}$$

Una vez calculada la pérdida de carga, se procede al cálculo de la cota piezométrica de la siguiente manera:

$$\text{Cota piezométrica} = \text{Cota de terreno inicial} - H_f$$

Sustituyendo los datos ya obtenidos:

$$\text{Cota piezométrica E-11,1} = 863,00 - 2,509 = 860,49 \text{ m}$$

Finalmente, se procede a chequear la velocidad de diseño, que según parámetros recomendados debe mantenerse entre 0,30 m/s y 3,00 m/s aunque en casos donde la topografía no lo permita podrán tomarse valores de hasta 4,00 m/s.

Para el cálculo de la velocidad se emplea la ecuación:

$$\text{Velocidad}(V) = \frac{1,974 * (\text{Caudal de conducción o Consumo máximo diario}(CMD))}{\text{Diámetro interno}^2}$$

$$\text{Velocidad } A - B = \frac{1,974 * (0,73)}{1,532^2} = 0,61 \text{ m/s}$$

Con esto concluye el diseño del primer tramo de la línea de conducción. Para diseñar los tramos restantes se siguió el procedimiento anterior. Ver resumen de los resultados en anexo 1.

2.10 Tanque de almacenamiento

El tanque de distribución tiene como fin principal cubrir las variaciones horarias de consumo, almacenando agua durante las horas de bajo consumo y proporcionando los gastos requeridos a lo largo del día.

Volumen del tanque: para compensar las horas de mayor demanda se diseña un tanque de distribución, que según UNEPAR debe tener un volumen entre 25% y 40% del consumo medio diario.

Para efecto de este proyecto se adoptó un 30%

$$Vol = \frac{Q_{conducción} * 86\ 400}{1\ 000} * Fs = \frac{(0,73\ l/s) * (86\ 400)}{1\ 000} * 0,30 = 18,92 \cong 20\ m^3$$

Se diseñará un tanque de 20 m³ semienterrado, con muros de gravedad de concreto ciclópeo y losa de concreto reforzado.

Diseño de losa

Determinación del sentido de trabajo de la losa

El cálculo del sentido en que trabaja la losa, se determina por la relación entre el lado menor y el lado mayor, que en este caso son iguales.

Relación $a/b = m$

$$m = \frac{a}{b} = \frac{3,65m}{3,65m} = 1 > 0,5$$

La losa trabaja en dos sentidos por lo que se procede al diseño.

Espesor de la losa

$$t = \frac{\text{perímetro}}{180} = \frac{2(3,65 + 3,65)}{180} = 0,081 \cong 0,10 \text{ m}$$

Según el código ACI 318-05, el espesor mínimo para losas de concreto que trabajan en dos sentidos es de 10 cm, por lo que se diseñará con ese espesor.

Integración de cargas:

Carga muerta (Cm) = peso propio de la losa + sobrecarga

Cm = W (losa) + sobrecarga

$$W_{\text{losa}} = \gamma_c * t = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0,10 \text{ m} = 240 \text{ kg/m}^2$$

Sobrecarga = 90 kg/m²

$$C_m = 240 \text{ kg/m}^2 + 90 \text{ kg/m}^2 = 330 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva (Cv) = cargas eventuales que podría tener la losa

Cv = 80 kg/m²

Carga última (Cu): es la suma de las cargas muerta y viva, afectadas por factores de seguridad. El factor para la carga muerta es un 40% más, y para la carga viva 70%.

$$C_u = 1,4 C_m + 1,7 C_v$$

$$C_u = 1,4 \left(330 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) + 1,7 \left(80 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) = 598 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Cálculo de momentos positivos y negativos: para determinar los momentos positivos y negativos en los puntos críticos de la losa, se empleará el método 3 del ACI.

$$Ma(+) = (0,036 * 462 \text{ kg/m}^2 * 3,65^2) + (0,036 * 136 \text{ kg/ m}^2 * 3,65^2)$$

$$Ma(+) = 286,81 \text{ kg*m}$$

$$Mb(+) = (0,036 * 462 \text{ kg/m}^2 * 3,65^2) + (0,036 * 136 \text{ kg/ m}^2 * 3,65^2)$$

$$Mb(+) = 286,81 \text{ kg*m}$$

$$Ma(-) = 286,81 \text{ kg*m} / 3 = 95,60 \text{ kg*m}$$

$$Mb(-) = 286,81 \text{ kg*m} / 3 = 95,60 \text{ kg*m}$$

Calculando el área de acero necesaria:

Datos:

$$F'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{concreto } 3\ 000 \text{ psi})$$

$$F'y = 2\ 810 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{módulo de elasticidad del acero grado } 40)$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad (\text{Banda de } 1 \text{ metro})$$

$$t = 10 \text{ cm} \quad \emptyset \text{ propuesto} = \# 3$$

$$d = t - r - \emptyset/2 \quad d = 10 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - (3/8'' * 2,54 \text{ cm})/2 = 7,5 \text{ cm}$$

$$As_{\text{mín}} = \frac{14,1}{f'y} bd = \frac{14,1}{2\ 810 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 100 \text{ cm} * 7,53 \text{ cm}$$

$$As_{\text{mín}} = 3,78 \text{ cm}^2$$

$$As = \left[bd - \sqrt{(b*d)^2 - \frac{Mu*b}{0,003825*f'c}} \right] * \left(\frac{0,85f'c}{f'y} \right)$$

Sustituyendo los datos para los momentos positivos y negativos se obtienen los resultados siguientes:

$$A_s(+)=1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_s(-)=0,52 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento

Usando refuerzo No. 3

$$\text{Si } 1,57 \text{ cm}^2 \text{ ---- } 1 \text{ m}$$

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

$$S = 0,45 \text{ m}$$

$$\text{Si } 3,78 \text{ cm}^2 \text{ ---- } 1 \text{ m}$$

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

$$S = 0,18 \text{ m}$$

$$\text{Si } 0,52 \text{ cm}^2 \text{ ---- } 1 \text{ m}$$

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

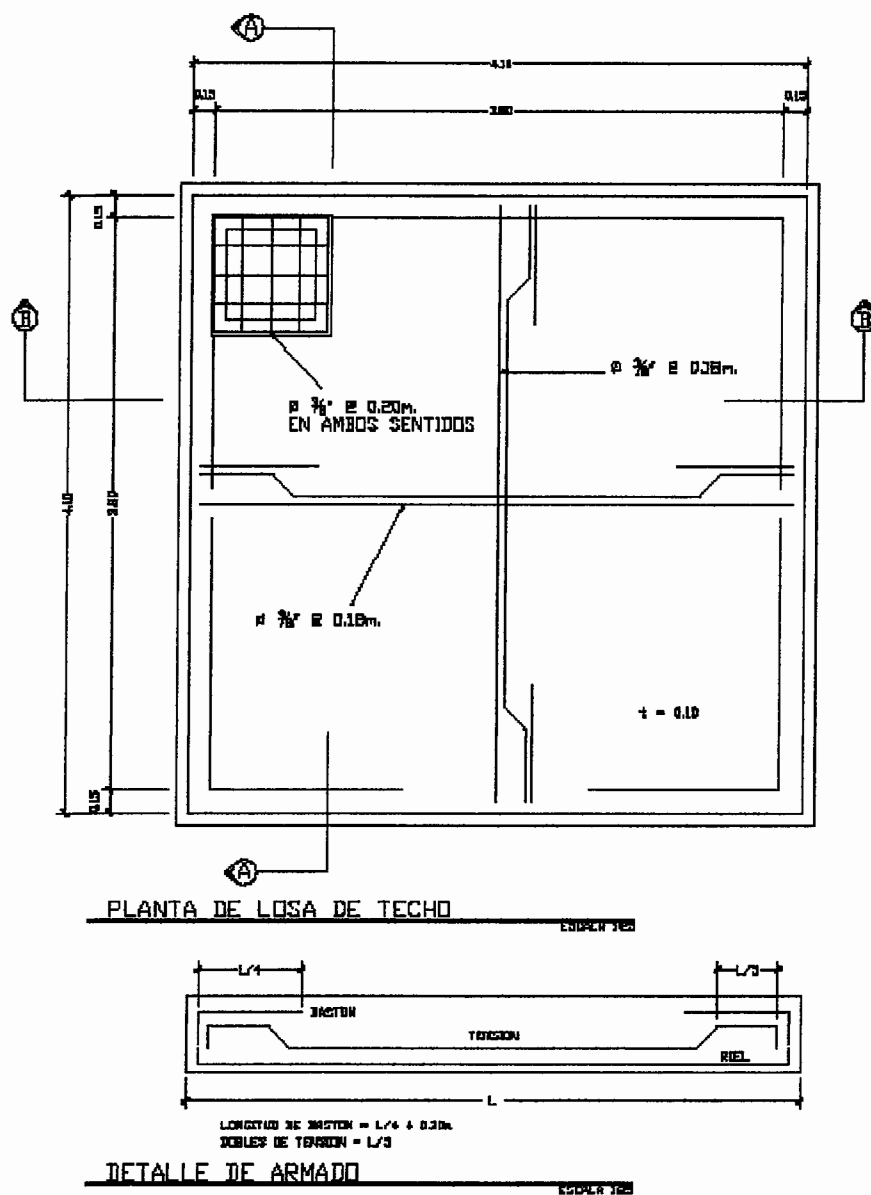
$$S = 1,36 \text{ m}$$

El espaciamiento máximo entre varillas es:

$$S \text{ máx.} = 3t = 3(0,10 \text{ m}) = 0,3 \text{ m}$$

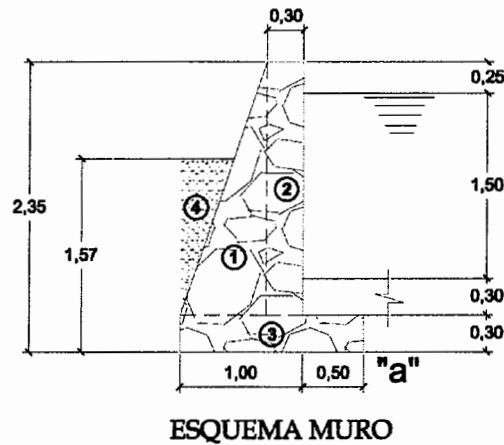
Usar No3 @ 18 cm en ambos sentidos

Figura 4. Esquema de armado de losa del tanque



Diseño estructural del muro

Figura 5. Muro del tanque



Para el presente cálculo se utilizarán los siguientes datos:

Peso específico de concreto ciclópeo (S_p)	= 2,0 ton/m ³
Peso específico del concreto (S_c)	= 2,4 ton/m ³
Peso específico del suelo (S_s)	= 1,6 ton/m ³
Ángulo de fricción (\emptyset) (Asumido)	= 30°
Valor soporte de suelo (V_s) (Asumido)	= 15 ton/m ²
Hm	= 1,57m

Para el diseño del tanque, en este caso "semienterrado", la condición crítica se da cuando el mismo está vacío.

Según la teoría de Rankine:

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}\emptyset}{1 + \text{sen}\emptyset}$$

El empuje del suelo viene dado de la siguiente manera:

$$Ps = \left(\frac{Ss * Hm^2}{2} \right) * ka$$

Entonces:

$$ka = \frac{1 - \text{sen}30^\circ}{1 + \text{sen}30^\circ} = 0,333$$

$$Ps = \left(\frac{1,6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * (1,57\text{m})^2}{2} \right) * 0,333 = 0,66 \text{ ton/m}$$

Momento de empuje que causa el suelo:

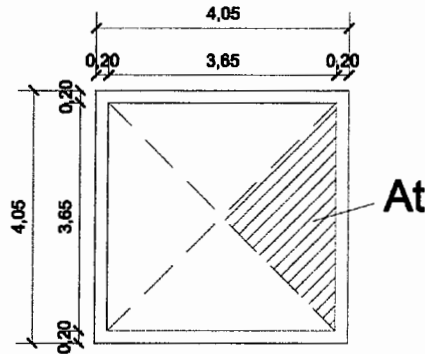
$$Ms = \frac{Ps * Hm}{3}$$

$$Ms = \frac{0,66 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * 1,57 \text{ m}}{3} = 0,35 \text{ ton} - \text{m/m}$$

Tabla VII. Momento producido por el peso del muro

SECCION	S (TON/M ³)	A (M ²)	S*A=WR (TON/M)	BRAZO (M)	MR (TON-M/M)	
1	2,0	0,7175	1,435	0,8 + (1/3 * 0,70) =	1,03	1,478
2	2,0	0,615	1,230	0,5 + (1/2 * 0,3) =	0,65	0,800
3	2,0	0,465	0,930	1,5/2 =	0,75	0,698
4	1,6	0,2754	0,441	0,80 + (2/3 * 0,7) =	1,27	0,560
			4,036			3,535

Carga uniformemente distribuida:



Área tributaria:

$$At = (0,5) * (4,05) * (2,025)$$

$$At = 4,10 \text{ m}^2$$

$$W_{losa + viga} = \frac{598 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 4,10 \text{ m}^2}{4,05 \text{ m}} + \left(2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) (0,15 \text{ m})(0,20 \text{ m})$$

$$W_{losa + viga} = 605,38 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 72 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{losa + viga} = 677,38 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cong 0,677 \text{ ton/m}$$

Peso total del muro:

$$W_{tm} = W_r + W_{losa} + W_{viga}$$

$$W_{tm} = 4,036 \frac{\text{ton}}{\text{m}} + 0,677 \frac{\text{ton}}{\text{m}} = 4,713 \text{ ton/m}$$

Se considera W [losa + viga] como carga puntual:

$$P_c = 0,677 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * 1 \text{ m} = 0,677 \text{ ton}$$

Entonces, el momento que ejerce la carga puntual respecto de "a" es:

$$M_c = (0,677 \text{ ton}) \left(\frac{1}{2} * 0,30 + 0,50 \right) = 0,44 \text{ ton} - \text{m}$$

Verificación de estabilidad contra volteo ($F_{sv} > 1.5$):

$$F_{sv} = \frac{M_r + M_c}{M_s}$$

$$F_{sv} = \frac{3,535 \text{ ton} - m + 0,44 \text{ ton} - m}{0,35} = 11,36$$

$$F_{sv} > 1,5$$

$$11,36 > 1,5 \text{ OK}$$

Verificación de estabilidad contra deslizamiento ($F_{sd} > 1.5$):

$$F_{sd} = F_d / P_s$$

$$F_d = W_{tm} * \text{coeficiente de fricción}$$

$$F_d = 4,713 \frac{\text{ton}}{m} * 0,9 * \tan 30^\circ = 2,46 \text{ ton/m}$$

$$F_{sd} = \frac{2,46 \text{ ton/m}}{0,66 \text{ ton/m}} = 3,72 > 1,5 \text{ OK}$$

Verificación de la presión máxima bajo la base del muro ($P_{\text{máx}} < V_s$)

$$q = \frac{W_{tm}}{B_m * L} \pm \frac{W_{tm} * e}{S_x}$$

Donde:

S_x = módulo de sección

B_m = Base del muro

L = longitud

e = excentricidad

$$S_x = \frac{B_m^2}{6} * L$$

Excentricidad "e":

$$e = \frac{B_m}{2} - a$$

$$a = \frac{M_r + M_c - M_s}{W_{tm}}$$

$$a = \frac{3,535 \text{ ton} - m + 0,44 \text{ ton} - m - 0,35 \text{ ton} - m}{4,713 \text{ ton/m}} = 0,769 \text{ m}$$

entonces:

$$3a > B_m$$

$$3(0,769 \text{ m}) > 1,5 \text{ m}$$

$$2,307 \text{ m} > 1,5 \text{ m}$$

Como la distancia total de la presión positiva ($3 \cdot a$) es mayor que la base del muro, entonces, debajo del muro no hay presiones negativas.

La excentricidad "e":

$$e = \frac{Bm}{2} - a$$

$$e = \frac{1,5 \text{ m}}{2} - 0,769 \text{ m} = -0,019 \text{ m}$$

El módulo de sección por metro lineal (S_x) es:

$$S_x = \frac{(1,5 \text{ m})^2}{6} * (1,00 \text{ m}) = 0,375 \text{ m}^3$$

entonces:

$$q = \frac{4,713 \text{ ton/m}}{1,5 \text{ m} * 1,00 \text{ m}} \pm \frac{4,713 \text{ ton/m} * (-0,019 \text{ m})}{0,375 \text{ m}^3}$$

$$q_{\text{mín}} = 2,903 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} > 0 \text{ OK}$$

$$q_{\text{máx}} = 3,381 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 15 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \text{ OK}$$

Diseño de la losa inferior del tanque:

Volumen hasta el nivel de rebalse (V)

$$V = (3,65 \text{ m})(3,65 \text{ m})(1,5 \text{ m}) = 20 \text{ m}^3$$

Peso del agua sobre la losa (Pa):

$$Pa = W_{\text{agua}} * V$$

$$Pa = \left(1\,000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right) (20 \text{ m}^3)$$

$$Pa = 20\,000 \text{ kg} \cong 20 \text{ ton}$$

Peso del agua por metro cuadrado (W_a):

$$W_a = \frac{Pa}{\text{área}}$$

$$W_a = \frac{20 \text{ ton}}{(3,65 \text{ m})^2} = 1,50 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 15 \text{ ton/m}^2 \text{OK}$$

No es necesario reforzar la losa inferior, en vista que el valor soporte del suelo es mayor que la presión que produce el peso del agua.

2.11 Desinfección

El tratamiento mínimo que debe dársele al agua con el fin de entregarla libre de organismos patógenos, es la desinfección, la que puede obtenerse por medio de cualquiera de los procedimientos siguientes:

- Desinfección por rayos ultravioleta; se hace pasar el agua, en capas delgadas, debajo de lámparas ultravioleta. Para que la desinfección sea efectiva, el agua debe ser de muy baja turbiedad, lo cual limita su aplicación y adicionalmente no se obtiene una desinfección posterior.
- Desinfección por medio de ozono; el empleo del ozono, como desinfectante, es un sistema muy efectivo y de uso generalizado en Europa. El sistema de ozonificación consiste básicamente en una elevación de voltaje que, al producir chispas y entrar éstas en contacto con el oxígeno, produce el ozono.
- Desinfección por medio de cloro (cloración) este procedimiento es bastante efectivo y es de uso generalizado en Estados Unidos y en América Latina. Además, es un sistema de desinfección más económico que los dos métodos anteriores. Para que el cloro actúe efectivamente, se debe dejar un tiempo de contacto del cloro con el agua, preferentemente de 15 a 20 minutos.

En la práctica, el método más confiable y exitoso para evitar la reaparición de bacterias en las tuberías, y más usado en el medio guatemalteco es la cloración.

Para efectuar una adecuada limpieza en los tanques, primero se debe conocer el volumen de agua. La cantidad de desinfectante se determinará según el grado de desinfección que se requiera, para una desinfección al 5% deberá agregarse 50 gr de cloro por cada litro de agua y cuando sea al 10% deberán administrarse 100 gr de cloro por cada litro. Además de seguirse el siguiente procedimiento:

- Introducir la solución de cloro en los depósitos de agua potable.
- Inmediatamente después, llenar el depósito completamente de agua.
- Abrir los grifos hasta que aparezca agua clorada.
- Debe dejarse que el agua clorada permanezca en el tanque durante al menos 4 horas.
- Posteriormente, el tanque y tuberías deben vaciarse y lavarse con agua potable hasta que el agua ya no tenga un sabor desagradable a cloro.

Tabla VIII. Volúmenes de hipoclorito para lograr solución al 10%

VOLUMEN DE SOLUCIÓN AL 10% QUE DEBE INGRESAR AL TANQUE PARA DOSIFICAR 1 mg/lit		
CAUDAL DEL SISTEMA	CANTIDAD NECESARIA DE SOLUCIÓN	
litro/segundo	litro/hora	litro/día
0,50	1,80	43,20
0,60	2,16	51,84
0,70	2,52	60,48
0,80	2,88	69,12
0,90	3,24	77,76
1,00	3,60	86,40
1,10	3,96	95,04
1,20	4,32	103,68
1,30	4,68	112,32
1,40	5,04	120,96
1,50	5,40	129,60
1,60	5,70	138,24
1,70	6,12	146,88
1,80	6,48	155,52
1,90	6,84	164,16
2,00	7,20	172,80
2,10	7,56	181,44
2,20	7,92	190,08
2,30	8,28	198,72
2,40	8,64	207,36
2,50	9,00	216,00
2,60	9,36	224,64
2,70	9,72	233,28
2,80	10,08	241,92
2,90	10,44	250,56
3,00	10,80	259,20
3,30	11,88	285,12
3,50	12,60	302,40
3,80	13,68	328,32
4,00	14,40	345,60
4,50	16,20	388,80
5,00	18,00	432,00
5,50	19,80	475,20
6,00	21,60	518,40

Fuente: Jefatura del Área de Salud de Chiquimula.

2.12 Línea de distribución

La unión entre el tanque de almacenamiento y la red de distribución se hace mediante la denominada línea de distribución, su diseño depende de las condiciones de operación de la red de distribución tales como trazado, caudal y presiones de servicio. Para este proyecto no se consideró línea de distribución, debido a la cercanía de las casas al tanque de distribución.

2.13 Cálculo hidráulico de red de distribución

Se define red de distribución, al conjunto de tuberías cuya función es la de suministrar el agua potable a los consumidores de la localidad.

El trazo de la red debe obedecer a la conformación física de la población, y por tanto, no existe una forma predefinida. Hidráulicamente, la red de distribución puede ser:

- Red abierta: se diseña en líneas que van de mayor a menor diámetro, o bien, en forma de árbol. Se recomienda su utilización en aquellos casos en que la población es muy dispersa, su cálculo hidráulico se realiza mediante la fórmula de Hazen-Williams, para conductos circulares a presión.

- Red cerrada: se conforma por circuitos de tuberías, según sea el caso, habrá redes principales que alimentan a redes secundarias o llamadas de relleno. Desde el punto de vista técnico, funciona mejor que la anterior, ya que ésta elimina extremos muertos y permite la circulación del agua. Para su diseño, UNEPAR recomienda utilizar el método del gradiente hidráulico, o bien, el método de Hardy-Cross.

En este proyecto la red es de tipo abierto, por lo que el diseño hidráulico es exactamente el mismo que el de la línea de conducción, con la única diferencia que se calcula el caudal de diseño según las recomendaciones de la Unidad Ejecutora de Acueductos Rurales UNEPAR.

El procedimiento se describe a continuación.

2.13.1 Caudal de uso simultáneo

La Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales recomienda que para el diseño hidráulico de las tuberías de distribución, se tome en cuenta criterios de caudal simultáneo versus caudal unitario, seleccionando siempre el valor más alto obtenido de ambos cálculos. El caudal simultáneo (Q_s) se estima de la siguiente forma:

$$Q_s = K\sqrt{n-1}$$

Donde:

Q_s = caudal simultáneo

K = constante en función de cantidad de viviendas

n = número de viviendas en el tramo a diseñar

El valor de la constante en función de la cantidad de viviendas (K) se determina como:

$$0,15 < K < 0,25$$

$K = 0,15$ si el número de viviendas es menor que 100

$K = 0,25$ si el número de viviendas es mayor o igual que 100

Para este caso, se optó por asignar $k = 0,20$, se calculó el caudal para cada ramal.

2.13.2 Caudal unitario

El caudal unitario se calcula con la siguiente expresión:

$$\text{Caudal unitario } (Q_u) = \frac{CMH}{N}$$

Donde:

CMH = consumo máximo horario o caudal de distribución

N = número total de viviendas para el proyecto

Una vez conocido el valor del caudal unitario, se encuentra el caudal de diseño para el tramo, que está dado por el producto del caudal unitario por el número de viviendas existentes en el tramo que se diseña, es decir:

$$Q_{\text{diseño}} = Q_u * \# \text{ viviendas del tramo}$$

Determinando el caudal de diseño:

Para entender de mejor manera lo antes expuesto, se presenta el diseño del Tramo B-C ya que el tramo inicial (A-B) se diseñó con base al caudal de hora máximo $Q_{hm} = 1,04$ l/s.

Tramo B-C:

$$Q_{B-C} = \frac{Pob * Dotación}{86\ 400}$$

Población = 5 personas x casa

Número de casas = 5 casas

Po = 5x5 = 25 personas

FHM = 2

Pf = 41 personas

$$Q_{B-C} = \frac{41\ hab * 90\ l/hab/día}{86\ 400} = 0,043\ l/s$$

$$Q_{hm_{B-C}} = \left(0,043 \frac{l}{s}\right) (2) = 0,086\ l/s$$

$$Q_u = \frac{0,086\ l/s}{5\ casas} = 0,0172\ l/s$$

$$Q_s = 0,20 \sqrt{(5-1)} = 0,40\ l/s$$

$$Q_s > Q_u$$

$$Q_{diseño} = Q_s$$

2.13.3 Diámetro de tubería

Para el diámetro de la tubería en el tramo B-C, se utilizó la fórmula de Hazen-Williams con los siguientes datos:

$$H_f \text{ disp.} = \text{Cota Piez. B} - \text{Cota Terreno C}$$

$$H_f \text{ disp.} = 807,31 - 784,09 = 23,22\ m.$$

$$L = 105,80\ m$$

$$Q = 0,40\ l/s$$

$$C = 150\ (\text{Para PVC})$$

$$D = \left(\frac{1743,811 * 105,80 * 0,40^{1,85}}{150^{1,85} * 23,22} \right)^{\frac{1}{4,87}} = 0,66'' \cong 3/4''$$

Se procede a calcular la pérdida producida con el diámetro nominal $\varnothing \frac{3}{4}'' = 0,926''$

$$H_{f_{3/4''}} = \frac{1743,811 * (105,80 * 1,05) * 0,40^{1,85}}{150^{1,85} * 0,926^{4,87}} = 4,816m$$

2.13.4 Velocidad del agua

De la misma manera que en la línea de conducción se calcula la velocidad de diseño, siempre considerando el rango de 0,3 m/s a 3,00 m/s.

$$Velocidad(V) = \frac{1,974 * (Caudal\ de\ distribución\ o\ Consumo\ máximo\ diario(CMD))}{Diámetro\ interno^2}$$

$$Velocidad\ B - C = \frac{1,974 * (0,40)}{0,926^2} = 0,92\ m/s$$

2.13.5 Cota piezométrica

La cota piezométrica se calcula de la siguiente manera:

CPc = Cota piezométrica B – pérdida de carga (hf) del tramo

$$CPc = 807,31 - 4,816 = 802,50\ m$$

2.13.6 Presión dinámica

La presión dinámica se determina de la siguiente manera:

Presión Dinámica C = Cota Piez. C – Cota de terreno C

$$Presión\ Dinámica\ C = 802,50 - 784,09 = 18,41\ m$$

2.14 Conexiones domiciliarias

Esta es la última unidad de todo sistema de agua potable y tiene como finalidad, suministrar finalmente el vital líquido en condición aceptable a la población, ya sea a través de un servicio domiciliario o bien de un servicio de tipo comunitario.

Para este sistema, se adoptó un servicio tipo predial que comprende un solo chorro por terreno o inmueble. La ubicación de este chorro debe ser visible y accesible para sus usuarios, se recomienda para comunidades rurales semidispersas con nivel socioeconómico regular. Las conexiones se realizarán con tubería PVC de ½" y estará compuesta por:

- Tee reductora PVC Ø tubería principal X ½"
- Niple tubo de PVC longitud variable Ø ½"
- Adaptador macho PVC Ø ½"
- Llave de paso de bronce Ø ½"
- Tubo PVC longitud variable Ø ½"
- Codo PVC 90° Ø ½" con rosca
- Niple HG 1,50 m Ø ½"
- Codo HG 90° Ø ½"
- Niple HG 0,15 m Ø ½"
- Adaptador hembra Ø ½"
- Llave de chorro bronce Ø ½"

2.15 Obras de arte

2.15.1 Paso aéreo

Esta estructura se utiliza para salvar depresiones de terreno o donde es imposible enterrar o revestir la tubería, quedando expuesta a la intemperie. Para este proyecto se contempló un paso aéreo en la estación E-16,2 de 55 metros de luz. Se compone de tubería HG, soportada por cable galvanizado sujeto a dos columnas de concreto reforzado, con sus respectivos anclajes de concreto ciclópeo (ver planos en apéndice).

A continuación se describe el diseño del paso aéreo contemplado para este proyecto.

Datos:

Diámetro de tubería HG	= 1" cedula 40 peso estándar
Longitud del claro (L)	= 54,75 m ≈ 179,85 pies.
Peso de la tubería HG Ø 1"	= 1,68 lb/pie
Peso específico del agua	= 62,4 lb/pie ³

Cargas verticales:

Carga muerta (Cm):

$$Cm = \text{peso de tubería} + \text{peso del agua}$$

Peso del agua:

$$W_{H_2O} = Vol * \text{Peso específico del agua}$$

$$W_{H_2O} = \left(\frac{\pi}{4}\right) \left(1 \text{ plg} * 1 \frac{\text{pie}}{12 \text{ plg}}\right)^2 \left(62,4 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^3}\right) = 0,34 \text{ lb/pie}$$

$$Cm = 1,68 \frac{lb}{pie} + 0,34 \frac{lb}{pie} = 2,02 \frac{lb}{pie}$$

Carga viva (Cv):

A pesar que el paso aéreo no debe utilizarse como puente peatonal, no puede descartarse el hecho de que alguna persona lo utilice eventualmente para pasar de un extremo a otro, por lo que habrá que considerar el peso promedio de una persona a lo largo de cada tubo.

$$Cv = \frac{150 lb}{20 pie} = 7,5 \frac{lb}{pie}$$

Carga horizontal (Wv):

La carga ejercida por el viento es la que afecta considerablemente en sentido horizontal a estas estructuras y, para una velocidad de 60 km/h, el viento ejerce una presión de 15 lb/pie².

$$Wv = \emptyset \text{ del tubo} * \text{presión del viento}$$

$$Wv = \left(1 \text{ pulg} * \frac{1 \text{ pie}}{12 \text{ pulg}}\right) * 15 \frac{lb}{pie} = 1,25 \frac{lb}{pie}$$

Integración de cargas:

$$U = 0,75(1,4 Cm + 1,7 Cv + 1,7 Wv)$$

$$U = 0,75 \left(1,4 * 2,02 \frac{lb}{pie} + 1,7 * 7,5 \frac{lb}{pie} + 1,7 * 1,25 \frac{lb}{pie}\right) = 13,28 \frac{lb}{pie}$$

Condición de diseño:

U no debe ser menor que U'

$$U' = 1,4 Cm + 1,7 Cv$$

$$U' = 1,4 \left(2,02 \frac{lb}{pie} \right) + 1,7 \left(7,5 \frac{lb}{pie} \right) = 15,58 \frac{lb}{pie}$$

$$13,28 \frac{lb}{pie} < 15,58 \frac{lb}{pie}$$

Se utilizará como carga última de diseño:

$$U = 15,58 lb/pie$$

Diseño del cable principal

Se utilizará la fórmula del **Wire Rope Hand Book**, 1963, capítulo 3.

$$Th = \frac{U * L^2}{8 * d}$$

$$T = Th * \left(1 + \frac{16 * d^2}{L^2} \right)^{1/2}$$

$$Tv = (T^2 - Th^2)^{1/2}$$

Donde:

- U = carga última
- L = luz
- d = flecha
- Th = tensión horizontal
- T = tensión máxima
- Tv = tensión vertical

El Dr. D. B. Steinman sugiere emplear una relación entre flecha y luz de L/9, llegando hasta L/12 para luces grandes. Para determinar la flecha se adoptó una relación de flecha y luz de $d = L/12 = 54,75/12 = 4,56$ m, esta es demasiado grande, por lo que a criterio se tomó una d máxima de 2,5 m.

Tabla IX. Tensión del cable de paso aéreo

U' (LB/PIE)	L (PIE)	D (M)	D (PIE)	TH (LB)	T (LB)	TV (LB)
15,58	179,85	1,50	4,93	12 784,15	12 860,69	1 401,02
15,58	179,85	1,75	5,75	10 957,84	11 047,04	1 401,01
15,58	179,85	2,00	6,57	9 588,11	9 689,93	1 401,03
15,58	179,85	2,25	7,39	8 522,76	8 637,15	1 401,04
15,58	179,85	2,50	8,21	7 670,49	7 797,39	1 401,03
15,58	179,85	2,75	9,03	6 973,17	7 112,52	1 401,01
15,58	179,85	3,00	9,86	6 392,07	6 543,81	1 401,03
15,58	179,85	3,25	10,68	5 900,38	6 064,44	1 401,05
15,58	179,85	3,50	11,50	5 478,92	5 655,21	1 401,01

Para una $d = 2,5$ metros se tiene una tensión máxima del cable de 7 797,39 libras.

Los diámetros de cable más usados en pasos aéreos de agua potable son los siguientes: $\varnothing 3/8"$ con un esfuerzo de ruptura de 12 620 lb y un peso de 0,22 lb/pie, $\varnothing 1/2"$ con un esfuerzo de ruptura de 27 200 lb, y un peso de 0,42 lb/pie.

Con base a lo anterior, se selecciona el cable de $3/8"$ de diámetro, con alma de acero de 6*9 hilos y una resistencia a tensión de 12 620 lb. Integrando el peso propio del cable a la carga muerta se tiene:

$$Cm = Cm' + W_{cable}$$

$$Cm = 2,02 \frac{lb}{pie} + 0,22 \frac{lb}{pie} = 2,24 \frac{lb}{pie}$$

Carga última:

$$U = 1,4 \left(2,24 \frac{lb}{pie} \right) + 1,7 \left(7,5 \frac{lb}{pie} \right) = 15,89 \frac{lb}{pie} \cong 16 \frac{lb}{pie}$$

El valor corregido de la tensión será:

Tabla X. Corrección de la tensión del cable

U' (LB/PIE)	L (PIE)	D (M)	D (PIE)	TH (LB)	T (LB)	TV (LB)
16,00	179,85	2,50	8,21	7 877,27	8 007,59	1 438,79

Longitud del cable principal: según el **Wire Hand Book**, cuando la flecha ("d"), es el 5% de "L", la longitud suspendida entre soportes se define de la siguiente manera:

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

$$L1 = 54,75 + \frac{8 * 2,5^2}{3 * 54,75} = 55,05 \text{ m}$$

Se recomienda una relación L/4 como longitud del tensor.

$$\frac{L}{4} = \frac{54,75 \text{ m}}{4} = 13,70 \text{ m}$$

$$L2 = \sqrt{\left(\frac{L}{4}\right)^2 + d^2}$$

$$L2 = \sqrt{(13,70)^2 + 2,5^2} = 13,93 \text{ m}$$

$$L_{total} = (55,05 \text{ m} + 2 * 13,93 \text{ m}) * 1,10 = 91,20 \text{ m}$$

Péndolas o tirantes

Son los tirantes que sostienen la tubería. Van unidos al cable principal. La separación óptima de péndola a péndola es de 2 metros según Steinman.

La carga de tensión que soportará viene dada por la siguiente fórmula:

$$Q = U * S = \text{Carga última} * \text{Separación entre péndolas} = 16 \frac{\text{lb}}{\text{pie}} * 6,56 \text{ pie} \\ = 104,96 \text{ lb}$$

Se utilizará cable galvanizado de ¼" con una resistencia a la ruptura de 3 600 lb, para péndolas. Para calcular la longitud de péndolas se utilizará la ecuación de la sección 3 del **Wire Hand Book**, que es la siguiente:

$$Y = \frac{(U * X)(L - X)}{2 * Th}$$

Donde:

- Y = variación de la flecha en metros.
- U = carga última en kg/m
- X = separación de péndola respecto a la torre más cercana en metros.
- L = luz del paso aéreo en metros.
- Th = tensión horizontal en kilogramos.

Cálculo de péndola No. 1:

$$U = 16 \frac{\text{lb}}{\text{pie}} * \frac{1 \text{ kg}}{2,2 \text{ lb}} * \frac{3,285 \text{ pie}}{1 \text{ m}} = 23,85 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$X = 2 \text{ metros}$$

$$L = 54,75 \text{ metros}$$

$$Th = 7\,877,27 \text{ lb} * \frac{1 \text{ kg}}{2,2 \text{ lb}} = 3\,580,58 \text{ kg}$$

Entonces:

$$Y = \frac{\left(23,85 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 2 \text{ m}\right) (54,75 \text{ m} - 2 \text{ m})}{2 * 3\,580,58 \text{ kg}} = 0,3498 \text{ m}$$

Longitud de la péndola = 2,5 m – 0,3498 m = 2,15 m

Tabla XI. Longitud de péndolas de paso aéreo

No	X	L-X	U/(2*TH)	Y (m)	Longitud de péndola (m)	Número de Péndolas	Longitud total (m)
1	2,00	53,00	0,0033	0,3498	2,1500	2	4,30
2	4,00	51,00	0,0033	0,6732	1,8300	2	3,66
3	6,00	49,00	0,0033	0,9702	1,5300	2	3,06
4	8,00	47,00	0,0033	1,2408	1,2600	2	2,52
5	10,00	45,00	0,0033	1,4850	1,0200	2	2,04
6	12,00	43,00	0,0033	1,7028	0,8000	2	1,60
7	14,00	41,00	0,0033	1,8942	0,6100	2	1,22
8	16,00	39,00	0,0033	2,0592	0,4400	2	0,88
9	18,00	37,00	0,0033	2,1978	0,3000	2	0,60
10	20,00	35,00	0,0033	2,3100	0,1900	2	0,38
11	22,00	33,00	0,0033	2,3958	0,1000	2	0,20
12	24,00	31,00	0,0033	2,4552	0,0400	2	0,08
13	26,00	29,00	0,0033	2,4882	0,0100	2	0,02
14	27,50	27,50	0,0033	2,4956	0,0000	1	0,00
						SUMA	20,56

Debido a que las péndolas van sujetas por medio de accesorios como guarda cables y abrazaderas, su longitud debe incrementarse en un 15%.

$$\text{Longitud} = 20,56 \text{ m} * 1,15 = 23,64 \text{ m} \approx 24 \text{ metros.}$$

Torres de soporte del cable

El material para su construcción será concreto reforzado. En cuanto a sus dimensiones, tendrá una altura de 3,00 metros con una sección de 0,30 x 0,30 m. Estos elementos tendrán una zapata de 0,25 m de espesor y 0,80 m por lado.

Módulo de elasticidad del concreto (E)	= 15 100 * (f'c) ^{1/2}
Resistencia a compresión del concreto (f'c)	= 210 kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero G 40 (fy)	= 2 810 kg/cm ²
Peso específico del concreto (γc)	= 2,4 ton/m ³
Momento de inercia de la sección de col (I)	= b * h ³ / 12
Radio de giro (r)	= $\sqrt{I/A}$
Valor soporte del suelo (Vs)	= 14 ton/m ²
Longitud libre de la columna (lu)	= 2,0 m
Longitud total de la columna (L)	= 3,0 m
Área de la sección de la columna (A)	= 0,09 m ²
Área del acero de refuerzo (As)	

Esbeltez en una columna, la esbeltez está en función de la luz libre (lu) y su dimensión transversal, llamada radio de giro, que está, a su vez, es función de la inercia y del área. Por lo tanto, un parámetro que determina la esbeltez de una columna es L/r. Sin embargo, esta relación es válida si L es igual a la distancia de dos puntos de inflexión, que en el caso general no será igual a la luz libre, por lo que se considera una longitud efectiva, Le = K*lu, que es proporcional a la luz libre, en donde K es un factor que depende del tipo de apoyo que tiene la columna, que no será simplemente apoyada ni un empotramiento perfecto, para el caso general.

La columna tiene posibilidades de ladeo, es decir, una columna no contraventada y puede tener elementos que le impidan el ladeo, siendo en este caso, una columna contraventada o contra desplazamiento lateral.

Por lo anterior, se clasifica como columna intermedia cuando la relación de esbeltez se encuentra en el intervalo: $22 < K \cdot lu / r < 100$.

Calculando el momento de inercia:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,30 \cdot 0,30^3}{12} = 0,000675 \text{ m}^4$$

Calculando el radio de giro:

$$r = \left(\frac{I}{A} \right)^{1/2} = \left(\frac{0,000675}{0,30 \cdot 0,30} \right)^{1/2} = 0,0866$$

Chequeo por esbeltez (E):

$$E = \frac{K \cdot lu}{r} = \frac{2 \cdot 2,0}{0,0866} = 46,189$$

Por lo que se clasifica como columna intermedia

Carga crítica de una columna (Pcr): es la que produce pandeo en dos puntos de inflexión, es decir, en el tramo cuya longitud es la longitud efectiva. La fórmula de Euler para encontrar la carga crítica de una columna con un extremo empotrado y el otro libre, es:

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

$$P_{cr} = \frac{2 \cdot 15\,100 \cdot \left(210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot 67\,500 \text{ cm}^4 \cdot \pi^2}{(2 \cdot 200)^2} = 1\,822\,217,13 \text{ kg}$$

$$\cong 1\,822,22 \text{ ton}$$

Refuerzo en la columna: al considerar que la columna únicamente trabajará a compresión, bajo una carga axial muy pequeña $T_v = 1\,438,79\text{ lb} = 1,44\text{ ton}$. Comparada a lo que la sección de la columna puede resistir; se utilizará el criterio de la sección 10.8.4 del código ACI 318-83, el cual indica que cuando un elemento sujeto a compresión tiene una sección transversal mayor que la requerida para las condiciones de carga, se puede emplear con el fin de determinar el refuerzo mínimo, un área efectiva reducida A_g no menor que $\frac{1}{2}$ del área de acero mínima ($A_s\text{ mín}$), por lo tanto:

$$A_{s\text{mín}} = \frac{0,01 * \text{área gruesa}}{2} = \frac{0,01 * 0,30\text{ m} * 0,30\text{ m}}{2} = 4,5\text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{No.4}} = \frac{4,50\text{ cm}^2}{1,267\text{ cm}^2} = 3,55\text{ var} \cong 4\text{ varillas No. 4}$$

Carga axial que soporta la columna:

$$P_u = \phi(0,85 * f'_c * A_g + A_s * f_y)$$

$$P_u = 0,7 \left(0,85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 900\text{ cm}^2 + 5,068\text{ cm}^2 * 2\,810 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 122\,473,76\text{ kg}$$

$$\cong 122,42\text{ ton}$$

La sección y refuerzo de la columna son aptas, por cuanto P_u es mucho mayor que $T_v = 1,44\text{ ton}$.

Diseño de zapatas

Debido a la carga que soportará la zapata, se asumirá el peralte mínimo recomendado por el ACI.

Peralte mínimo arriba del refuerzo inferior = 15 cm

Recubrimiento mínimo del refuerzo = 7,5 cm

$$t = (15 + 7,5) \text{ cm} = 22,5 \text{ cm}$$

Se utilizará 25 cm de peralte

Se calculará el factor de carga última:

$$F_{cu} = \frac{U}{C_m + C_v} = \frac{16 \frac{\text{lb}}{\text{pie}}}{2,24 \frac{\text{lb}}{\text{pie}} + 7,5 \frac{\text{lb}}{\text{pie}}} = 1,64$$

Carga que soportará la zapata:

Componente vertical de la tensión del cable	= 1 438,79 lb	= 0,654 t
Peso propio de la col. = $\gamma_c * A_g * h$	= 2,4 * 0,09 * 3,0	= 0,648 t
Peso propio del suelo = $\gamma_s * \text{des} * \text{Área}$	= 1,6 * 1,0 * 0,55	= 0,880 t
<u>Peso propio de la zapata = $\gamma_c * t * b^2$</u>	<u>= 2,4 * 0,25 * (0,80) ^2</u>	<u>= 0,384 t</u>
Pz = suma de cargas que actúan bajo la zapata		= 2,566 t

Se debe cumplir que P_z / A_z , debe ser menor que el valor soporte del suelo, entonces:

$$\frac{P_z}{A_z} = \frac{2,566 \text{ t}}{0,80 \text{ m} * 0,80 \text{ m}} = 4,009 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 14 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Carga última = W_u

$$W_u = \frac{P_z}{A_z} * F_{cu} = 4,009 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 1,64 = 6,57 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$V_c = \frac{0,85 * 1,06 * (f'c)^{\frac{1}{2}} * \text{perimetro punzonante} * d}{1\ 000}$$

$$V_c = \frac{0,85 * 1,06 * \left(210 \frac{kg}{cm^2}\right)^{\frac{1}{2}} * 188\ cm * 17\ cm}{1\ 000} = 41,73\ ton$$

El peralte propuesto resiste al corte punzonante debido a que:

$$V_c = 41,73\ ton > V_a = 2,75\ ton$$

Diseño por flexión:

$$M_u = \frac{W_u * L^2 * B}{2} = \frac{6,75 \frac{ton}{m^3} * 0,25^2 * 0,80\ m}{2} = 0,16875\ ton - m$$

$$M_u = 16\ 875\ kg - cm$$

$$M_u = 168,75\ kg - m$$

Refuerzo mínimo y máximo:

$$A_{smín} = \left(\frac{14,1}{f_y}\right) * b * d$$

$$A_{smín} = \left(\frac{14,1}{2\ 810 \frac{kg}{cm^2}}\right) * 80\ cm * 17\ cm = 6,82\ cm^2$$

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

$$A_s = \left[80\ cm * 17\ cm - \sqrt{(80 * 17)^2 - \frac{(168,75\ kg - m) * 80\ cm}{0,003825 * 210 \frac{kg}{cm^2}}} \right] \left(\frac{0,85 * 210 \frac{kg}{cm^2}}{2\ 810 \frac{kg}{cm^2}} \right)$$

$$A_s = 0,393 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s \text{ mín}} > A_s$, se tomara $A_{s \text{ mín.}} = 6,82 \text{ cm}^2$, usando hierro No. 4:

$$\text{Sí } 6,82 \text{ cm}^2 \text{ --- } 80 \text{ cm}$$

$$1,267 \text{ cm}^2 \text{ --- } S$$

$$S = 14,86 \text{ cm}$$

Se colocará hierro No. 4 grado 40 a cada 14 cm en ambos sentidos.

Diseño de anclaje o muerto:

Este será de concreto ciclópeo, enterrado con la superficie superior a nivel del suelo.

El muerto debe soportar la tensión máxima del cable, por lo tanto se determinará un peso del muerto que sea capaz de resistir dicha fuerza.

Debido a que se encontrará enterrado se obviará el análisis horizontal.

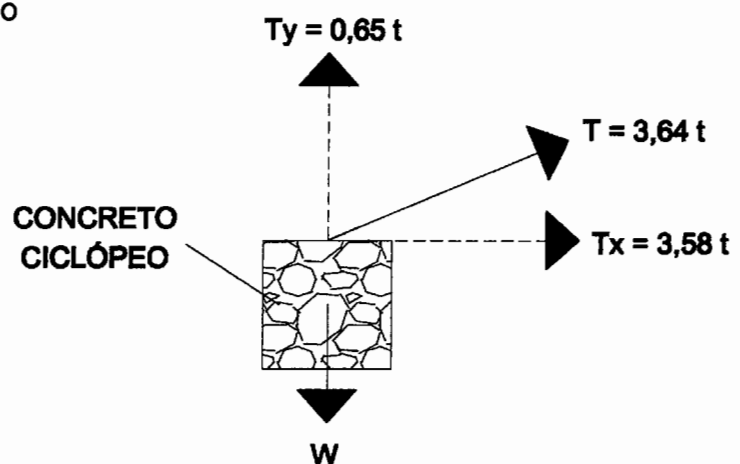
Entonces:

$$h \text{ propuesta} = 1,25 \text{ m}$$

$$\gamma_{c. \text{ cicl.}} = 2,0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$W_{\text{bloque}} = \text{vol} * \gamma_{c. \text{ cicl}}$$

$$W_{\text{bloque}} = (1,25 \text{ m})^3 * \left(2,0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right) = 3,9 \text{ ton}$$



El peso del bloque es mucho mayor que la componente V de la tensión del cable:

$$3,9 \text{ ton} > 0,65 \text{ ton}$$

Comparando con la tensión máxima del cable:

$$3,9 \text{ ton} > 3,64 \text{ ton}$$

Y sabiendo que el cable se encontrará anclado a un muerto de cada lado del paso aéreo, la tensión se distribuye en los dos muertos por lo que:

$$50\% (T_{\text{máx}}) = 3,65 \text{ ton} * 0,5$$

$$50\% (T_{\text{máx}}) = 1,82 \text{ ton}$$

$$1,82 \text{ ton} < 3,9 \text{ ton OK}$$

Por lo tanto, las dimensiones de los anclajes son 1,25 m * 1,25 m * 1,25 m son correctas.

2.16 Válvulas

Las válvulas que se utilizarán para este proyecto serán:

- Válvulas de compuerta: funcionan mediante el descenso progresivo de una compuerta que regula el paso del agua. Las válvulas de compuerta pueden ser de hierro fundido o de bronce, estas se instalan a la entrada y salida del tanque de distribución, servirán también como válvulas de limpieza en la línea de conducción.
- Válvulas de aire: son las válvulas que permitirán la evacuación del aire, que se introduzca en la tubería de la línea de conducción, las cuales se ubicarán conforme lo indicado en los planos, la correcta ubicación de las mismas permitirá el fluido óptimo del agua.

UBICACIÓN VÁLVULAS DE LIMPIEZA	
EST.	COTA
E-2,1 0+047,73	845,00
E-3,2 0+086,99	842,00
E-5,1 0+098,74	831,97
E-8,1 0+125,43	830,87
E-10,1 0+176,82	820,38
E-14,1 0+347,39	797,86
E-15,1 0+377,45	796,80
E-17,1 0+804,81	783,97
E-18,2 0+796,68	826,06
E-20,1 0+813,73	809,28
E-23,1 1+033,05	803,58
E-23,3 1+084,22	800,05

UBICACIÓN VÁLVULAS DE AIRE	
EST.	COTA
E-3,1 0+057,17	850,00
E-4,1 0+082,03	845,07
E-7,1 0+113,10	836,54
E-8,2 0+146,24	833,64
E-11,1 0+210,00	836,88
E-13,1 0+326,17	806,00
E-14,2 0+369,94	810,00
E-16,2 0+422,63	823,67
E-18,1 0+744,26	836,42
E-19,1 0+819,06	833,17
E-20,2 0+960,56	822,37
E-23,2 1+081,42	810,54
E-23,4 1+096,10	809,28

2.17 Elaboración de planos

Se elaboraron los siguientes planos:

- Plano de densidad de vivienda
- Plano de planta general del sistema de agua potable
- Planos de planta y perfil de la línea de conducción
- Planos de planta y perfil de la red de distribución
- Plano de tanque de distribución
- Plano de pasos de zanjón
- Plano de paso aéreo
- Plano de detalles de caja de válvulas y conexión domiciliar.

2.18 Elaboración de presupuesto

Se toma en cuenta la cantidad de materiales, el precio de los materiales, la mano de obra calificada y no calificada. Los precios fueron consultados en la cabecera municipal de Chiquimula.

Se tomó un porcentaje de 25% de indirectos. A continuación, se presenta el presupuesto por renglones de trabajo del proyecto de abastecimiento de agua potable.

Para la instalación de tubería, se tomó como criterio Q. 0,50 plg/m para la mano de obra, 5% del costo de la tubería para transporte y el 50% para prestaciones laborales.

Tabla XII. Presupuesto del sistema de abastecimiento de agua potable

PRESUPUESTO

PROYECTO:	Sistema de Agua Potable
UBICACIÓN:	Caserío El Magueyal, Aldea Xororaguá
DEPARTAMENTO:	Chiquimula
FECHA:	Abril 2010

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO U.	PRECIO TOTAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES	24,00	m ²	Q 250,00	Q 6 000,00
2	REPLANTEO TOPOGRÁFICO	2,19	km	Q 1 800,00	Q 3 942,00
3	EXCAVACIÓN Y RELLENO	1 051,00	m ³	Q 66,78	Q 70 185,78
4	LINEA DE CONDUCCIÓN				
4,1	Tubería de 1 1/4" de 160 psi	482,96	ml	Q 16,85	Q 8 137,88
4,2	Tubería de 1" de 160 psi	827,63	ml	Q 12,17	Q 10 072,26
5	RED DE DISTRIBUCIÓN				
5,1	Tubería de 1 1/4" de 160 psi	396,44	ml	Q 16,80	Q 6 660,19
5,2	Tubería de 3/4" de 250 psi	215,29	ml	Q 8,39	Q 1 806,28
5,3	Tubería de 1" de 160 psi	265,07	ml	Q 12,46	Q 3 302,77
6	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN 20 M3	1,00	unidad	Q 73 858,75	Q 73 858,75
7	HIPOCLORADOR CON CAJA	1,00	unidad	Q 12 613,93	Q 12 613,93
8	VÁLVULA DE AIRE CON CAJA	13,00	unidad	Q 1 350,90	Q 17 561,70
9	VÁLVULA DE LIMPIEZA CON CAJA	12,00	unidad	Q 709,12	Q 8 509,44
10	VÁLVULA DE COMPUERTA CON CAJA	2,00	unidad	Q 788,17	Q 1 576,34
11	CONEXIONES DOMICILIARES	68,00	unidad	Q 613,12	Q 41 692,16
12	PASO AÉREO 55 METROS	55,00	ml	Q 292,73	Q 16 100,15

COSTO TOTAL	Q 282 019,63
--------------------	---------------------

EN LETRAS:	Doscientos ochenta y dos mil diez y nueve quetzales con sesenta y tres centavos
-------------------	--

2.19 Programa de operación y mantenimiento

Para la operación de la red de agua potable, previo a iniciar su funcionamiento, deberá limpiarse y desinfectarse la tubería instalada, haciendo correr agua hasta llenar la tubería, utilizando una concentración de 1 mg/lit de cloro (ver Tabla IX). También deberá efectuarse una prueba de presión en la tubería instalada, de preferencia entre cada tramo limitado por válvulas, a efecto

de comprobar el hermetismo del tramo y el cierre de las válvulas del tramo correspondiente, como mínimo deberá elevarse la presión igual a un 50% más de la presión a la que trabajara normalmente la tubería, pero es preferible que ésta se acerque a la presión nominal de la tubería, para comprobar su comportamiento previo a cerrar la zanja de su instalación.

Esto se consigue cerrando en su totalidad las válvulas y conectando en un punto del tramo a probar, un equipo de bomba manual para subir la presión al valor correspondiente y mantenerla durante 30 minutos, verificando que la pérdida de presión en ese tiempo no sea mayor de un 5% de la inicial.

Además, es recomendable colocar un poco de material selecto sobre la tubería a probar, pero sin que cubra las uniones de tubería y accesorios para comprobar si existen fugas o no.

Al cerrar la zanja, se procederá a comprobar que se coloquen capas de material selecto compactado hasta donde sea posible, a los lados y sobre la tubería instalada, buscando no afectar la misma, posteriormente a esta fase sí se deberá compactar en debida forma las demás capas hasta rellenar completamente la zanja.

Un correcto mantenimiento de la red, implica una adecuada reducción de las fugas en la misma, su detención rápida y eficaz, su correcta reparación e incluso su prevención. Esto se logra teniendo materiales disponibles que sean de calidad, para que cuando sean requeridos por el fontanero de la comunidad, pueda disponer de ellos, para realizar las reparaciones y así mantener el sistema en condiciones óptimas.

2.20 Propuesta de tarifa

Para implementar un programa de operación y mantenimiento adecuado, es necesario contar con un recurso financiero y tener una reserva para cualquier eventualidad. Estos recursos se obtienen a través del pago de una tarifa mensual por parte de los beneficiarios del proyecto. Se calculará la tarifa a partir de los siguientes costos:

Costo de operación

Éste contempla el pago mensual a fontaneros para efectuar revisiones constantes en el sistema. Este cálculo se realiza considerando que un fontanero revisa 20 conexiones prediales y 3 kilómetros de línea al día, de la siguiente manera:

$$Co = \left(\frac{L}{3} + \frac{Nc}{20} \right) * Pj * Fp$$

Donde:

L = longitud de línea central de tubería = 2,19 km.

Nc = número de conexiones = 68

Pj = pago diario a jornalero = Q. 60,00

Fp = factor de prestaciones, según la legislación laboral = 1,77

$$Co = \left(\frac{2,19}{3} + \frac{68}{20} \right) * 60,00 * 1,77 = Q 438,61 /mes$$

Costo de mantenimiento

Para determinar este costo, se estima el tres por millar del costo total del proyecto, servirá básicamente para la compra de materiales, cuando haya necesidad de cambiar los existentes.

$$C_m = \left(\frac{3}{1\,000} \right) * \frac{C}{n}$$

C = costo total del proyecto = Q. 282 019,63

n = período de diseño = 20 años

$$C_m = \left(\frac{3}{1\,000} \right) * \frac{282\,019,63}{20} = Q. 42,30$$

Costo de tratamiento

El costo de tratamiento consiste en la compra de hipoclorito de calcio y se determina con la siguiente ecuación.

$$C_t = \frac{\text{Días en un mes} * C_h * Q_{MH} * R_{ac} * \text{segundos en un día}}{\text{No. de gramos de hipoclorito} * C_c}$$

C_h = costo de hipoclorito de calcio (100 libras) = Q. 2 175,00

Q_{MH} = Consumo máximo horario o caudal de distribución = 1,04 l/s

R_{ac} = relación de agua cloro en una parte por millar = 1,0 (l/s) = 0,001

C_c = concentración de cloro al 65% = 0,65

En una solución al 10% y con una cantidad de hipoclorito al 65% (recomendada por la jefatura de salud de Chiquimula), se necesitan 61 538,40 gramos.

$$Ct = \frac{30 * 2\,175,00 * 1,04 * 0,001 * 86\,400}{61\,538,40 * 0,65} = Q.146,58$$

Gastos administrativos

Sirven para mantener un fondo para gastos que puedan surgir en viáticos, papelería, sellos entre otros. Se realiza estimando un porcentaje sobre la suma de los gastos de operación, mantenimiento y tratamiento, para este proyecto se consideró un porcentaje igual al 5%.

$$Ga = 0,05 * (Co + Cm + Ct)$$

$$Ga = 0,05 * (Q. 438,61 + Q. 42,30 + Q. 146,58) = Q. 31,37$$

Cálculo de tarifa

Con estos datos, se procede a obtener la tarifa propuesta, la cual se obtiene de la suma de los gastos anteriores, dividiendo por el número de conexiones totales para el proyecto:

Costo de operación	= Q. 438,61
Costo de mantenimiento	= Q. 42,30
Costo de tratamiento	= Q. 146,58
Gastos administrativos	= <u>Q. 31,37</u>
	Q. 658,86/mes

Dividiendo el resultado obtenido, entre el número total de conexiones se obtiene el valor para cubrir los gastos mensuales requeridos para el proyecto.

$$Tp = \frac{Q. 658,56}{68} = Q 9,69$$

La tarifa adoptada será de Q.10,00 por usuario del servicio de agua potable. Esta tarifa está dentro del rango de Q.10,00 y Q.20,00, que la Dirección Integral de Comunidades Rurales (DICOR) recomienda para el área rural del municipio de Chiquimula.

2.21 Evaluación socio-económica

La evaluación de proyectos por medio de métodos matemáticos y financieros permite conocer la rentabilidad de los mismos. Para ello se utilizarán los métodos que se describen a continuación.

2.21.1 Valor presente neto

Se utiliza para comparar alternativas de inversión. Consiste en transformar todos los movimientos monetarios de un proyecto a través del tiempo, a valores actuales, para determinar la rentabilidad al término del período de funcionamiento; la tasa de interés, corresponde a la tasa de rendimiento mínima atractiva que se supone del 12%.

El aporte de los vecinos por acometida será de Q. 350,00 por conexión y la tarifa mensual de Q. 10,00 por vivienda.

Egresos:

Costo de ejecución (CE)	= Q 282 019,63
Costo de operación y mantenimiento anual (CA)	= Q 7 906,32

Ingresos:

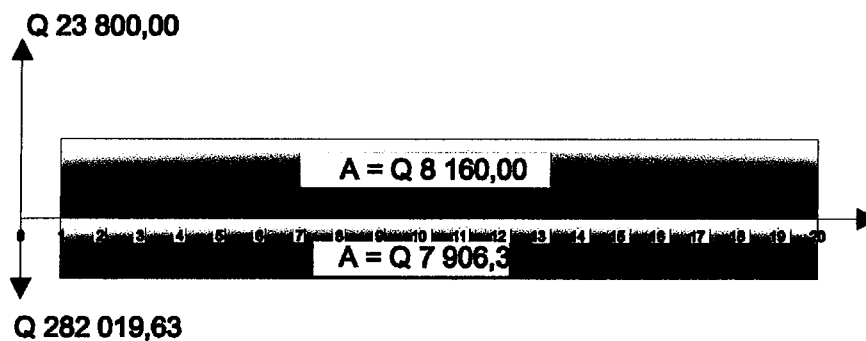
Pago de conexión domiciliar (ICD)

$$ICD = Q. 350,00 * 68 \text{ viviendas} = Q. 23 800,00$$

Pago de la tarifa anual (IT)

$$IT = Q. 10,00 * 68 \text{ viviendas} * 12 \text{ meses} = Q. 8 160,00$$

Figura 6. Diagrama de flujo de efectivo del sistema de abastecimiento de agua potable



El valor presente neto estará dado por:

$$VPN = Ingresos - Egresos$$

$$VPN = ICD + IT - CE - CA$$

$$VPN = Q23 800,00 + Q8 160,00 \left(\frac{P}{A}; i = 12\%; n = 20 \right) - Q282 019,63 -$$

$$Q7 906,32 \left(\frac{P}{A}; i = 12\%; n = 20 \right) = -Q256 324,78$$

Un VPN negativo significa que hay más gastos que ganancias, obteniendo pérdidas, en el sector privado, un proyecto con un VPN negativo sería rechazado inmediatamente, pero como se estableció anteriormente, el impacto de los beneficios que el sistema de agua potable traerá a los usuarios son los que avalan el proyecto.

Sin considerar el costo de ejecución se obtiene:

$$VPN = Ingresos - Egresos$$

$$VPN = ICD + IT - CA$$

$$VPN = Q23\,800,00 + Q8\,160,00 \left(\frac{P}{A}; i = 12\%; n = 20 \right) - Q7\,906,32 \left(\frac{P}{A}; i = 12\%; n = 20 \right) = Q25\,694,84$$

2.21.2 Tasa interna de retorno

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 efectiva; por lo que el análisis socioeconómico que se realiza a nivel municipal, para este tipo de inversión es de costo/beneficio, este se determina de la siguiente manera:

$$\text{Costo} = \text{inversión inicial} - VPN$$

$$\text{Costo} = Q.282\,019,63 - Q.25\,694,84 = Q.256\,324,79$$

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

$$\frac{\text{Costo}}{\text{Beneficio}} = \frac{Q256\,324,79}{500 \text{ habitantes}} = Q.512,65/\text{hab}$$

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

2.22 Evaluación de impacto ambiental

Para los proyectos de infraestructura en el sector de agua potable, no se presentan impactos ambientales adversos de gran magnitud, que pudieran poner en riesgo la salud de las personas o del medio ambiente, al contrario, se

espera satisfacer una demanda de primera necesidad a la población de la comunidad.

En la etapa de construcción del sistema de abastecimiento de agua potable, es necesario preparar los terrenos donde se instalará la fuente de agua, que no debería generar impactos significativos en el medio ambiente, como la tubería de la línea de conducción que no afecta el desplazamiento de la población o fauna del lugar. Se debe estudiar la fuente de abastecimiento, que puede generar impactos ambientales adversos de magnitud, sin embargo buenas medidas constructivas y de mitigación hacen poco probable la generación de impactos.

a) Descripción del ambiente físico

Estos constituyen los elementos del entorno del medio ambiente, que es todo aquello que rodea al proyecto.

Este ambiente está constituido desde la captación, la línea de conducción, el paso aéreo, el tanque de distribución, la red de distribución, todo el entorno del proyecto. El ambiente físico se debe cuidar para mantener limpio el lugar del proyecto, mientras que ambiente; es el entorno total de aquello que nos rodea, que afecta, condiciona la vida de las personas o la sociedad en conjunto, comprende el conjunto de valores naturales.

b) Análisis de vulnerabilidad del entorno

Dentro de los aspectos que pueden ocurrir al momento del desarrollo del proyecto, están los siguientes:

Afectar la cobertura vegetal del terreno, y
Abuso y mal uso del agua por falta de normas de control.

Por lo que deben existir medidas precautorias dedicadas sobre todo a las alteraciones dentro del proyecto, a la vez que se hace y medidas correctoras para evitar impactos tras el desarrollo del proyecto.

c) Consideraciones a tomar para no causar daños

Se debe poner atención a las consideraciones siguientes:

Que las obras no perjudiquen ni entorpezcan el aprovechamiento de agua para otros fines como el riego o la recreación.

Las zonas verdes intervenidas deben ser restauradas, de tal forma que las condiciones sean iguales o mejores, a las existentes antes de ejecutar la obra.

Recuperar el espacio público afectado, una vez finalizada la actividad, retirando todos los materiales y residuos que se provocaron, reutilizando la mayor cantidad de residuos de excavaciones.

Se deben realizar reuniones con los trabajadores, al inicio de la construcción de la obra, y reforzar con charlas breves al inicio de la jornada en cada uno de los frentes de trabajo, acerca de buenas prácticas ambientales.

Educar e informar al personal sobre las normas elementales de comportamiento, para proteger el ambiente, debido a que muchos de los daños

se provocan por desconocimiento y no por maldad, generando una mayor concientización social del problema ecológico.

3. AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL DE CHIQUIMULA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

3.1 Descripción del proyecto

El proyecto consiste en diseñar la ampliación del sistema de abastecimiento de agua potable de la cabecera municipal de Chiquimula, el cual tiene como objetivo principal aportar mayor cantidad de agua para la distribución domiciliar, ya que uno de los problemas más grandes del departamento, es la escasez de agua potable.

Se captará el caudal del río Tacó, construyendo un muro de gravedad, a manera de represa para embalsar el agua y trasladarla, por medio de una línea de conducción, hasta la planta de tratamiento, ubicada en la colonia El Molino, en la cabecera municipal de Chiquimula.

La línea de conducción estará compuesta por una serie de tuberías de cloruro de polivinilo (PVC) de diferentes diámetros.

Se colocará un desarenador a continuación de la captación, con el fin de remover las partículas de arena y evitar así que se puedan sedimentar en la tubería.

3.2 Levantamiento topográfico

Para la línea de conducción, se realizó el levantamiento topográfico mediante el trazo de una poligonal abierta, utilizando el método de conservación del azimut para planimetría. La altimetría se realizó por medio de nivelación

taquimétrica, obteniendo los datos para calcular las distancias y las cotas del terreno.

Fue necesario también el estudio topográfico del río, el cual consistió en tomar secciones transversales con anchos de 25 metros y una separación de 5 metros entre cada una de ellas; las secciones transversales se trazaron 50 metros aguas arriba del punto de embalse y 50 metros aguas abajo.

El equipo utilizado para ambos levantamientos fue: teodolito marca SOKKIA DT510, nivel diferencial, estadal, plomada, y cinta métrica para corroborar distancias horizontales.

3.3 Fuentes de agua

La fuente propuesta es de tipo superficial y es el denominado río Tacó, el que atraviesa directamente la cabecera municipal.

3.4 Caudal de aforo

Para determinar el caudal de aforo, fue necesario aplicar el método sección pendiente.

Con los datos del levantamiento topográfico, se determinó la pendiente del eje central del río (ver análisis en anexo), y aplicando la ecuación de Manning, para canales abiertos se encontró el caudal del río, el cual se presenta a continuación:

$$Q = \frac{1}{n} (A * R^2 * S^{\frac{1}{2}})$$

Donde:

A = área de sección de flujo

R = radio hidráulico (área/perímetro mojado (m))

S = pendiente (adimensional)

n = coeficiente de rugosidad de Manning.

Del análisis del eje central del río presentado en el anexo 3, se obtiene la ecuación:

$$Y = -0,057x + 12\ 844$$

entonces:

S = - 0,057 el valor negativo solamente indica la dirección del río.

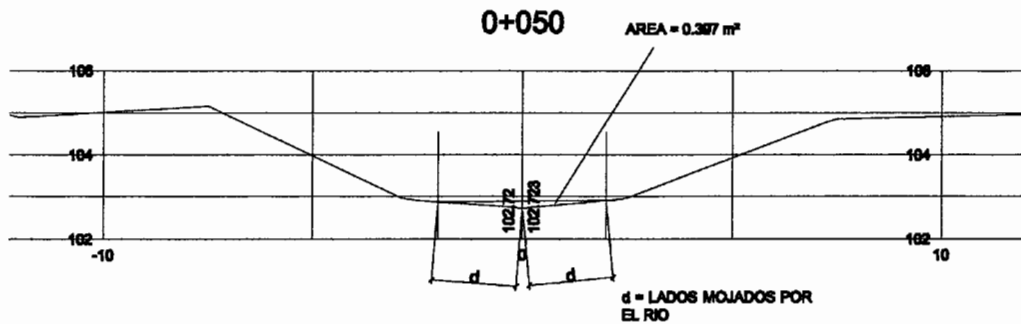
La tabla SM. Woodward and C.J. muestra que para corrientes naturales rugosas en terreno rocoso de montaña, el coeficiente *n* de rugosidad se estima entre los valores de 0,05 – 0,08.

Por medio de las secciones transversales del río, se calculó el área promedio de las mismas, obteniendo A = 0,397 m².

Se determina R:

$$R = \frac{\text{área}}{\text{perímetro mojado}}$$

**SECCIÓN TRANSVERSAL 0+050
(EJEMPLO)**



$$R = \frac{0,397 \text{ m}^2}{3,545 \text{ m}} = 0,1120 \text{ m}$$

Sustituyendo los datos en la fórmula de Manning, se obtiene el resultado siguiente:

$$Vel = \frac{1}{0,05} \left((0,1120 \text{ m})^{\frac{2}{3}} * (0,057)^{\frac{1}{2}} \right) = 1,109 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$Q = Vel * Area$$

$$Q = 1,109 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 0,397 \text{ m}^2 = 0,44045 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \cong 440,45 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

Se captará solamente el 10% del caudal aforado.

3.5 Análisis de la calidad del agua

3.5.1 Examen bacteriológico

Según el examen bacteriológico, la muestra no posee colonias de bacterias coliformes fecales, por lo que el agua es apta para consumo humano.

Sin embargo, es recomendable que tenga un tratamiento de

desinfección, pero debido a que el destino de la línea de conducción es la planta de tratamiento de la cabecera, no se incorporará ningún tratamiento.

3.6 Criterios de diseño

3.6.1 Período de diseño

El período de diseño para este proyecto es de 20 años.

3.6.2 Población de diseño

Debido a que este proyecto se refiere a una ampliación de un sistema de agua potable existente, no se estima una población de diseño, ya que el caudal aforado se utilizará para diseñar la línea de conducción únicamente.

3.6.3 Dotación

Por ser una ampliación, no se definió dotación.

3.6.4 Factores de consumo

3.6.4.1 Factor de día máximo (FDM)

En este proyecto la población es mayor de 1 000 habitantes, por lo que se adopta un FMD de 1.2.

3.6.4.2 Factor de hora máximo (FHM)

Por tener una población mayor de 1 000 habitantes, se adopta un FMH de 2,0

3.7 Determinación de caudales

3.7.1 Caudal medio diario

No se calculó, ya que el caudal de conducción, es el equivalente al 10% del caudal de aforo, que es de 44,045 l/s.

3.7.2 Caudal máximo diario

En este caso el caudal máximo diario, es del 10% del caudal de aforo, igual a:

$$QMD = 0,10 * 440,45 \frac{l}{s} = 44,045 \frac{l}{s}$$

3.7.3 Caudal máximo horario

Este proyecto solamente contempla el diseño de la línea de conducción, por lo que no se calculó este caudal.

3.8 Captación

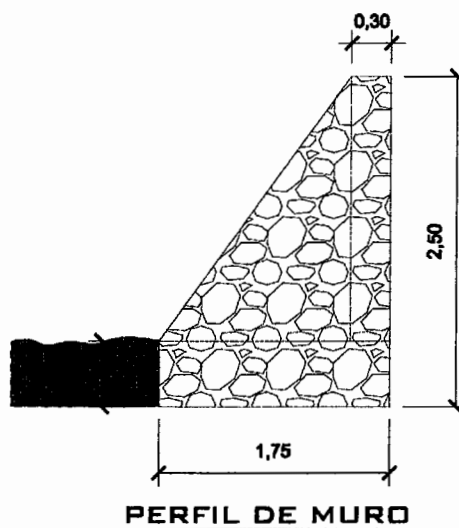
Para ubicar la obra de captación, se tomó en cuenta los siguientes aspectos: debe situarse de tal forma que la corriente no amenace la seguridad de la estructura y se eviten acumulaciones de bancos de arena, además, el

acceso de personas y animales debe ser lo más restringido posible para evitar cualquier inconveniente.

La captación de este proyecto se ubica en el río Tacó y consiste en un muro de gravedad, que se ubicará en la sección del río, para que el agua se embalse, se capte a través de una caja de captación de 1 m^3

El muro de gravedad tendrá las siguientes dimensiones:

Figura 7. Perfil de muro



El procedimiento para el diseño estructural del muro de gravedad es el que se explicó en el capítulo 2 inciso 2,10.

3.9 Línea de conducción

La línea de conducción en un sistema de agua potable, que trabaja por gravedad, está comprendida de la captación hasta el tanque de distribución. En este proyecto, la conducción comprende de la estación E-0, situada en la captación con una elevación de 104,12 metros, a la estación E-25, donde se

ubica la planta de tratamiento de la cabecera municipal, con una cota de terreno de 86,21 metros.

Se trabajará con tubería PVC de 125 psi; del levantamiento topográfico se tiene la diferencia entre la cota de la estación E-0, 104,12 m, y la estación más baja, la E-25 con una elevación de 86,21 m, es de 17,91 m;

En el diseño de la línea de conducción, se utilizó la fórmula de Hazen-Williams para conductos circulares a presión, cuya expresión matemática es:

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

Donde:

H_f = pérdida del tramo (m.c.a)

L = longitud del tramo (m)

Q = caudal en el tramo (lt/s)

C = constante según el material (para PVC C=150)

D = diámetro real de la tubería (pulgadas)

La longitud de diseño de la tubería horizontal, se incrementó en un 5%, como un factor de seguridad que comprende las uniones de tubería, las pendientes existentes del terreno y condiciones de accesibilidad, que puedan surgir al ejecutar el proyecto.

El diseño de la línea de conducción se realizó en base a los tramos críticos que se presentaron en el recorrido.

A continuación se presenta el cálculo del primer tramo de la línea de conducción (Tramo A-B) a manera de ejemplo, que comprende desde la captación E-0 + 0000 a E-0 + 148,80, la cual se presenta como estación crítica

debido a la cercanía en la altura de la captación. Para los tramos restantes se utilizó el mismo procedimiento.

Cota del terreno estación E-0: 103,32 m

Cota del terreno estación E-148,80: 101,02 m

En la estación E-0 se tomó la cota de terreno de la cual debe salir la tubería, es decir, a 0,80 m debajo de la cota de terreno de esa estación.

La carga disponible es la diferencia entre las cotas de terreno de las dos estaciones: 103,32 – 101,02, cuyo resultado es 2,30 m.c.a.

Para diseñar la línea de conducción primero se calculó el diámetro teórico de la fórmula de Hazen – Williams:

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

Obteniendo los siguientes resultados:

Datos:

L = 148,80 m Q = 44,045 l/s H_f = 2,30 m C = 150 (para PVC)

Sustituyendo en la formula obtenemos:

$$D = \left(\frac{1743,811 * 148,80 * 44,045^{1,85}}{150^{1,85} * 2,30} \right)^{\frac{1}{4,87}} = 6,844''$$

El diámetro resultante es un valor teórico, se procede a tomar el diámetro comercial, superior e inferior a dicho resultado. Para este caso se tomó Ø 10" debido a la poca carga disponible en el tramo.

Diámetro interno Ø 10" = 10,088"

El segundo paso consiste en calcular la pérdida de carga que produce el diámetro elegido.

L= 148,80 m Q = 44,045 l/s Ø=10,088 plg C=150 (para tubería PVC)

$$H_{f10"} = \frac{1\,743,811 * (148,80 * 1,05) * 44,045^{1,85}}{150^{1,85} * 10,088^{4,87}} = 0,364 \text{ m}$$

Una vez calculada la pérdida de carga, se procede al cálculo de la cota piezométrica de la siguiente manera.

Cota piezométrica = Cota de terreno inicial – H_f

Sustituyendo los datos ya obtenidos.

$$\text{Cota piezométrica E-0+148,80} = 103,32 - 0,364 = 102,96 \text{ m}$$

Finalmente, se procede a chequear la velocidad de diseño, que según parámetros recomendados debe mantenerse entre 0,30 m/s y 3,00 m/s aunque en casos donde la topografía no lo permita, podrán tomarse valores de hasta 4,00 m/s.

Para el cálculo de la velocidad se emplea la ecuación siguiente.

$$Velocidad(V) = \frac{1,974 * (Caudal de distribución o Consumo máximo diario(CMD))}{Diámetro interno^2}$$

$$Velocidad A - B = \frac{1,974 * (44,045)}{10,088^2} = 0,85 \text{ m/s}$$

En anexo 2 se presenta el cuadro resumen del diseño hidráulico.

3.10 Desinfección

No se incorporó desinfección, ya que el sistema tiene planta de tratamiento.

3.11 Obras de arte

3.11.1 Desarenador

Tiene por objeto separar del agua cruda, arena y partículas en suspensión gruesas, con el fin de evitar que se produzcan depósitos en las obras de conducción, proteger las bombas de la abrasión y evitar sobrecargas en los procesos posteriores de tratamiento. El desarenado se refiere normalmente a la remoción de las partículas superiores a 0,2 mm.

3.11.1.1 Componentes de un desarenador

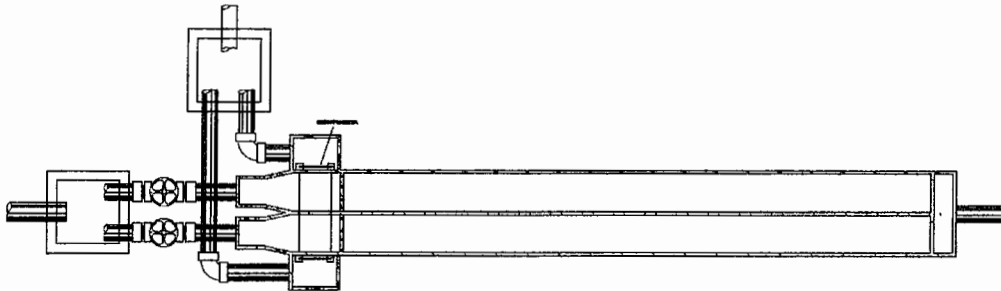
Esta unidad se divide en cuatro partes o zonas.

- a. **Zona de entrada:** tiene como función conseguir una distribución uniforme de las líneas de flujo dentro de la unidad, uniformizando a su vez la velocidad.
- b. **Zona de desarenación:** parte de la estructura, en la cual se realiza el proceso de depósito de partículas por acción de la gravedad.
- c. **Zona de salida:** conformada por un vertedero de rebose, diseñado para mantener una velocidad que no altere el reposo del arena sedimentada.
- d. **Zona de depósito y eliminación de la arena sedimentada:** constituida por una tolva con pendiente mínima de 10%, que permita el deslizamiento de la arena hacia el canal de limpieza de los sedimentos.

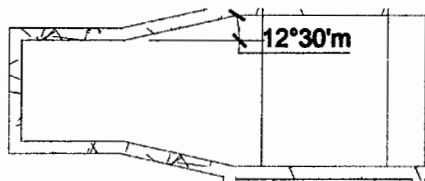
3.11.1.2 Criterios de diseño

- El período de diseño, teniendo en cuenta criterios económicos y técnicos es de 8 a 16 años.
- El número de unidades mínimas en paralelo es 2, para efectos de mantenimiento. En caso de caudales pequeños y turbiedades bajas, se podrá contar con una sola unidad, que debe contar con un canal de by-pass para efectos de mantenimiento.

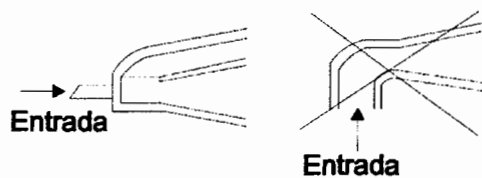
Figura 8. Desarenador de 2 unidades en paralelo (planta)



- El período de operación es de 24 horas por día.
- Debe existir una transición en la unión del canal o tubería de llegada al desarenador, para asegurar la uniformidad de la velocidad en la zona de entrada.
- La transición debe tener un ángulo de divergencia suave no mayor de $12^{\circ} 30'$.



- La velocidad de paso por el vertedero de salida, debe ser pequeña para causar menor turbulencia y arrastre de material.
- La llegada del flujo de agua a la zona de transición, no debe proyectarse en curva, pues produce velocidades altas en los lados de la cámara.



- La relación largo/ancho debe ser entre 10 y 20.
- La sedimentación de arena fina ($d < 0,01$ cm), se efectúa en forma más eficiente en régimen laminar, con valores de número de Reynolds menores de uno ($Re < 1,0$).
- La sedimentación de arena gruesa, se efectúa en régimen de transición con valores de Reynolds entre 1,0 y 1 000.
- La sedimentación de grava, se efectúa en régimen turbulento con valores de número de Reynolds mayores de 1 000.
- La descarga del flujo puede ser controlada a través de dispositivos como vertederos (sutro) o canales Parshall (garganta).

Tabla XIII. Relación entre diámetro de las partículas y velocidad de sedimentación

Material	∅ Límite de las partículas (cm)	# de Reynolds	Vs	Régimen	Ley aplicable
Grava	> 1,0	> 10 000	100	Turbulento	$V_s = 1,82 \sqrt{d g \left(\frac{\rho_a - \rho}{\rho} \right)}$ Newton
Arena Gruesa	0,100 0,080 0,050 0,050 0,040 0,030 0,020 0,015	1 000 600 180 27 17 10 4 2	10,000 8,300 6,400 5,300 4,200 3,200 2,100 1,500	Transición	$V_s = 0,22 \left(\frac{\rho_a - \rho}{\rho} \times g \right)^{0,412} \left[\frac{d}{\left(\frac{\mu}{\rho} \right)^{1/3}} \right]$ Allen
Arena Fina	0,010 0,008 0,006 0,005 0,004 0,003 0,002 0,001	0,80 0,50 0,24 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00	0,800 0,600 0,400 0,300 0,200 0,130 0,060 0,015	Laminar	$V_s = \frac{1}{18} g \left(\frac{\rho_a - \rho}{\mu} \right) d^2$ Stokes

Fuente: Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores, Organización Panamericana de la Salud - OPS -.

3.11.1.3 Diseño hidráulico del desarenador

Se tiene como datos:

Caudal de diseño Qdis.	= 44,045 l/s
Densidad relativa de la arena	= 2,65
Diámetro de la partícula	= 0,02 cm
Temperatura del agua	= 20°C

Se determina la velocidad de sedimentación, de acuerdo con los criterios indicados anteriormente en relación con los diámetros de las partículas. Como primera aproximación se usa la ley de Stokes.

$$V_s = \frac{1}{18} * g * \left(\frac{\rho_s - 1}{n} \right) * d^2$$

Siendo:

V_s = velocidad de sedimentación (cm/seg)

d = diámetro de las partículas (cm)

n = viscosidad cinemática del agua (cm²/seg)

ρ_s = densidad de la arena

De la tabla XVI viscosidad del agua:

Viscosidad Cinemática (η) = 1,0105 E -2 cm²/seg.

$$V_s = \frac{1}{18} * 980 \frac{cm}{seg^2} * \left(\frac{2,65 - 1}{1,0105 \times 10^{-2}} \right) * (0,02 \text{ cm})^2 = 3,55 \frac{cm}{seg}$$

Comprobando Reynolds (Re):

En caso que el número de Reynolds no cumpla para la aplicación de la ley de Stokes ($Re < 0,5$), se realizará un reajuste al valor de V_s considerando la sedimentación de la partícula en régimen de transición, mediante el término del diámetro y el término de velocidad de sedimentación del gráfico 1 presentado en el anexo 5:

$$Re = \frac{V_s * d}{n} = \frac{\left(3,55 \frac{cm}{seg} * 0,02 cm\right)}{1,0105 \times 10^{-2} \frac{cm^2}{seg}} = 7,02 > 0,5$$

$Re > 0,5$ por lo tanto no se encuentra en la zona de la ley de Stokes.

Ajuste mediante el gráfico 1:

Término del diámetro:

$$\left[g * \left(\frac{\rho_s - 1}{n^2} \right) \right]^{\frac{1}{3}} * d$$

$$\left[980 \frac{cm}{seg^2} * \left(\frac{2,65 - 1}{(1,0105 \times 10^{-2})^2} \right) \right]^{\frac{1}{3}} * 0,02 cm = 5,02$$

Término de la velocidad de sedimentación:

$$\frac{V_s}{(g * (\rho_s - 1) * n)^{\frac{1}{3}}} = 1$$

$$\frac{V_s}{\left(980 \frac{cm}{seg^2} * (2,65 - 1) * \left(1,0105 \times 10^{-2} \frac{cm^2}{seg} \right) \right)^{\frac{1}{3}}} = 1$$

$$V_s = 2,54 \frac{cm}{seg}$$

Comprobando Reynolds nuevamente:

$$Re = \frac{2,54 \frac{cm}{seg} * 0,02 cm}{1,0105 \times 10^{-2} \frac{cm^2}{seg}} = 5,02$$

Se encuentra en la zona de transición (ley de Allen).

Coefficiente de arrastre (CD):

$$C_D = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0,34 = 6,46$$

La velocidad de sedimentación de la partícula en la zona de transición será:

$$V_s = \sqrt{\left(\frac{4}{3}\right) * \left(\frac{g}{C_D}\right) * (\rho_s - 1) * d}$$

$$V_s = \sqrt{\left(\frac{4}{3}\right) * \left(\frac{980 \frac{cm}{seg^2}}{6,46}\right) * (2,56 - 1) * 0,02 cm} = 2,58 \frac{cm}{seg}$$

Asumiendo una eficiencia del 75% (de acuerdo con la gráfica No.3 presentada en el anexo 7), se adopta un coeficiente de seguridad igual a 1,75

$$V_s = \frac{V_s * Coeficiente de seguridad}{A_s}$$

$$As = \frac{Q * \text{Coeficiente de seguridad}}{Vs}$$

$$As = \frac{0,044045 \frac{m^3}{seg} * 1,75}{0,0258 \frac{m}{seg}} = 2,99 m^2 \cong 3,00 m^2$$

El área superficial necesaria para que funcione correctamente es de 3,00 m², por lo tanto se determinan las dimensiones de largo, ancho y profundidad respetando los criterios de diseño.

Si L/B = entre 10 y 20, entonces:

Dimensiones propuestas

Largo (L) = 10 m

Ancho (B) = 0,6 m

Profundidad (h) = 0,5 m

Comprobando condiciones de diseño: 10m / 0,6m = 16,67 < 20.

La velocidad horizontal será:

$$Vh = \frac{Q}{At} = \frac{0,044045 \frac{m^3}{seg}}{0,6 m * 0,5 m} = 14,68 \frac{cm}{seg}$$

Se debe cumplir la relación $Vd > Vh$, lo que asegurará que no se producirá la suspensión de material, siendo Vd la velocidad de desplazamiento o velocidad límite que resuspende el material.

$$Vd = \sqrt{\left(\frac{8k}{f}\right) (g * (\rho_s - 1) * d)}$$

Siendo:

K: factor de forma (0,04, arenas unigranulares no adheribles)

Vd: Velocidad de desplazamiento (cm/seg)

F: factor de rugosidad de la cámara

Se estima el valor de f mediante el gráfico 4 anexo 8:

$$R = \frac{4 \cdot Rm \cdot Vh}{n} \quad \frac{4 \cdot Rm}{k}$$

Siendo:

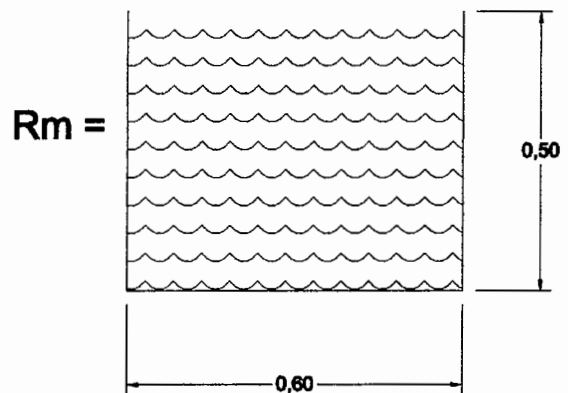
$$K = 1 \text{ E } -1$$

Vh = Velocidad horizontal (cm/seg)

Rm = Radio medio hidráulico (cm)

$$Rm = \frac{\text{Área}}{\text{Per. Mojado}}$$

$$Rm = \frac{50 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm}}{2 \cdot 50 \text{ cm} + 60 \text{ cm}} = 18,75 \text{ cm}$$



Sustituyendo valores en las relaciones del gráfico:

$$R = \frac{4 \cdot 18,75 \text{ cm} \cdot 14,68 \frac{\text{cm}}{\text{seg}}}{1,0105 \times 10^{-2} \frac{\text{cm}^2}{\text{seg}}} = (108\ 955,96)$$

$$\frac{4 \cdot 18,75 \text{ cm}}{1 \times 10^{-1} \text{ cm}} = 750$$

Del gráfico 4 presentado en el anexo 8, se obtiene $f = 0,024$

Valor de la velocidad de desplazamiento o resuspensión:

$$Vd = \sqrt{\left(\frac{8 * 0,04}{0,024}\right) * \left(980 \frac{cm}{seg^2} * (2,65 - 1)\right) * (0,02 cm)} = 20,76 \frac{cm}{seg}$$

Como $Vd = 20,76 \text{ cm/seg} > Vh = 14,68 \text{ cm/seg}$, entonces no se producirá resuspensión.

$Vd > Vh$ OK

Período de retención:

$$Pr = \frac{vol}{q}$$

$$Pr = \frac{10 m * 0,6 m * 0,5 m}{0,044045 \frac{m^3}{seg}} = 68,11 \text{ seg}$$

Longitud del tramo de transición:

$$L1 = \frac{B - b}{2 * \tan \emptyset}$$

Siendo:

$$\emptyset = 12^\circ 30'$$

B = ancho del sedimentador

b = ancho del canal de llegada a la transición = 0,40 m

$$L1 = \frac{0,60 m - 0,40 m}{2 * \tan 12^\circ 30'} = 0,45 m$$

Tirante sobre el vertedero de salida:

$$hv = \left(\frac{Q}{1,84 - B} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{0,044045 \frac{m^3}{seg}}{1,85 - 0,60 m} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,108 m = 10,8 cm$$

Velocidad sobre el vertedero de salida:

$$Vv = \frac{Q}{B * hv} = \frac{0,044045 \frac{m^3}{seg}}{0,6 m * 0,108 m} = 0,68 \frac{m}{seg}$$

En conclusión, las dimensiones propuestas para el desarenador son:

Largo	= 10 m
Ancho	= 0,6 m
Alto	= 0,5 m

Estará conformado de dos unidades, estructura de muros de gravedad de concreto ciclópeo y dos tolvas para limpieza y liberación de lodos.

3.12 Válvulas

Las válvulas que se utilizarán para este proyecto son:

- Válvulas de compuerta: que funcionarán como válvulas de limpieza, ubicadas en las estaciones E-0 + 138,75, E-0 + 420,92 y E-0 + 866,12
- Válvulas de aire: ubicadas en las estaciones E-0 + 177,56 y E-0 + 490,92

3.13 Elaboración de planos

Estará constituido por los siguientes planos:

- Plano de planta general de la línea de conducción.
- Planos de planta y perfil de línea de conducción.
- Plano de desarenador.
- Plano de muro de gravedad.
- Plano de detalles de caja de válvulas.

3.14 Elaboración de presupuesto

Para la elaboración del presupuesto se aplicó el mismo procedimiento del proyecto del sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío El Magueyal.

Tabla XIV. Presupuesto de la ampliación del sistema de abastecimiento de agua potable

PRESUPUESTO

PROYECTO:	Ampliación del sistema de agua potable
UBICACIÓN:	Cabecera municipal de Chiquimula
DEPARTAMENTO:	Chiquimula
FECHA:	Abril 2010

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO U.	PRECIO TOTAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES	24,00	m ²	Q 250,00	Q 6 000,00
2	REPLANTEO TOPOGRÁFICO	0,92	km	Q 1 800,00	Q 1 654,20
3	EXCAVACIÓN	595,85	m ³	Q 37,50	Q 22 344,38
4	RELLENO	555,50	m ³	Q 22,71	Q 12 615,41
5	LINEA DE CONDUCCIÓN				
5,1	Tubería de 10" de 125 psi	156,24	ml	Q 742,79	Q 116 053,51
5,2	Tubería de 8" de 125 psi	798,90	ml	Q 480,47	Q 383 847,48
6	DESARENADOR	1,00	unidad	Q 202 429,43	Q 202 429,43
7	MURO DE GRAVEDAD	1,00	unidad	Q 43 940,54	Q 43 940,54
8	VALVULA DE AIRE CON CAJA	2,00	unidad	Q 1 606,94	Q 3 213,88
9	VALVULA DE LIMPIEZA CON CAJA	3,00	unidad	Q 15 189,62	Q 45 568,86

COSTO TOTAL	Q 837 667,69
--------------------	---------------------

EN LETRAS:	Ocho cientos treinta y siete mil seis cientos sesenta y siete Quetzales con sesenta y nueve centavos
-------------------	--

3.15 Programa de operación y mantenimiento

Para la operación de la ampliación del sistema de agua potable, deberá efectuarse una prueba de presión en la tubería instalada, de preferencia entre cada tramo limitado por válvulas, a efecto de comprobar el hermetismo del tramo y el cierre de las válvulas del tramo correspondiente, como mínimo deberá elevarse la presión igual a un 50% más de la presión a la que trabajará normalmente la tubería, pero es preferible que ésta se acerque a la presión nominal de la tubería, para comprobar su comportamiento previo a cerrar la zanja de su instalación.

Además, es recomendable colocar un poco de material selecto sobre la tubería a probar, pero sin que cubra las uniones de tubería y accesorios para comprobar si existen fugas o no.

El mantenimiento del desarenador incluye actividades periódicas, que consisten principalmente en el drenaje y evacuación de sedimentos acumulados en el fondo de la unidad.

La evacuación de los sedimentos, que se depositan en el fondo de la unidad, será cada 6 u 8 semanas, dependiendo de la calidad del agua cruda y del volumen del tanque. Si el agua es muy turbia la remoción de sedimentos se debe realizar con mayor frecuencia.

Es importante no realizar los cortes de suministro en horas de máxima demanda. Generalmente, se realizan de medio día a media tarde.

Tabla XV. Actividades y acciones claves de mantenimiento para desarenadores y sedimentadores

Actividad	Acciones claves
Lavado de la unidad Cortar el flujo de agua hacia el tanque	- Cerrar la válvula de entrada al tanque.
Limpieza cámara de entrada	- Desprender el material adherido en el fondo y en las paredes de la cámara, utilizando escobilla con cerdas de material sintético.
Limpieza de cámara de sedimentación	- Abrir la válvula de drenaje para la evacuación de lodos y dejar evacuar toda el agua y sedimentos. - Con palas, cubetas, baldes, tablas y carretilla, remover los sedimentos del tanque, empujándolos hacia el drenaje y llevándolos fuera del lugar. Raspar el fondo del tanque y dejarlo completamente limpio. - Si hubieran una bomba y manguera, rociar los sedimentos del fondo. - Enjuagar completamente el tanque antes de restaurar su funcionamiento.
Limpieza cámara de salida	- Desprender el material adherido al fondo y paredes de la cámara.
Poner en funcionamiento	- Cerrar los drenajes y abrir las válvulas para llenar el tanque. - Una vez limpio el tanque debe volver a sus funciones en cuanto sea llenado. Esto debe ser entre 4 a 6 horas, dependiendo del volumen del tanque.

Fuente: Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores, Organización Panamericana de la Salud –OPS-.

Otros mantenimientos que deben realizarse con periodicidad son:

- Engrasar los dispositivos de apertura de compuertas (mensualmente).
- Pintar elementos metálicos con pintura anticorrosiva (semestralmente).
- Inspección minuciosa de la unidad, resane de deterioros en la estructura, reparación o cambio de válvulas de compuertas (anualmente).

Tabla XVI. Resumen de operación y mantenimiento de desarenadores y sedimentadores

Componente	Usualmente	Actividad periódica o permanente	Instrumentos de apoyo	Recomendaciones
Desarenador y sedimentador	Inspección visual y movimientos de las válvulas.	Retiro de sedimentos (por manejo de válvulas, accesorio y manual).	Registro de la información en libros, bitácoras o formularios.	Mantenimiento preventivo: semanalmente limpieza estructura o según estado de los sedimentos.
		Limpieza de la estructura (interna, externa).	Herramientas (palas, palustres, cepillos metálicos, materiales como postes, mallas o alambres para cerramiento área de localización, estructura, etc.).	
		Revisión del estado físico y del funcionamiento (caudal, volumen de agua, rebose, fugas, etc.).		
		Pintura y lubricación de los accesorios.		Mantenimiento correctivo: periódicamente.

Fuente: Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores, Organización Panamericana de la Salud – OPS –.

3.16 Evaluación socio-económica

3.16.1 Valor presente neto

La tasa de interés se supone del 12%

Egresos:

Costo de ejecución (CE) = Q. 813 585,30

Costo de operación y mantenimiento anual (CA) = Q. 300 000,00

Ingresos:

Pago de conexión domiciliar (ICD)

El pago por conexión domiciliar en la cabecera municipal de Chiquimula está fijado en Q. 1 000,00, se estima que el proyecto podrá generar la cantidad de agua necesaria para abastecer aproximadamente 4 614 viviendas, por lo tanto:

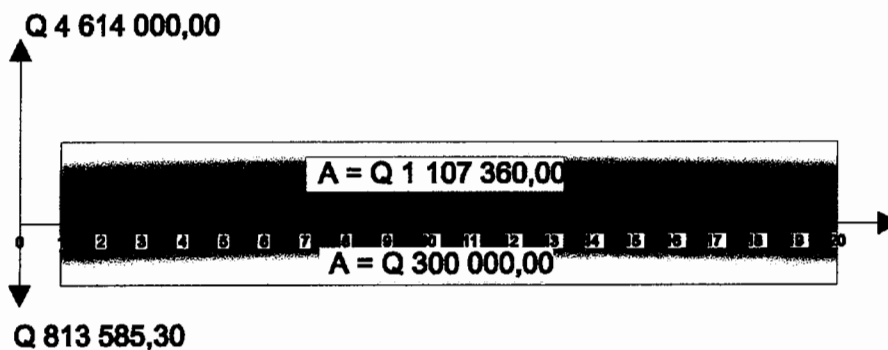
$$ICD = Q. 1\ 000,00 * 4\ 614\ viviendas = Q. 4\ 614\ 000,00$$

Pago de tarifa anual (IT)

La tarifa mensual de agua en la cabecera municipal de Chiquimula está fijada en Q. 20,00 mensual.

$$IT = Q. 20,00 * 4\ 614\ viviendas * 12\ meses = Q. 1\ 107\ 360,00$$

Figura 9. Diagrama de flujo de efectivo de la ampliación del sistema de abastecimiento de agua potable



El valor presente neto estará dado por:

$$VPN = Ingresos - Egresos$$

$$VPN = ICD + IT - CE - CA$$

$$VPN = Q.4\,614\,000,00 + Q.1\,107\,360,00 \left(\frac{P}{A}; i = 12\%; n = 20 \right) - Q.813\,585,30 - Q.300\,000,00 \left(\frac{P}{A}; i = 12\%; n = 20 \right) = Q.9\,830\,944,70$$

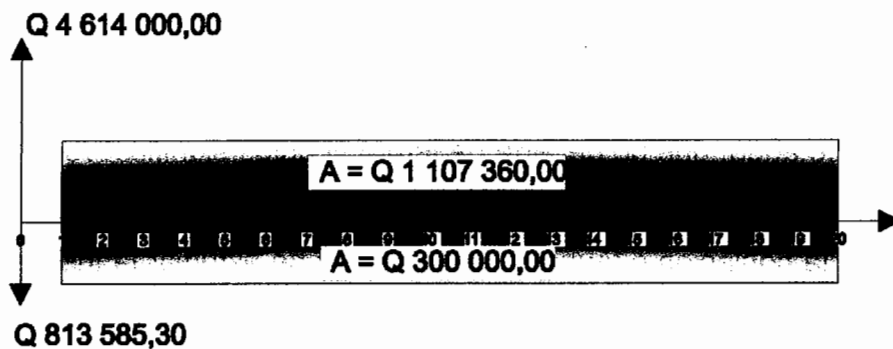
En este caso, se obtiene un VPN positivo, por lo que se deduce que existen más ganancias que gastos, y por lo tanto el proyecto se considera como una buena inversión.

3.16.2 Tasa interna de retorno

La tasa interna de retorno se define como la tasa de interés con la cual el valor presente neto (VPN) es igual a cero, es decir, es la tasa de interés en la cual el valor presente de costos es igual al valor presente de ingresos.

$$VPN_{COSTOS} = VPN_{INGRESOS}$$

Figura 10. Diagrama de flujo de efectivo de la ampliación del sistema de abastecimiento de agua potable



Con $i = 1\%$ se tiene un $VPN = 18\,363\,760 = 18\,363,76\ K$

Con $i = 12\%$ se tiene un $VPN = 9\,830\,944,70 = 9\,830,94\text{ K}$

$$TIR = (i_1) + \left(\frac{(i_1 - i_2)(Vp - V1)}{V1 - V2} \right)$$
$$TIR = (0,12) + \left(\frac{(0,12 - 0,01)(0 - 9\,830,94)}{9\,830,94 - 18\,363,76} \right) = 0,24 \cong 24\%$$

Se puede observar que la TIR se incrementó en lugar de disminuir, esto significa que el proyecto genera ganancias y no pérdidas, ratificando así, la conclusión del apartado anterior.

3.17 Evaluación de impacto ambiental

Diagnóstico de riesgo de impacto ambiental

Para los proyectos de infraestructura en el sector de agua potable, no se presentan impactos ambientales adversos de gran magnitud, que pudieran poner en riesgo la salud de las personas o del medio ambiente, son, al contrario, se espera satisfacer una demanda de primera necesidad a la población de la comunidad.

En la etapa de construcción de la ampliación del sistema de abastecimiento de agua potable, es necesario preparar los terrenos donde se instalará la fuente de agua, que no debería generar impactos significativos en el medio ambiente, como la tubería de la línea de conducción que no afecta el desplazamiento de la población o fauna del lugar. Se debe estudiar la fuente de abastecimiento, que puede generar impactos ambientales adversos de magnitud, sin embargo buenas medidas constructivas y de mitigación hacen poco probable la generación de impactos.

Descripción del ambiente físico

Estos constituyen los elementos del entorno del medio ambiente, que es todo aquello que rodea al proyecto.

Este ambiente está constituido desde la captación que afectará el río, la línea de conducción, el desarenador, todo el entorno del proyecto. El ambiente físico se debe cuidar para mantener limpio el lugar del proyecto, mientras que ambiente es el entorno total de aquello que nos rodea, que afecta, condiciona la vida de las personas o la sociedad en conjunto, comprende el conjunto de valores naturales.

Análisis de vulnerabilidad del entorno

Dentro de los aspectos que pueden ocurrir al momento del desarrollo del proyecto, están los siguientes:

- Afectar la cobertura vegetal del terreno
- Contaminación de cursos de agua por sedimentos y residuos
- Abuso y mal uso del agua por falta de normas de control.

Por lo que debe existir, medidas precautorias dedicadas sobre todo a las alteraciones dentro del proyecto, a la vez que se hace y medidas correctivas para evitar impactos tras el desarrollo del proyecto.

Consideraciones a tomar para no causar daños

Se debe poner atención a las consideraciones siguientes:

Que las obras no perjudiquen ni entorpezcan el aprovechamiento de agua para otros fines como el riego o la recreación.

No almacenar temporalmente en cauces o en lechos de los ríos o en sectores que desemboquen en ellos, material de excavación.

Las zonas verdes intervenidas deben ser restauradas, de tal forma que las condiciones sean iguales o mejores, a las existentes antes de ejecutar la obra.

Recuperar el espacio público afectado una vez finalizada la actividad, retirando todos los materiales y residuos que se provocaron, reutilizando la mayor cantidad de residuos de excavaciones.

Se deben realizar reuniones con los trabajadores, al inicio de la construcción de la obra, y reforzar con charlas breves al inicio de la jornada en cada uno de los frentes de trabajo, acerca de buenas prácticas ambientales.

Educar e informar al personal sobre las normas elementales de comportamiento, para proteger el ambiente, debido a que muchos de los daños se provocan por desconocimiento y no por maldad, generando una mayor concientización social del problema ecológico.

CONCLUSIONES

- El sistema de abastecimiento de agua potable del caserío El Magueyal, se diseñó por gravedad, por las ventajas topográficas del lugar. El sistema de distribución es por medio de ramales abiertos, debido a lo disperso de las viviendas. El proyecto beneficiará a 500 personas directamente, el costo al que asciende es Q. 282 019,63
- El proyecto del sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío El Magueyal, mejorará las condiciones de vida de la población, como: calidad de vida, sanidad y limpieza, salud y economía, por cuanto, no habrá bacterias en el agua y el sistema brindará agua las 24 horas del día.
- La evaluación socioeconómica del sistema de abastecimiento de agua potable del caserío El Magueyal, dio como resultado un proyecto no rentable, debido a que la inversión es irre recuperable, sin embargo, por ser un proyecto de tipo social, el beneficio se mide a partir de la cantidad de habitantes beneficiados con el proyecto.
- El proyecto de abastecimiento de agua potable del caserío El Magueyal no presenta impactos ambientales adversos de gran magnitud, que pudieran poner en riesgo la salud de las personas o del medio ambiente, sino por el contrario, es un proyecto que es de primera necesidad y beneficiará a 500 personas.
- El proyecto de ampliación del sistema de abastecimiento de agua potable de la cabecera municipal de Chiquimula contribuirá en el incremento de la cantidad de familias, que a pesar de encontrarse dentro de la cabecera de Chiquimula, no gozan de este servicio.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de Chiquimula:

- Contratar personal calificado para la construcción del sistema de agua potable, para garantizar la calidad de la obra.
- Contratar a un profesional de ingeniería civil para la supervisión de la construcción del sistema de agua potable, con lo cual se garantizará la aplicación de las especificaciones técnicas contenidas en los planos, con el fin de que la obra proporcione los resultados propuestos al comité de desarrollo local del caserío El Magueyal.
- Contribuir al mantenimiento y manejo del sistema de agua potable, no permitir el consumo de agua sin clorar, para evitar enfermedades en la población.
- Usar el agua necesaria y no exceder el número de servicios, según lo planificado, para que el funcionamiento del mismo sea del cien por ciento durante el período de diseño.

BIBLIOGRAFÍA

1. Aguilar Ruiz, Pedro. Apuntes sobre el curso de ingeniería sanitaria 1. Trabajo de graduación de Ingeniero Civil, Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala. 196 pág. Facultad de Ingeniería, 2007.
2. Gómez Sagastume, Freddy Paolo. Diseño del sistema de agua potable para la aldea La Catocha y caserío El Poshte y diseño de muro de contención para la escuela oficial rural mixta caserío El Poshte, municipio de Chiquimula, departamento de Chiquimula. Trabajo de graduación de Ingeniero Civil, Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 174 pág. 2007.
3. **INFOM. Guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales.** Guatemala 2007.
4. Juárez Mérida, Ana Lucía. Diseño del sistema de alcantarillado sanitario para la aldea San Rafael El Arado y Del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Las Flores, municipio de Sumpango, Sacatepéquez. Trabajo de graduación de Ingeniero Civil, Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 183 pág. 2007.
5. UNEPAR. Normas de diseño de abastecimiento de agua potable en zonas rurales, Guatemala 1991.

ANEXOS

ANEXO 1. CÁLCULO HIDRÁULICO PARA EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CASERÍO EL MAGUEYAL, ALDEA XORORAGUA, MUNICIPIO CHIQUIMULA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

DATOS PARA EL DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCIÓN DEL CASERÍO EL MAGUEYAL (UNEPAR)

Población Actual del lugar (Po) =	305	habitantes
Período de diseño estimado (t) =	20	años
Tasa de crecimiento poblacional (R%) =	2,50%	
Población futuro de diseño (Pf) =	500	habitantes
Q aforo =	1,11	l/s
Dotación =	90	l/hab/día
Factor de día máximo (FDM) =	1,4	
Factor de hora máximo (FHM) =	2	
Caudal medio (Qm) =	0,52	l/s
Caudal de día max. (QdMax) =	0,73	l/s
Caudal de hora max. (QhMax) =	1,04	l/s

HI = Cota Salida - Cota llegada

Recomendado 80% de 112 m.c.a. para PVC 160 PSI
MÁXIMA PRESIÓN ESTÁTICA = 87 m.c.a.
 80% de 112 m.c.a. = 90 m.c.a.
 Altura máxima disponible (Hf) = 47 m.c.a.

Desde	Hasta	Descripción	Distancia desde E(n-1) a E(n)	Distancia Horizontal	Distancia Acumulada	Diferencia de nivel	Cota	No. De viviendas	Caudal (Q) l/s	Diametro Interno del tubo	Diametro nominal del tubo	Presion de trabajo	Perdida de carga (m)	Perdida Acumulada (m/s)	Cota del terreno		Presion Dinamica (m)	Presion Estatica (m)	
															Desde	Hasta			
E-0	E-0	Captación			0		863,00									COTA	863,00		
E-A	E-B	L. cond.	209,84	209,84	209,84	26,02	836,98		0,73	1,532	1,1/4	PVC 160	2,507	2,507		863,00	860,49	23,51	26,02
E-B	E-C	L. cond.	250,12	250,12	459,96	13,31	823,67		0,73	1,532	1,1/4	PVC 160	2,988	5,495		836,98	823,67	33,84	39,33
E-C	E-D	L. cond.	284,40	284,40	744,36	-11,20	834,87		0,73	1,192	1	PVC 160	11,532	17,027		823,67	834,87	11,10	28,13
E-D	E-E	L. cond.	75,23	75,23	819,59	1,70	833,17		0,73	1,192	1	PVC 160	3,050	20,077		834,87	833,17	9,75	29,83
E-E	E-F	L. cond.	428,59	428,59	1248,18	17,17	816,00		0,73	1,192	1	PVC 160	17,379	37,456		833,17	816,00	9,54	47,00
TA	TB	Red. Dist.	377,57	377,57	377,57	32,70	783,30	35	1,04	1,532	1,1/4	PVC 160	8,688	8,688		816,00	783,30	24,01	32,70
TB	TC	Red. Dist.	105,80	105,80	483,36	-0,79	784,09	5	0,40	0,926	3/4	PVC 250	4,816	13,504		807,31	802,50	18,41	31,91
TB	TD	Red. Dist.	99,24	99,24	582,60	15,99	767,31	14	0,76	0,926	3/4	PVC 250	14,829	28,333		807,31	792,48	25,17	48,69
TA	TE	Red. Dist.	252,45	252,45	835,05	32,93	783,07	14	0,72	1,192	1	PVC 160	9,978	38,311		816,00	806,02	22,95	32,93
								68											

ANEXO 2. CÁLCULO HIDRÁULICO PARA LA AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LA CABECERA MUNICIPAL DE CHIQUIMULA

DATOS PARA EL DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCIÓN

Área de la sección transversal del flujo =	0,397	m ²
Perímetro Mojado =	3,545	m
Radio Hidráulico =	0,112	m
Pendiente del cause =	0,057	m/m
Coefficiente de rugosidad para corrientes naturales rugosas en terreno rocoso de montaña 0,05-0,08	0,05	Tabla SM. Woodward and C.J.
Caudal del río Q (m ³ /s) =	0,4405	m ³ /s
Caudal del río en l/s =	440,5	l/s
Porcentaje a captar =	10%	%
Caudal de diseño (Q _{dis}) =	44,05	l/s

H_i = Cota Salida - Cota llegada

FÓRMULA DE MANNING PARA ESTIMACIÓN DE CAUDAL EN CAUSES LIBRES:

$$Q (l/s) = \frac{1}{n} * (A * R^{2/3} * S^{1/2})$$

Q = Caudal en m³/s

A = Área de la sección transversal del flujo

R = Radio hidráulico (área/perímetro mojado (m))

S = Pendiente (adimensional)

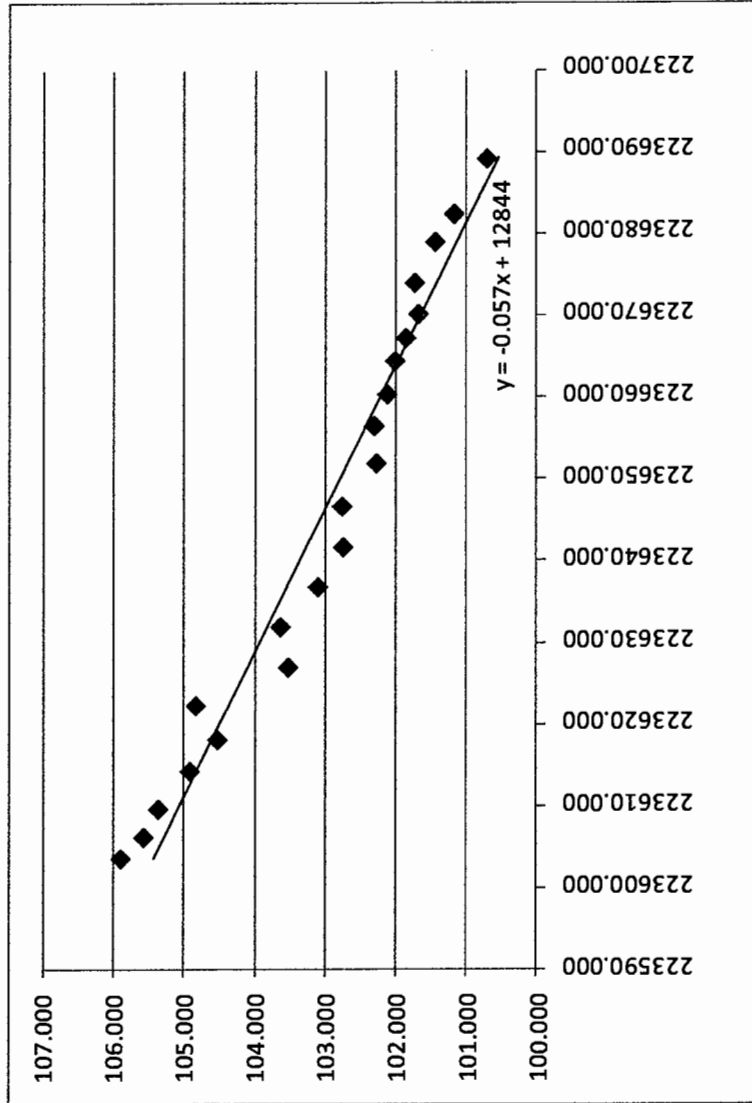
n = Coeficiente de rugosidad de Manning

Altura máxima disponible (H_f) = 17,11 m

Desde	Hasta	Descripción	Distancia desde E(n-1) a E(n)	Distancia Horizontal	Distancia Acumulada	Diferencia de nivel	Cota	No. De viviendas	Caudal (Q l/s)	Díametro interno del tubo	Presión de trabajo	Perdida de carga (m)	Perdida acumulada	Velocidad (m/s)	Cota del terreno		Presión Dinámica (m)	Presión Estática (m)	
															Desde	Hasta			
	E-0	Captación			0		103,32									COTA	103,32		
0+000	0+148,80	L. cond.	148,80	148,80	148,80	2,30	101,02		44,05	10,088	PVC 125	0,364	0,364	0,85	103,32	101,02	102,96	1,94	2,30
0+148,80	0+215,00	L. cond.	66,20	66,20	215,00	2,46	98,56		44,05	8,095	PVC 125	0,473	0,837	1,33	101,02	98,56	102,48	3,92	4,76
0+215,00	0+225,00	Desaren	10,00	10,00	225,00	1,94	96,62										96,62		
0+225,00	0+343,83	L. cond.	118,83	118,83	343,83	5,28	93,28		44,05	8,095	PVC 125	0,849	1,686	1,33	96,62	93,28	95,77	2,49	3,34
0+343,83	0+490,92	L. cond.	147,09	147,09	490,92	1,24	92,04		44,05	8,095	PVC 125	1,051	2,737	1,33	93,28	92,04	94,72	2,68	4,58
0+490,92	0+919,66	L. cond.	428,74	428,74	919,66	5,83	86,21		44,05	8,095	PVC 125	3,064	5,801	1,33	92,04	86,21	91,66	5,45	10,41
			919,66																

ANEXO 3. EJE CENTRAL RÍO TACÓ - ANALISIS DE PENDIENTE

EJE CENTRAL RÍO TACÓ		
ESTACIÓN	x	cota
E10	223 603,678	105,890
E9	223 606,291	105,569
E8	223 609,722	105,355
E7	223 614,352	104,912
E6	223 618,196	104,519
E5	223 622,363	104,825
E4	223 627,025	103,523
E3	223 631,980	103,624
E2	223 636,864	103,099
E1	223 641,726	102,740
E0	223 646,712	102,757
AB1	223 651,936	102,270
AB2	223 656,537	102,303
AB3	223 660,376	102,118
AB4	223 664,461	102,010
AB5	223 667,276	101,857
AB6	223 670,213	101,681
AB7	223 674,053	101,729
AB8	223 679,009	101,448
AB9	223 682,418	101,178
AB10	223 689,152	100,719



ANEXO 4

TABLA XVII. DENSIDAD Y VISCOSIDAD DEL AGUA

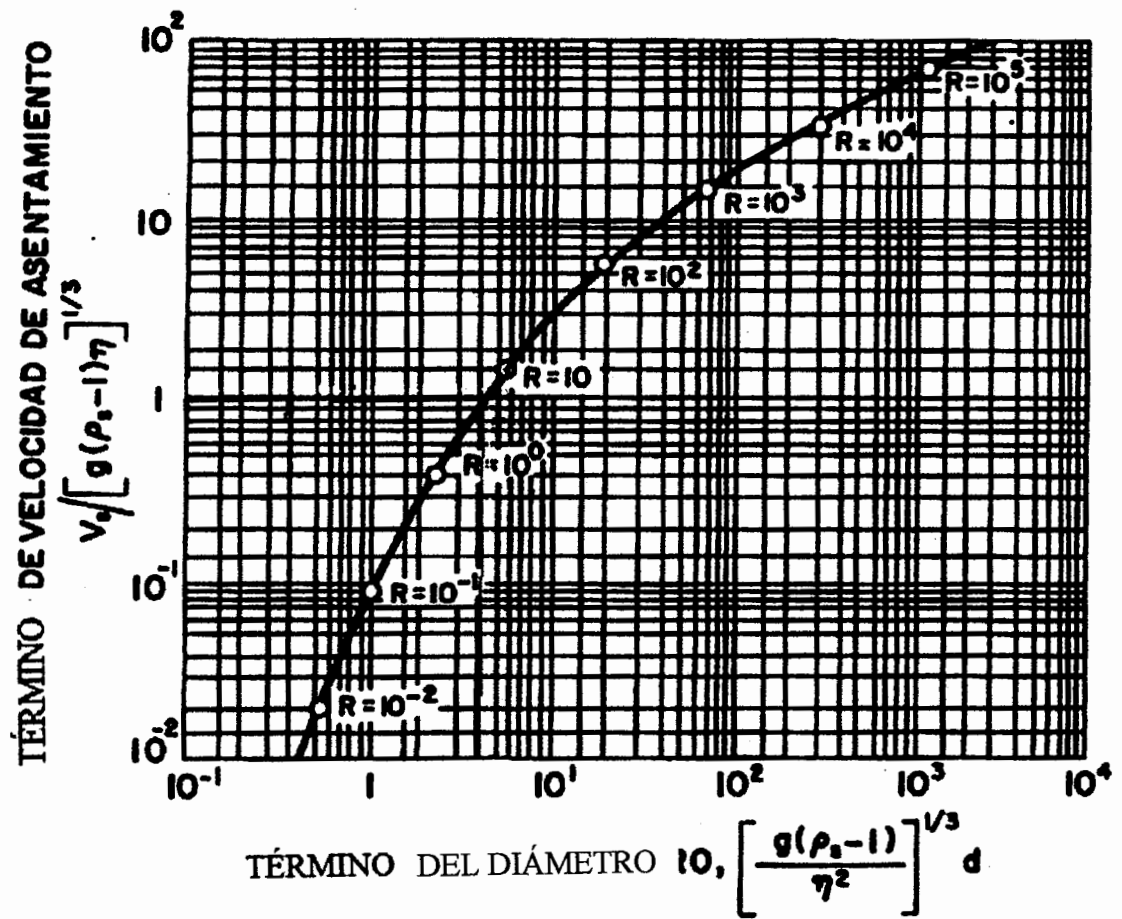
Calculadas de las tablas "International Critical"

Temperatura °C	Densidad (gr / cm ³)	Viscosidad Cinemática
0	0,99987	1,79230
1	0,99993	1,73210
2	0,99997	1,67410
3	0,99999	1,61930
4	1,00000	1,56760
5	0,99999	1,51880
6	0,99997	1,47260
7	0,99993	1,42880
8	0,99988	1,38740
9	0,99981	1,34790
10	0,99973	1,31010
11	0,99963	1,27400
12	0,99952	1,23960
13	0,99940	1,20680
14	0,99927	1,17560
15	0,99913	1,14570
16	0,99897	1,11680
17	0,99880	1,08880
18	0,99862	1,06180
19	0,99843	1,03560
20	0,99823	1,01050
21	0,99802	0,98630
22	0,99780	0,96290
23	0,99757	0,94030
24	0,99733	0,91860
25	0,99707	0,89750
26	0,99681	0,87740
27	0,99654	0,85810
28	0,99626	0,83940
29	0,99597	0,82140
30	0,99568	0,80390
31	0,99537	0,78700
32	0,99505	0,77080
33	0,99473	0,75510
34	0,99440	0,73980
35	0,99406	0,72510
36	0,99371	0,71090
37	0,99336	0,69710
38	0,99299	0,68390
39	0,99262	0,67110

Fuente: Tratamiento de Aguas Residuales, G. Rivas Mijares, 1978

ANEXO 5

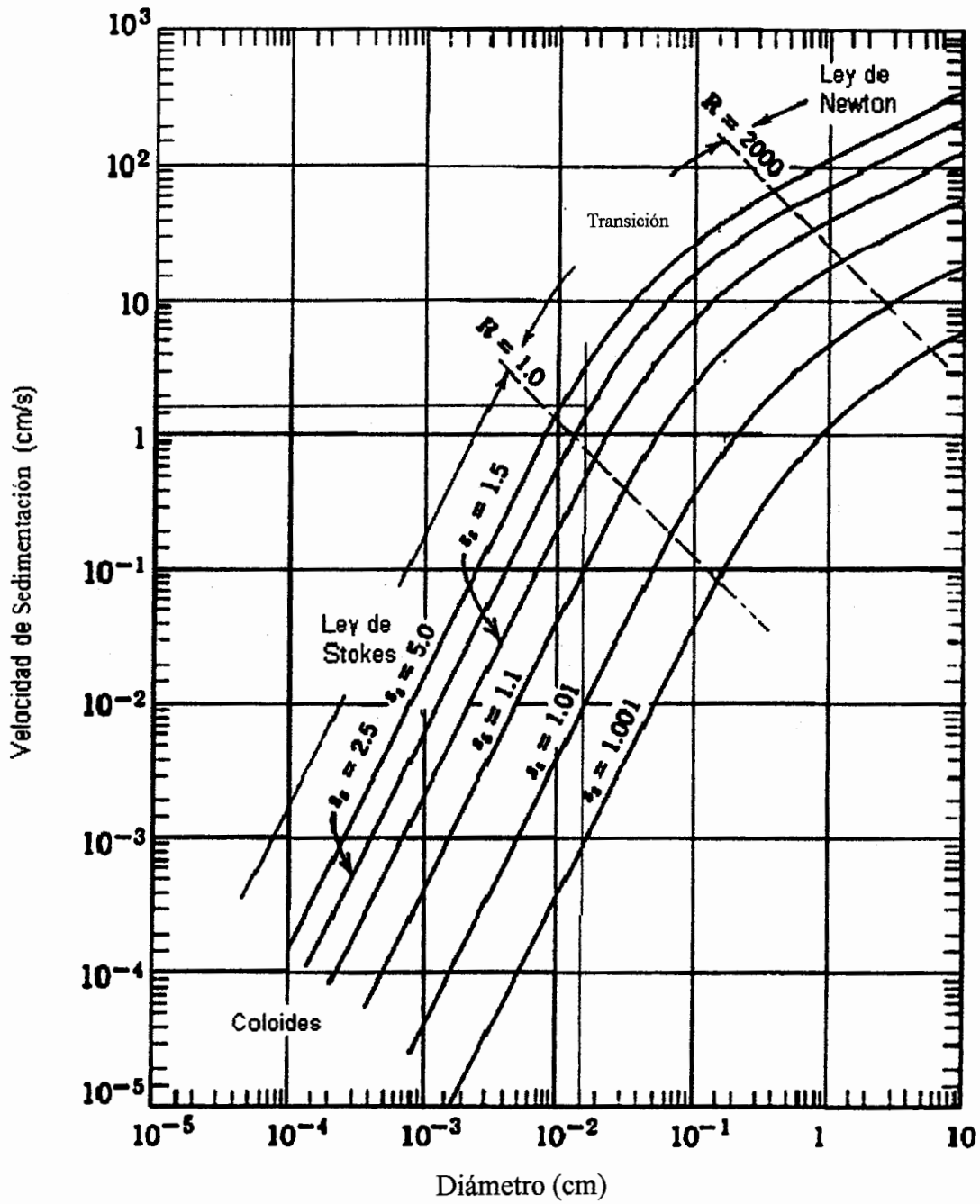
GRÁFICA No.1 Valores de sedimentación



Fuente: G. Rivas Mieres. Tratamiento de Aguas Residuales. 1978

ANEXO 6

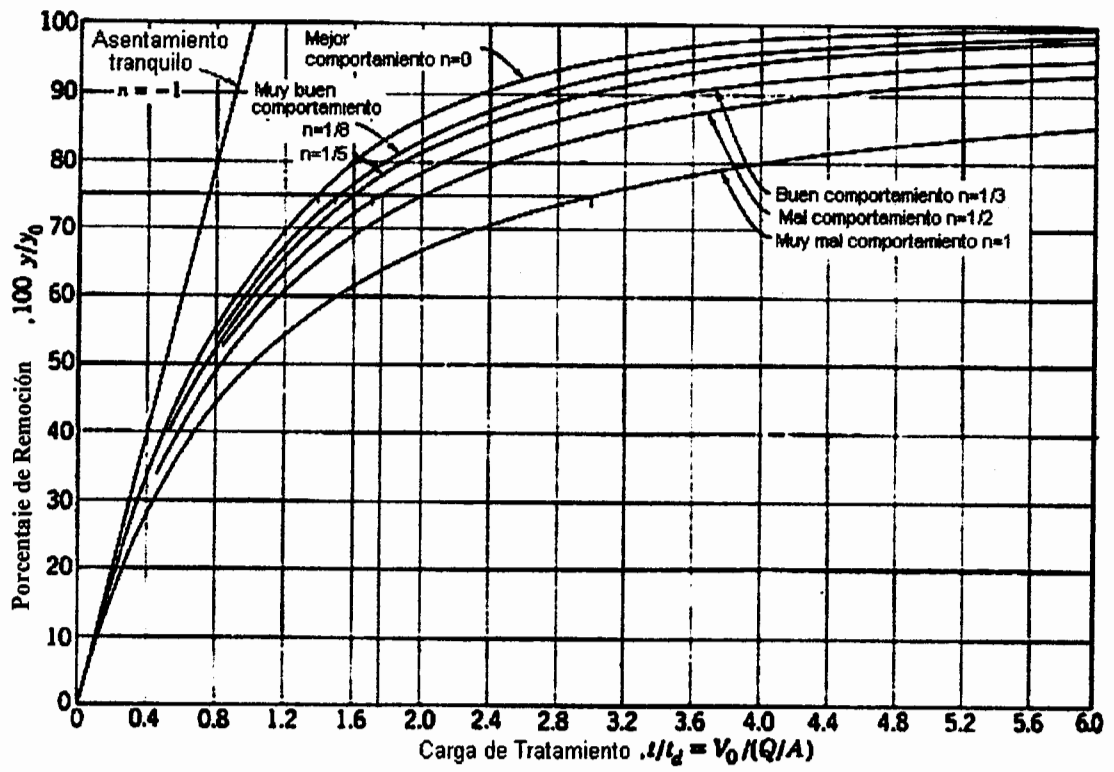
GRÁFICA No.2 Velocidad de sedimentación



Fuente G. Fair, J. Geyer, D. Okum, Water Purification and Wastewater Treatment and Disposal.

ANEXO 7

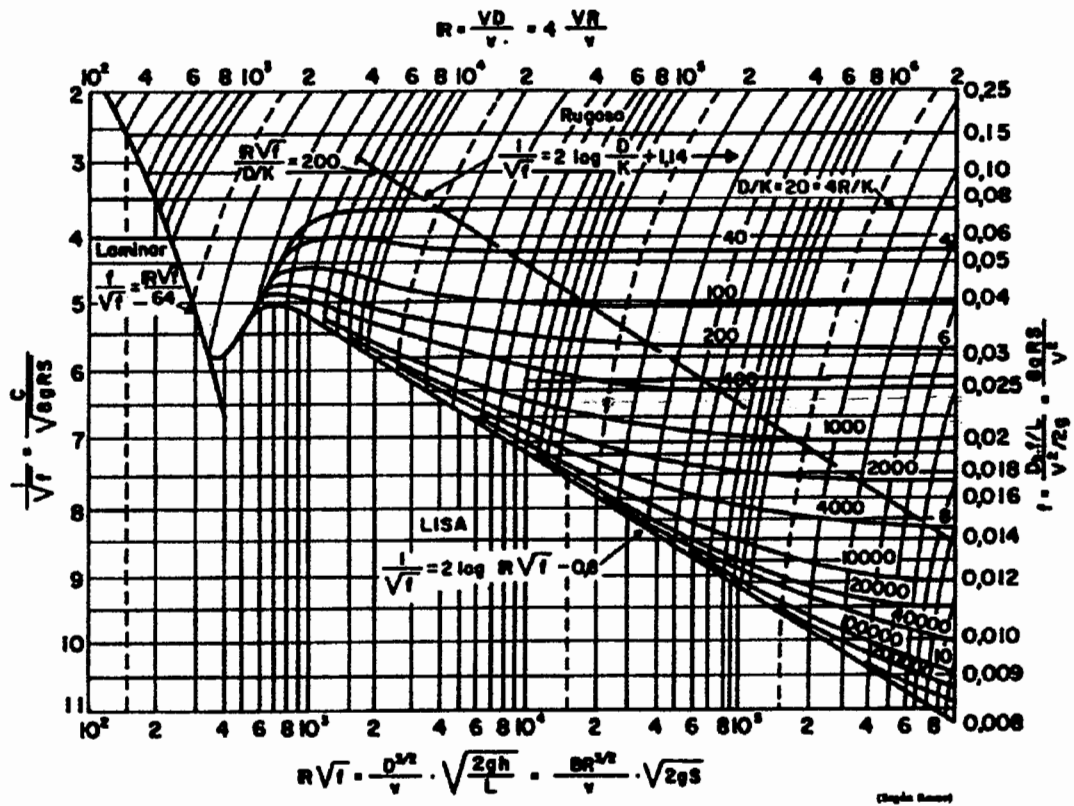
GRÁFICA No.3 Curvas de comportamiento



Fuente: G. Rivas Miires, Tratamiento de Aguas Residuales, 1978

ANEXO 8

GRÁFICA No.4 Resistencia para corrientes



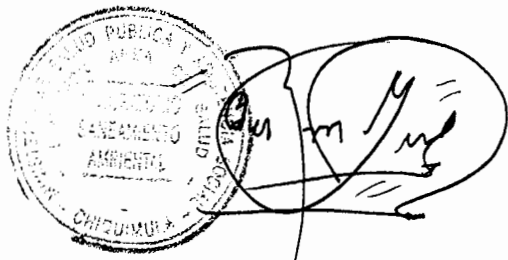
Fuente G. Rivas Mijares, Tratamiento de Aguas Residuales, 1978



MINISTERIO DE SALUD PÚBLICA Y ASISTENCIA SOCIAL
DIRECCIÓN DE AREA DE SALUD DE CHIQUIMULA
LABORATORIO SANEAMIENTO AMBIENTAL
8°. Av. 1-66 Zona 1. Chiquimula
TELEFAX: 7942-0013, 7942-2507, 7942-4702 y 703
CORREO ELECTRÓNICO: daschiquimula@inteln.net.gt

RESULTADO DEL ANÁLISIS BACTERIOLÓGICO A 100 ML DE AGUA.

REGISTRO: 7192 Y 7193 No. DE MUESTRA: 001 Y 002-2009.
COMUNIDAD: CASERIO EL MAGUEYAL, ALDEA CHORORAGUÀ
MUNICIPIO: CHIQUIMULA
TIPO DE ACUEDUCTO: POR GRAVEDAD
TIPO DE SERVICIO: DOMICILIAR
NOMBRE Y TIPO DE FUENTE: NACIMIENTO
UBICACIÓN DE LA FUENTE: EN LA MISMA COMUNIDAD, CERRO EL ROBLAR
SITIO DE CAPTACIÓN: EN CAPTACIÓN DEL NACIMIENTO
LECTURA DE GPS : 16P 0221099, 1635037 (UTM)
FECHA DE CAPTACIÓN: 21-01-2010 HORA DE CAPTACIÓN: 9: 25 Y 9:27
SERVICIO DE SALUD: DIRECCIÓN AREA DE SALUD
FECHA DE SOLICITUD: 21-01-2010
RESPONSABLE: Br. EDER JUAN JOSÈ LÒPEZ CAAL
CARGO: EPS INGENIERIA CIVIL USAC
FECHA ANÁLISIS: 22-01-2010
METODOLOGÍA : CALDO DE ENRIQUECIMIENTO SELECTIVO PARA DETECCIÓN DE COLIFORMES FECALES Y E. COLI
RESULTADOS: POSITIVO PARA COLIFORMES TOTALES Y E. COLI COLIFORMES FECALES
COMENTARIOS: AGUA NO APTA PARA CONSUMO HUMANO SEGÚN LA NORMA COGUANOR NGO 29001 (COMISION GUATEMALTECA DE NORMAS) Y EL MSPAS.



PROF. FERNANDO RUANO GUERRA
ANALISTA



MINISTERIO DE SALUD PÚBLICA Y ASISTENCIA SOCIAL
DIRECCIÓN DE AREA DE SALUD DE CHIQUIMULA
LABORATORIO SANEAMIENTO AMBIENTAL
8ª. Av. 1-66 Zona 1. Chiquimula

TELEFAX: 7942-0013, 7942-2507, 7942-4702 y 703
CORREO ELECTRÓNICO: daschiquimula@inteln.net.gt

RESULTADO DEL ANÁLISIS BACTERIOLÓGICO A 100 ML DE AGUA.

REGISTRO: 7186 No. DE MUESTRA: 001-2009.

COMUNIDAD: AREA URBANA, COLONIA EL MOLINO

MUNICIPIO: CHIQUIMULA

TIPO DE ACUEDUCTO: POR GRAVEDAD (PROYECTO), AMPLIACIÓN DEL SISTEMA EN TUBERIA PARA CONDUCCIÓN.

TIPO DE SERVICIO: DOMICILIAR

NOMBRE Y TIPO DE FUENTE: QUEBRADA TACÒ ARRIBA

UBICACIÓN DE LA FUENTE: AREA DE EL SUNZO

SITIO DE CAPTACIÓN: EN LA QUEBRADA

LECTURA DE GPS : LATITUD 14° 47' 31.32'', LONGITUD 89° 34' 3.48''

FECHA DE CAPTACIÓN: 13-01-2010 HORA DE CAPTACIÓN: 10: 17

SERVICIO DE SALUD: CENTRO DE SALUD DE CHIQUIMULA

FECHA DE SOLICITUD: 13-01-2010

RESPONSABLE: Br. EDER JUAN JOSÈ LÒPEZ CAAL

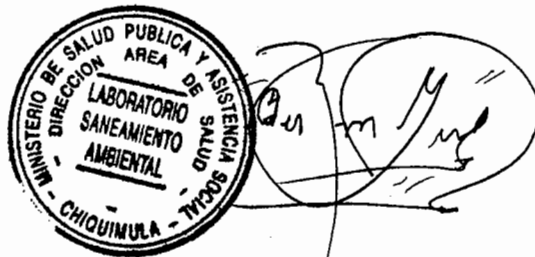
CARGO: EPS INGENIERIA CIVIL UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS

FECHA ANÁLISIS: 14-01-2010

METODOLOGÍA : MEMBRANAS FILTRANTES

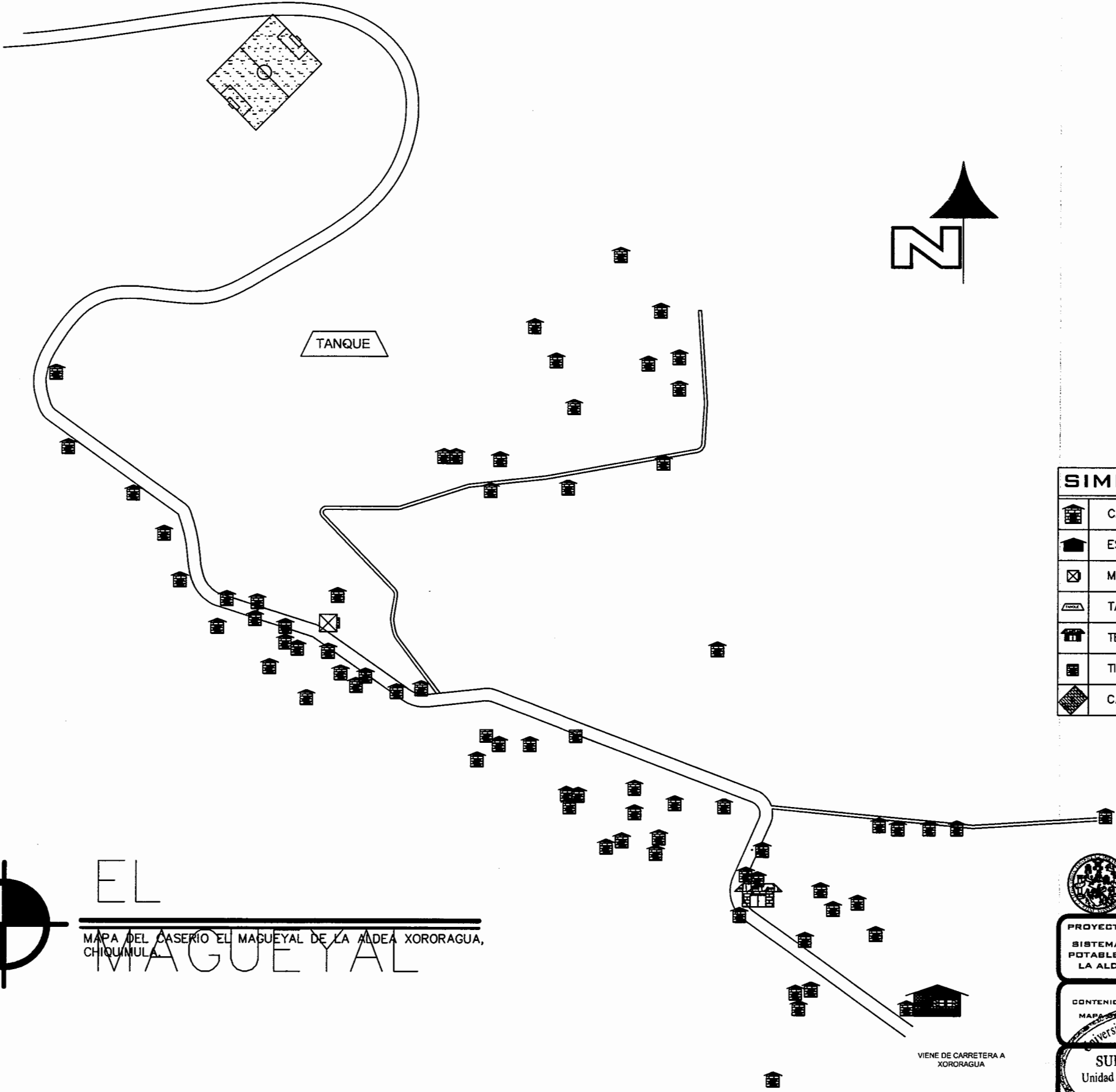
RESULTADOS: NO LE APARECEN COLONIAS DE BACTERIAS COLIFORMES FECALES

COMENTARIOS: AGUA APTA PARA CONSUMO HUMANO SEGÚN LA NORMA COGUANOR NGO 29001 (COMISION GUATEMALTECA DE NORMAS) Y EL MSPAS.



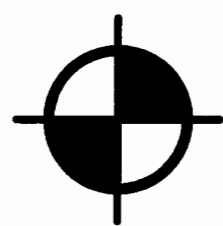
PROF. FERNANDO RUANO GUERRA
ANALISTA

PLANOS DE LOS PROYECTOS



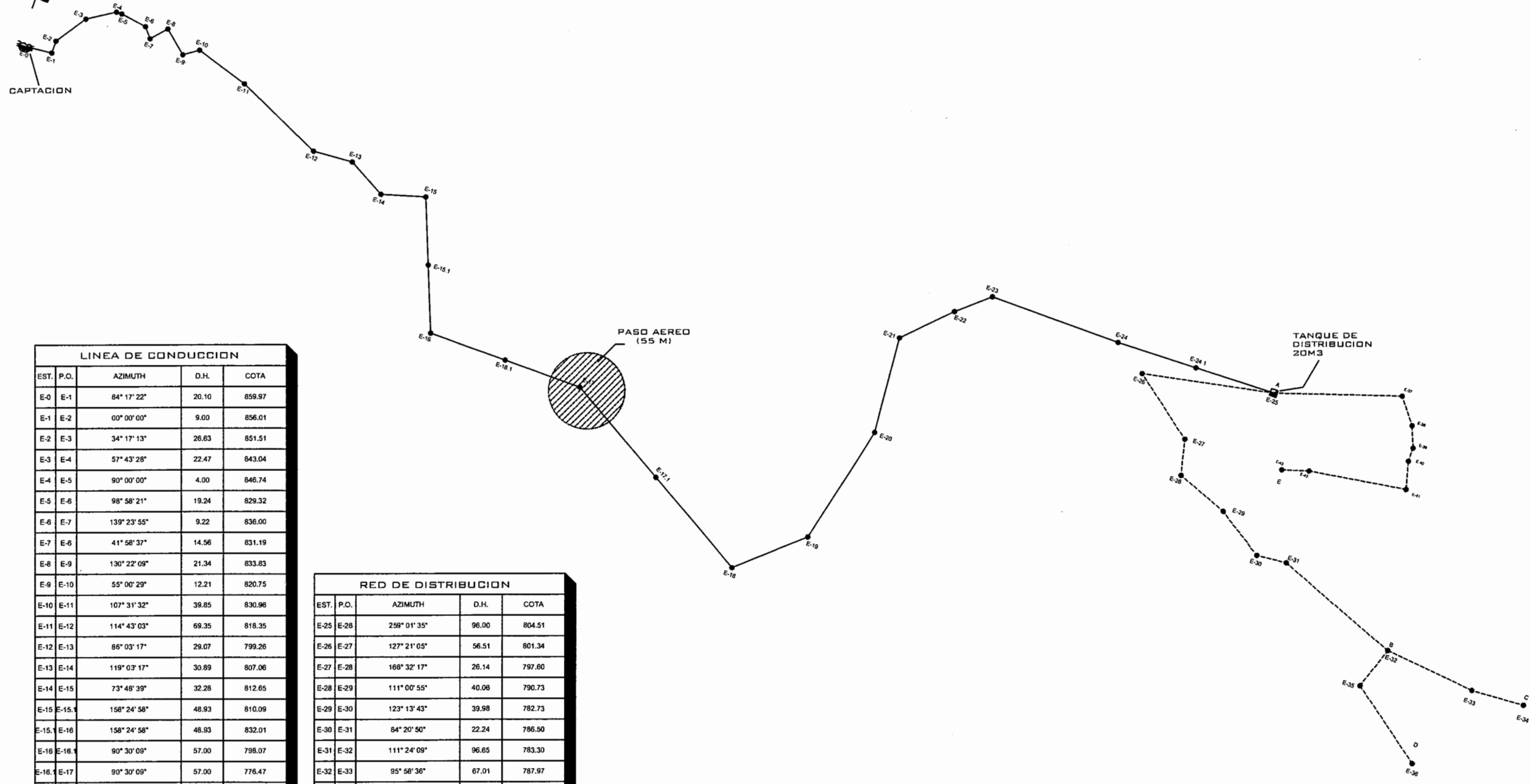
SIMBOLOGIA

	CASA (68)
	ESCUELA (1)
	MOLINO DE MOTOR(1)
	TANQUE DIST. A.P.(1)
	TEMPLO EVANGELIC(1)
	TIENDA (3)
	CAMPO DE FOOTBALL



EL
 MAPA DEL CASERIO EL MAGUEYAL DE LA ALDEA XORORAGUA,
 CHIQUIMULA

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CASERIO EL MAGUEYAL DE LA ALDEA XORORAGUA - CHIQUIMULA	DISEÑO: EDER LOPEZ
CONTENIDO: MAPA DEL CASERIO EL MAGUEYAL DE LA ALDEA XORORAGUA - CHIQUIMULA	REVISÓ: ING. JUAN MERCE COS
 SUPERVISOR (C) DE EPS Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS ING. SUPERVISOR DE E.P.S. Escalera	ESCALA: SIN ESCALA
	DIBUJO: EDER LOPEZ
	FECHA: ABRIL 2.010
	HOJA NO. 1 / 11



LINEA DE CONDUCCION				
EST.	P.O.	AZIMUTH	D.H.	COTA
E-0	E-1	84° 17' 22"	20.10	859.97
E-1	E-2	00° 00' 00"	9.00	856.01
E-2	E-3	34° 17' 13"	26.63	851.51
E-3	E-4	57° 43' 28"	22.47	843.04
E-4	E-5	90° 00' 00"	4.00	846.74
E-5	E-6	98° 58' 21"	19.24	829.32
E-6	E-7	139° 23' 55"	9.22	836.00
E-7	E-8	41° 58' 37"	14.56	831.19
E-8	E-9	130° 22' 09"	21.34	833.83
E-9	E-10	55° 00' 29"	12.21	820.75
E-10	E-11	107° 31' 32"	39.85	830.96
E-11	E-12	114° 43' 03"	69.35	816.35
E-12	E-13	86° 03' 17"	29.07	799.26
E-13	E-14	119° 03' 17"	30.89	807.06
E-14	E-15	73° 48' 39"	32.28	812.65
E-15	E-15.1	158° 24' 58"	48.93	810.09
E-15.1	E-16	158° 24' 58"	48.93	832.01
E-16	E-16.1	90° 30' 09"	57.00	798.07
E-16.1	E-17	90° 30' 09"	57.00	776.47
E-17	E-17.1	120° 19' 45"	85.15	798.33
E-17.1	E-18	120° 19' 45"	85.16	835.26
E-18	E-19	48° 26' 51"	58.80	830.99
E-19	E-20	12° 56' 47"	89.27	816.98
E-20	E-21	355° 06' 03"	70.26	822.98
E-21	E-22	45° 00' 00"	43.84	811.00
E-22	E-23	49° 11' 06"	29.07	804.23
E-23	E-24	90° 35' 49"	96.01	804.93
E-24	E-24.1	88° 32' 37"	58.02	814.50
E-24.1	E-25	88° 32' 37"	58.02	818.00

RED DE DISTRIBUCION				
EST.	P.O.	AZIMUTH	D.H.	COTA
E-25	E-26	259° 01' 35"	96.00	804.51
E-26	E-27	127° 21' 05"	56.51	801.34
E-27	E-28	168° 32' 17"	26.14	797.60
E-28	E-29	111° 00' 55"	40.08	790.73
E-29	E-30	123° 13' 43"	39.98	782.73
E-30	E-31	84° 20' 50"	22.24	786.50
E-31	E-32	111° 24' 09"	96.65	783.30
E-32	E-33	95° 58' 36"	67.01	787.97
E-33	E-34	86° 46' 06"	38.78	784.09
E-32	E-35	198° 11' 01"	32.05	784.22
E-35	E-36	127° 00' 32"	67.19	767.31
E-25	E-37	71° 56' 58"	92.81	787.28
E-37	E-38	142° 14' 16"	22.46	774.00
E-38	E-39	158° 07' 17"	16.14	774.00
E-39	E-40	180° 04' 36"	10.03	774.05
E-40	E-41	165° 13' 48"	20.36	773.36
E-41	E-42	261° 22' 40"	70.80	780.00
E-42	E-43	252° 54' 06"	19.85	783.07



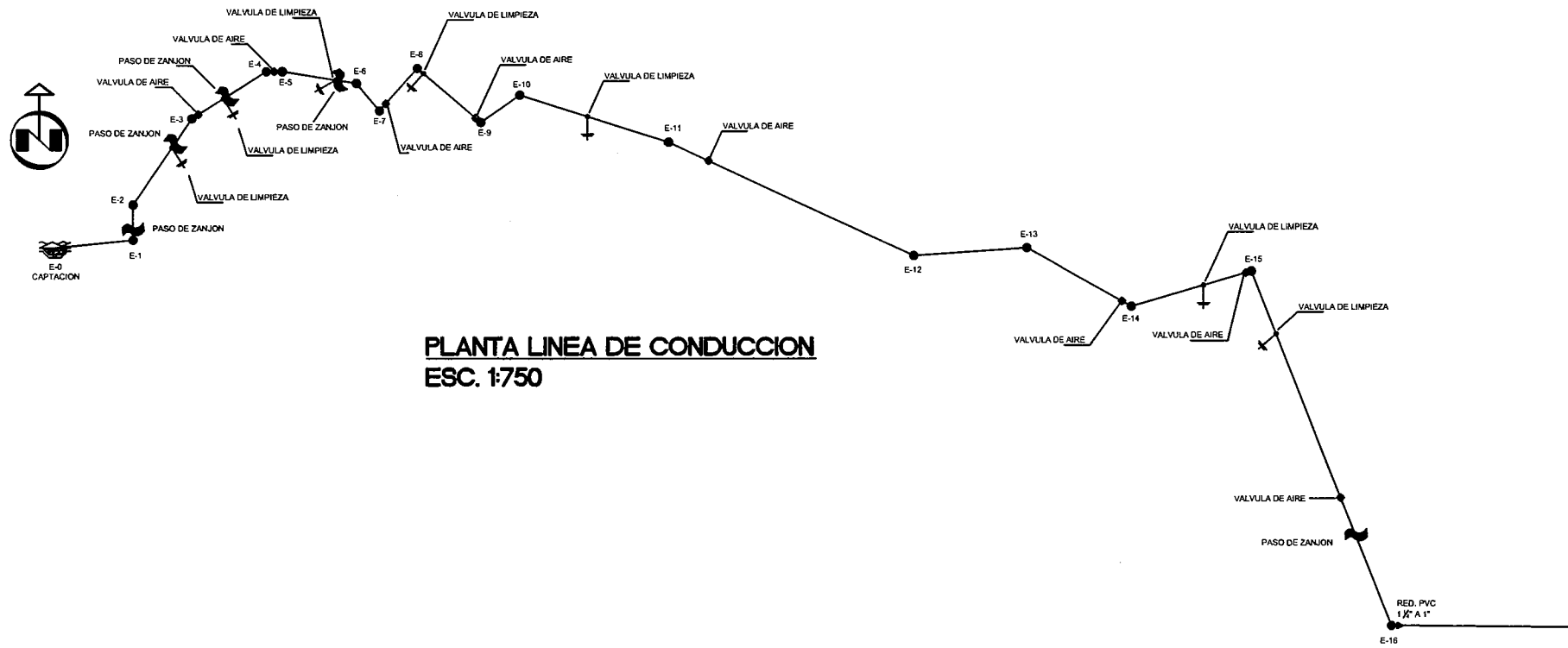
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:	DISEÑADO:
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CABERIO EL MAGUEYAL DE LA ALDEA XORORAGUA - CHIQUIMULA	EDER LOPEZ
CONTENIDO:	REVISADO:
	ING. JUAN HERCIBO
	ESCALA:
	1:1 500
	DISEÑADO:
	EDER LOPEZ
	FECHA:
	3.010
	UNIDAD:
	2
	11

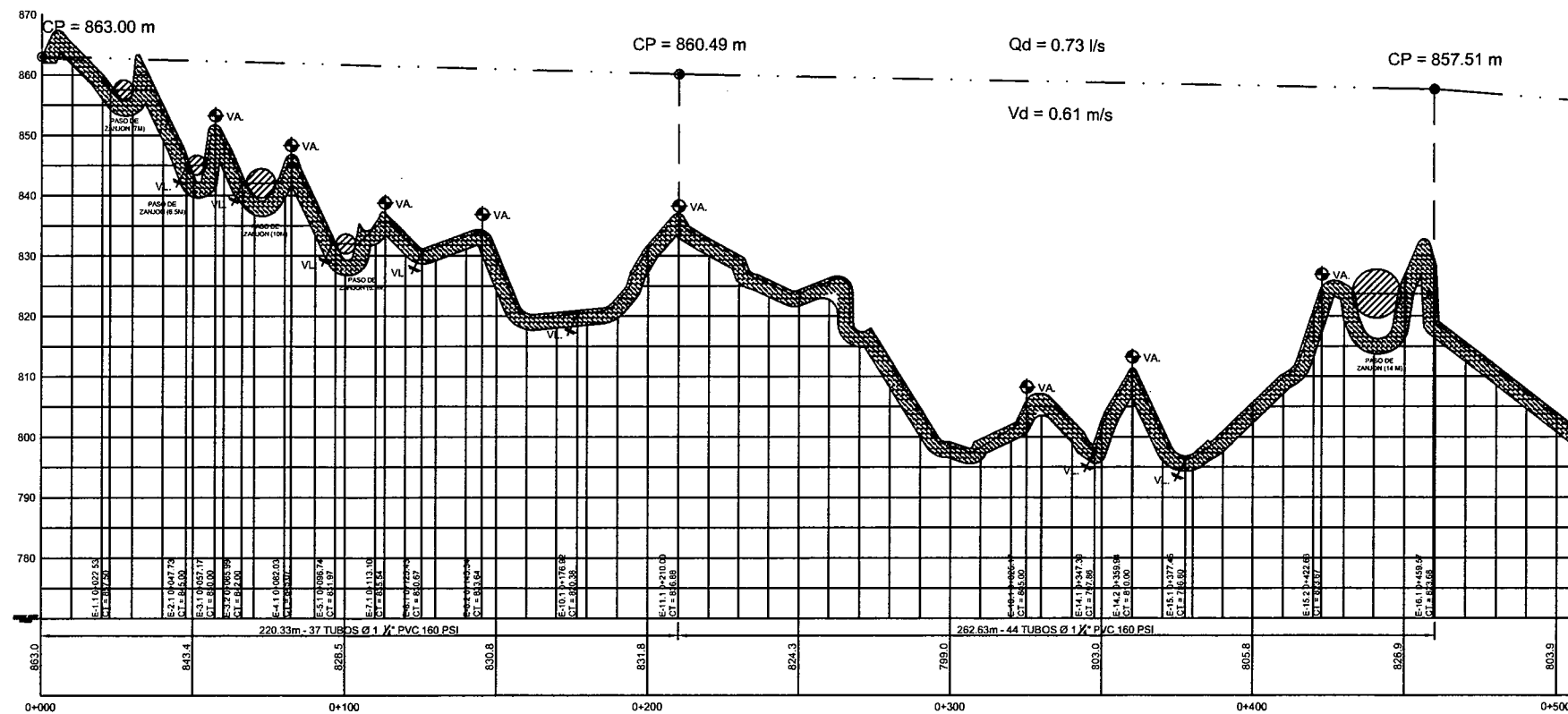


Supervisor de E.P.S.



PLANTA LINEA DE CONDUCCION
ESC. 1:750

SIMBOLOGIA	
	CAPTACION
	REDUCTOR PVC
	TANQUE DE DISTRIBUCION
	VALVULA DE AIRE
	VALVULA DE LIMPIEZA
	ZANJON
	LINEA DE CONDUCCION
	LINEA PIEZOMETRICA
	ESTACION
	PASO AEREO
CP	COTA PIEZOMETRICA
CT	COTA DE TERRENO
Qd	CAUDAL DE DISEÑO
Vd	VELOCIDAD DE DISEÑO

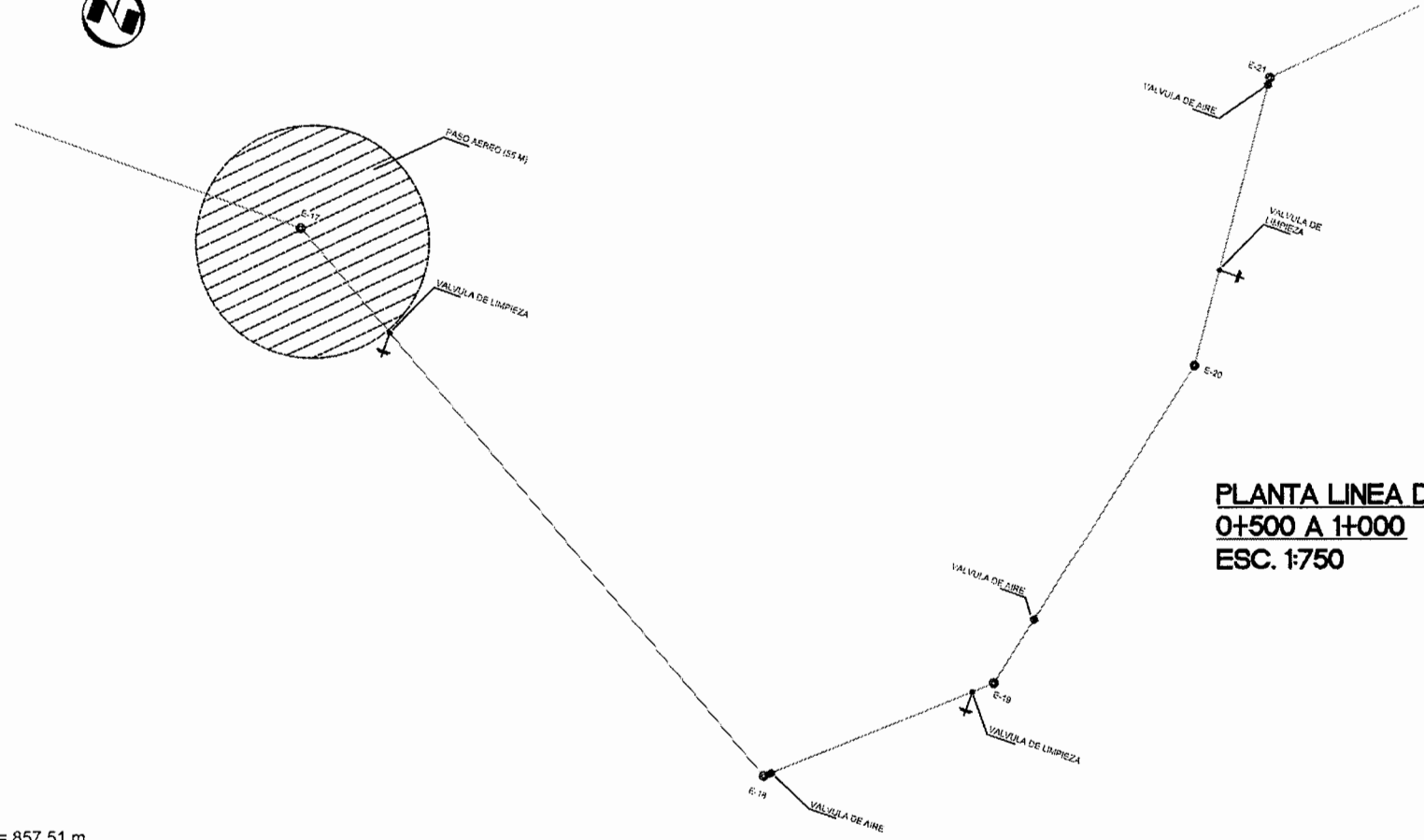


PERFIL LINEA DE CONDUCCION
ESCALA H 1:1000 - ESCALA VERTICAL 1:500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

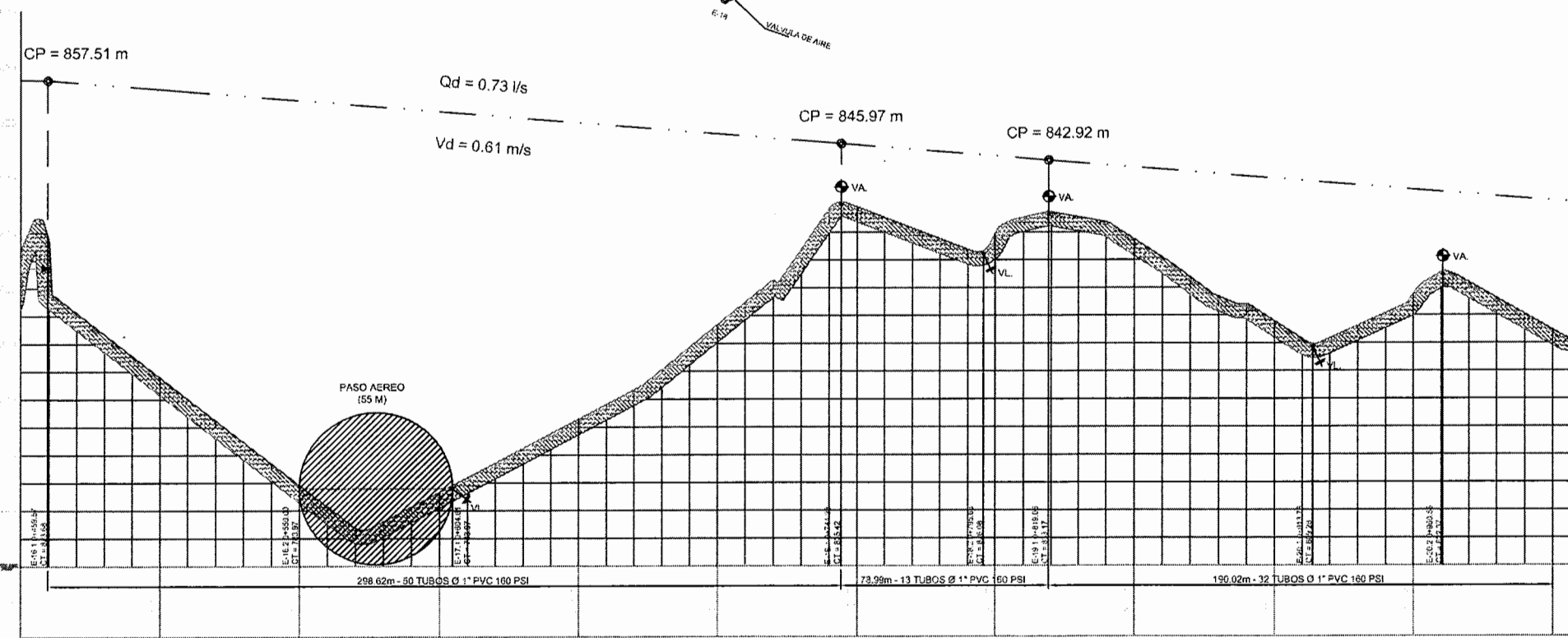
PROYECTO:	DISEÑO:
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CABERÍO EL Maguey de LA ALDEA XORRAGUÁ - CHIQUIMULA	EDER LOPEZ
CONTENIDO:	REVISÓ:
PLANTA - PERFIL DE LA LINEA DE CONDUCCION DE	ING. JUAN HEREDIA
	ESCALA:
	INDICADA
	DIRUJO:
	EDER LOPEZ
	FECHA:
	ABRIL 2010
	HOJA:
	3 / 11

SUPERVISOR (A) DE EPS
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y E
 ING. SUPERVISOR DE E.P.S.
 Facultad de Ingeniería



PLANTA LINEA DE CONDUCCION
0+500 A 1+000
ESC. 1:750

SIMBOLOGIA	
	CAPTACION
	REDUCTOR PVC
	TANQUE DE DISTRIBUCION
	VALVULA DE AIRE
	VALVULA DE LIMPIEZA
	ZANJON
	LINEA DE CONDUCCION
	LINEA PIEZOMETRICA
	ESTACION
	PASO AEREO
CP	COTA PIEZOMETRICA
CT	COTA DE TERRENO
Qd	CAUDAL DE DISEÑO
Vd	VELOCIDAD DE DISEÑO

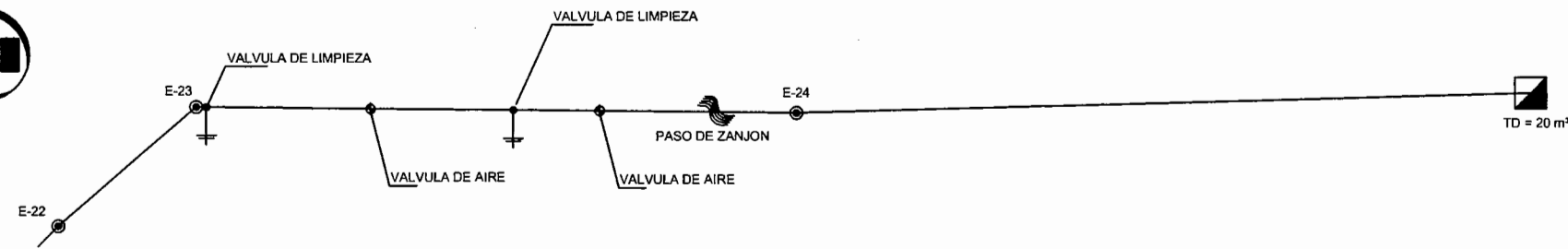


PERFIL LINEA DE CONDUCCION 0+500 A 1+000
ESCALA H 1:1000 - ESCALA VERTICAL 1:500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

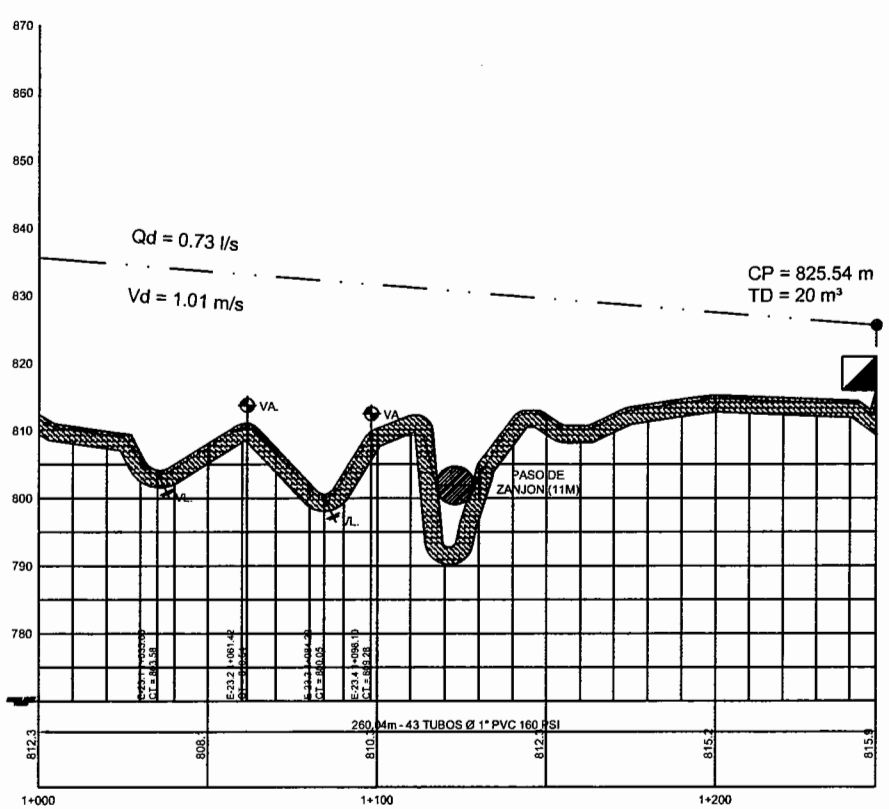
PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CASERIO EL MAGUEYAL DE LA ALDEA XORORAGUA - CHIQUIMULA	DISEÑO: EDER LOPEZ
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL DE LINEA DE CONDUCCION DE AGUA POTABLE	REVISO: ING. JUAN HEREDIA GONZALEZ
	ESCALA: INDICADA
	DIBUJO: EDER LOPEZ
	FECHA: ABRIL 2010
 SUPERVISOR (A) DE EPS Ing. Juan Heredia Gonzalez de Ingenieria y EP	HOL. No. 4 11

Facultad de Ingenieria



PLANTA LINEA DE CONDUCCION
1+000 A 1+247.67
ESC. 1:500

SIMBOLOGIA	
	CAPTACION
	REDUCTOR PVC
	TANQUE DE DISTRIBUCION
	VALVULA DE AIRE
	VALVULA DE LIMPIEZA
	ZANJON
	LINEA DE CONDUCCION
	LINEA PIEZOMETRICA
	ESTACION
	PASO AEREO
	COTA PIEZOMETRICA
	COTA DE TERRENO
	CAUDAL DE DISEÑO
	VELOCIDAD DE DISEÑO

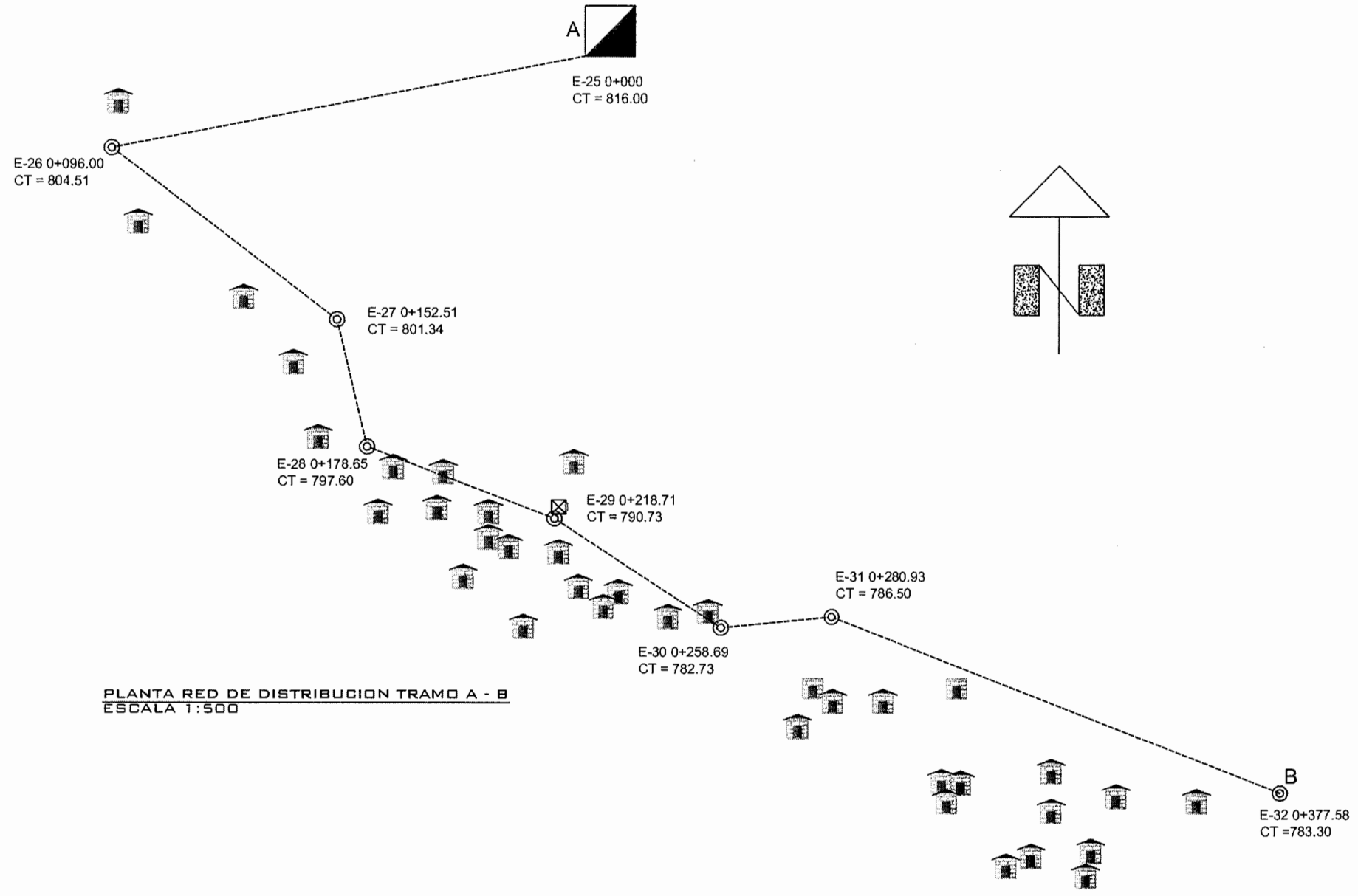


PERFIL LINEA DE CONDUCCION
ESCALA H 1:1000 - ESCALA VERTICAL 1:500

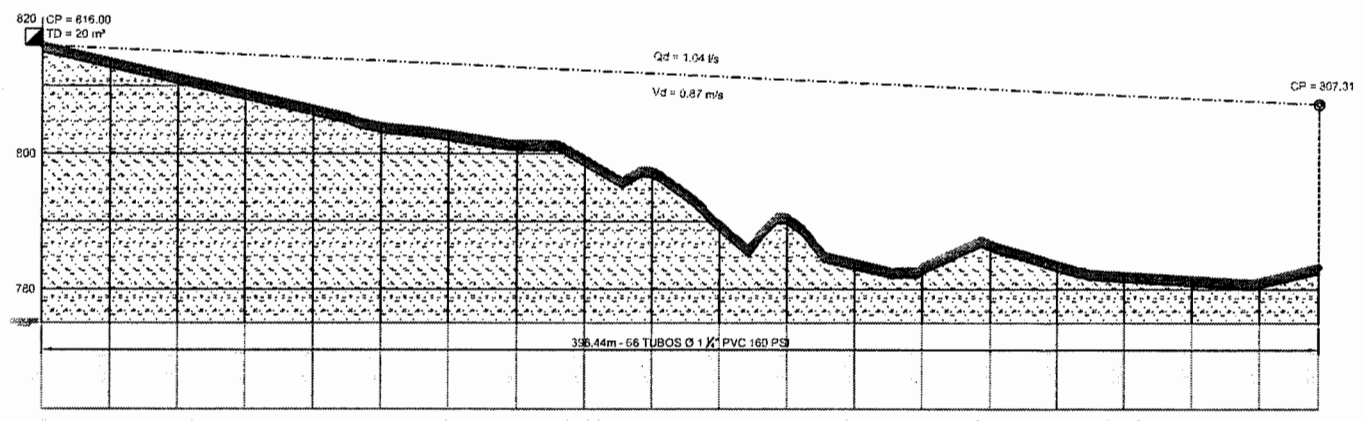
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CABERÍO EL MAGUEYAL DE LA ALDEA XORORAGUÁ - CHIQUIMULA	DISEÑO: EDER LOPEZ
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL DE LINEA DE CONDUCCION DE AGUA POTABLE	REVISÓ: ING. JUAN MERCE COR
	EGGAL: INDICADA
	DIBUJÓ: EDER LOPEZ
	FECHA: 11

SUPERVISOR (A) DE EJERCICIO PROFESIONAL
 Eder Lopez
 EPS



PLANTA RED DE DISTRIBUCION TRAMO A - B
ESCALA 1:500



PERFIL TRAMO A - B
ESCALA HORIZONTAL 1:1000, ESCALA VERTICAL 1:500

SIMBOLOGIA	
	CAPTACION
	REDUCTOR PVC
	TANQUE DE DISTRIBUCION
	VALVULA DE AIRE
	VALVULA DE LIMPIEZA
	ZANJON
	RED DE DISTRIBUCION
	LINEA PIEZOMETRICA
	ESTACION
	PASO AEREO
	CP
	CT
	Qd
	CASA
	ESCUELA
	MOLINO DE MOTOR
	TANQUE DE DIST. A.P.
	TEMPLO EVANGELICO
	TIENDA
	CAMPO DE FOOTBALL

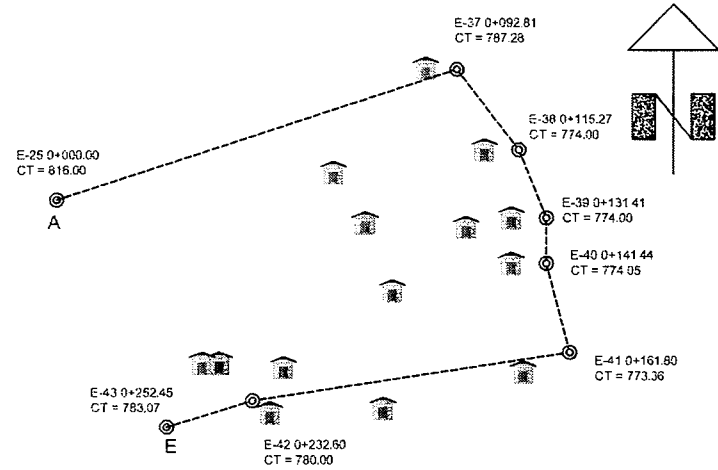
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CASERIO EL MAGUEYAL DE LA ALDEA XORORAGUA - CHIQUIMULA

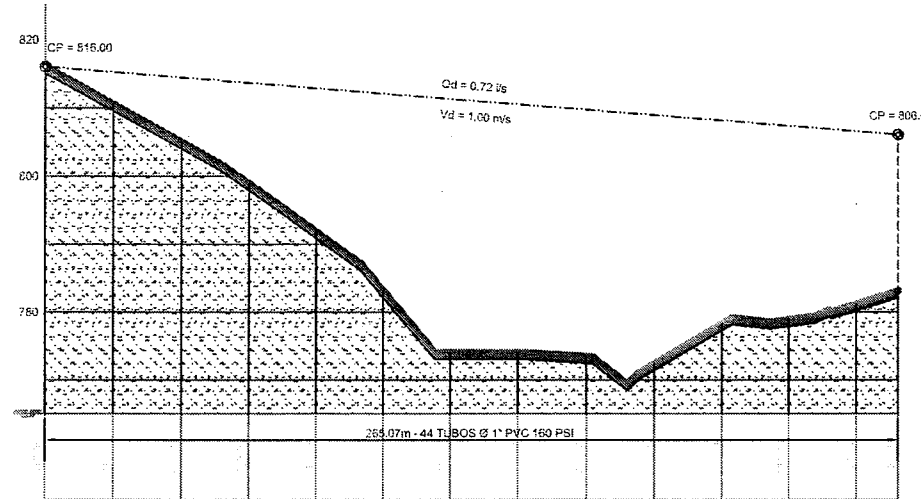
CONTENIDO:
PLANTA - PERFIL DE RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE

DISEÑO: EDER LOPEZ
REVISO: ING. JUAN HERRERA
ESCALA: INDICADA
DIBUJO: EDER LOPEZ
FECHA: ABRIL 2010
HOJA NO. 6 / 11

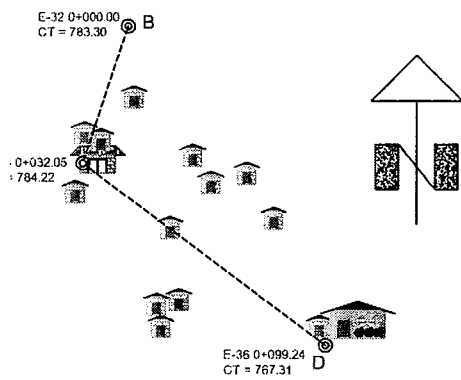
SUPERVISOR (A) DE ERS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS



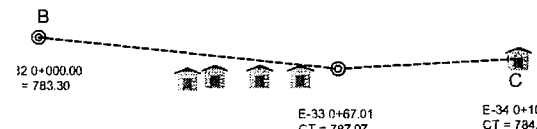
PLANTA RED DE DISTRIBUCION TRAMO A-E
ESCALA 1:750



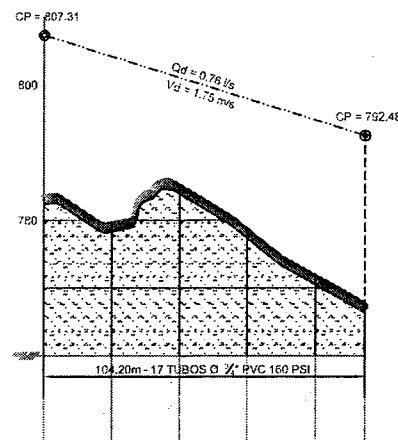
PERFIL TRAMO A - E
ESCALA HORIZONTAL 1:1000
ESCALA VERTICAL 1:500



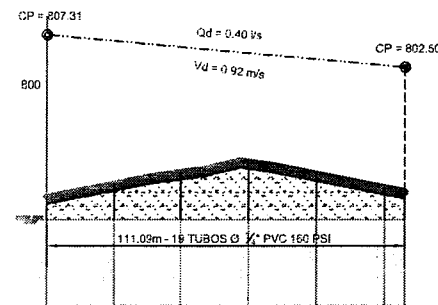
PLANTA RED DE DISTRIBUCION TRAMO B-D
ESCALA 1:750



PLANTA RED DE DISTRIBUCION TRAMO B-C
ESCALA 1:750



PERFIL TRAMO B - D
ESCALA HORIZONTAL 1:1000
ESCALA VERTICAL 1:500



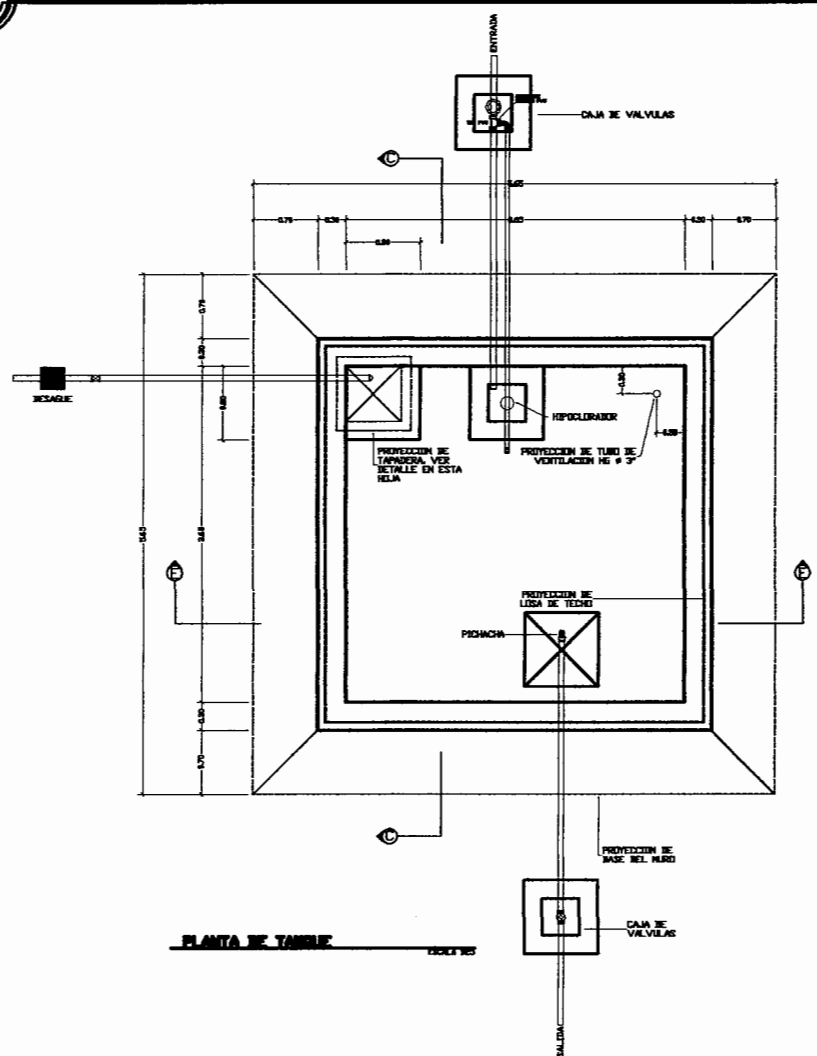
PERFIL TRAMO B - C
ESCALA HORIZONTAL 1:1000

SIMBOLOGIA	
	CAPTACION
	REDUCTOR PVC
	TANQUE DE DISTRIBUCION
	VALVULA DE AIRE
	VALVULA DE LIMPIEZA
	ZANJON
	RED DE DISTRIBUCION
	LINEA PIEZOMETRICA
	ESTACION
	PASO AEREO
	CP COTA PIEZOMETRICA
	CT COTA DE TERRENO
	Qd CAUDAL DE DISEÑO
	CASA
	ESCUELA
	MOLINO DE MOTOR
	TANQUE DE DIST. A.P.
	TEMPLO EVANGELICO
	TIENDA
	CAMPO DE FOOTBALL

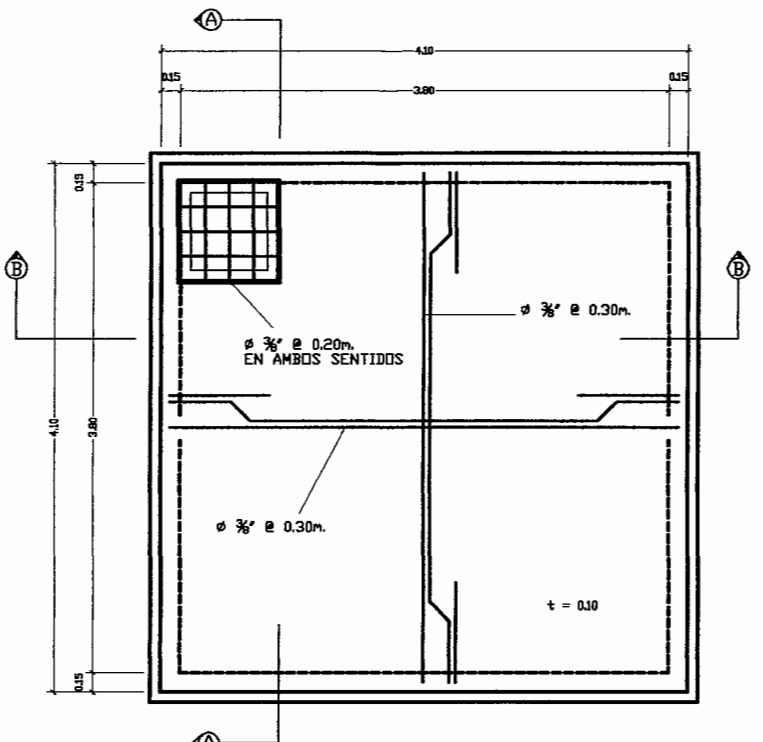
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CABERÍO EL MAGUEYAL DE LA ALDEA XORORAGUÁ - CHIQUIMULA	DISEÑO: EDER LOPEZ
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL DE RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE	REVISÓ: ING. JUAN MERCE COS
	EGGALA: INDICADA
	DIBUJÓ: EDER LOPEZ
	FECHA: ABRIL 2010
	HOJA NO. 7 / 11

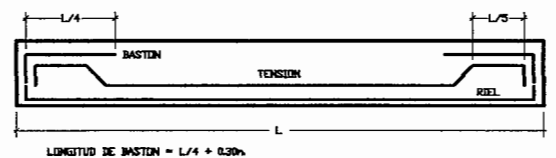
Supervisor (A) de EPS
ING. SUPERVISOR DE E.P.S.
Unidad de Planeación y Supervisión
Facultad de Ingeniería



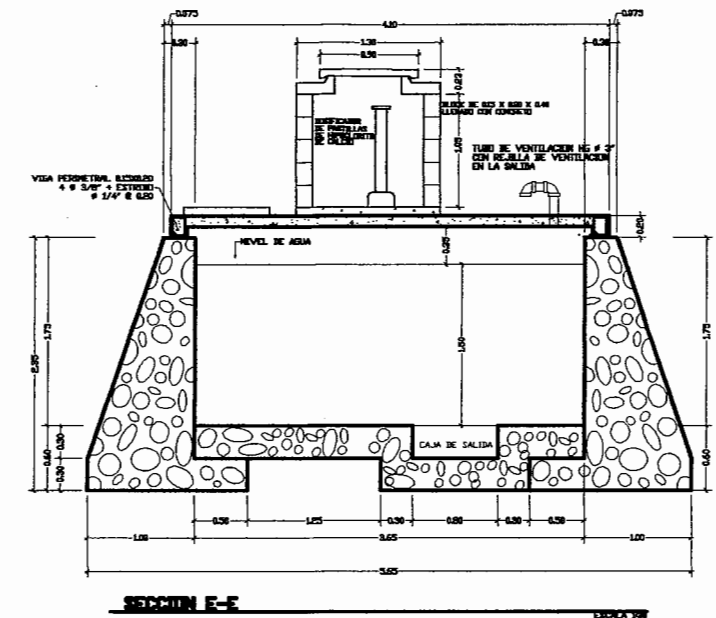
PLANTA DE TAPADERA



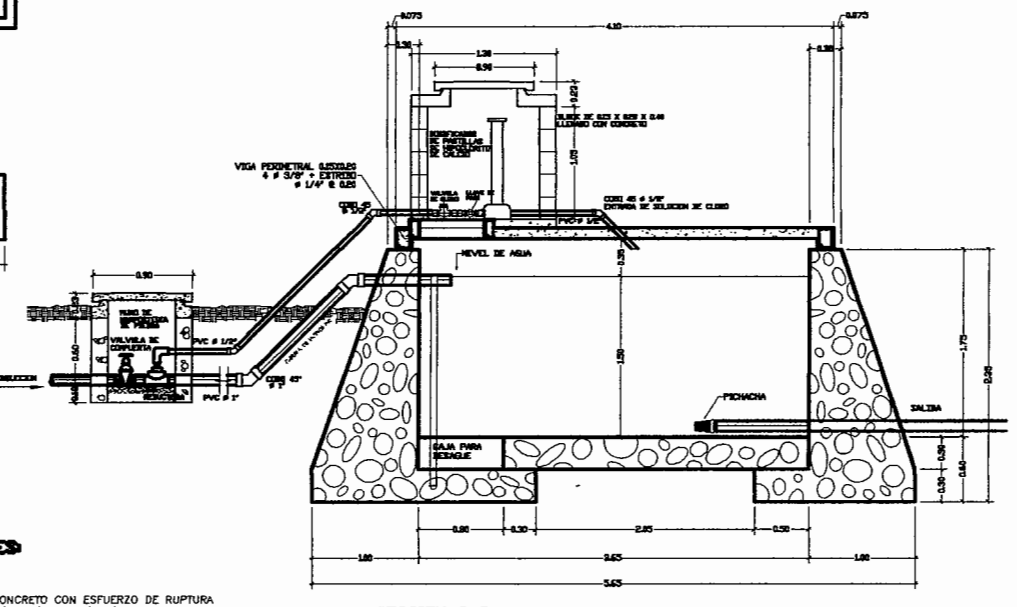
PLANTA DE LOSA DE TECHO



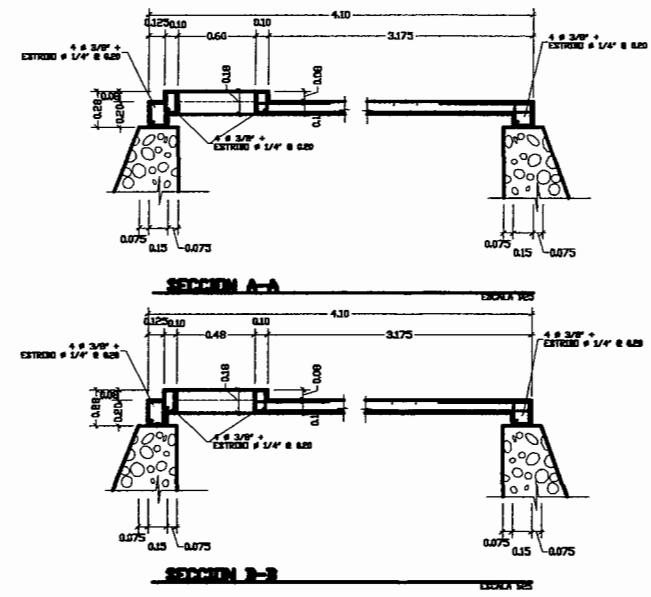
DETALLE DE ARMADO



SECCION E-E

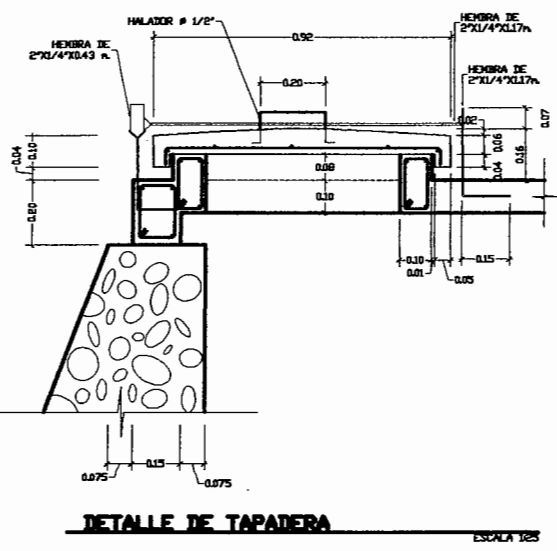


SECCION C-C



SECCION A-A

SECCION B-B



DETALLE DE TAPADERA

NOTAS GENERALES:

- MATERIALES:
- 1º CONCRETO: SE USARA CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 210 Kg/cm² (3000 lb/Pig²) A LOS 28 DIAS
 - 2º ACERO DE REFUERZO: SE USARA ACERO DE REFUERZO DE fy = 2810 Kg/cm² (GRADO 40 KSI) ESPECIFICACION ASTM A615
 - 3º VARIOS: LOS MUROS ESTAN DISEÑADOS PARA TRABAJAR TANTO SOBRE COMO BAJO TIERRA.
 - 4º TODAS LA DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS.
 - 5º LOS RECUBRIMIENTOS SERAN DE 3cm, EXCEPTO DONDE SE INDIQUE LO CONTRARIO Y ESTE SE MEDIRA ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DE CONCRETO.
 - 6º EL TERRENO BAJO LA LOSA DEL PISO DEBERA SER PERFECTAMENTE APISONADO.
 - 7º LA LOSA DEL TECHO DEBERA TENER UNA PENDIENTE DE 1% HACIA LOS LADOS.
 - 8º LOS MUROS DE PIEDRA DEBERAN IMPERMEABILIZARSE EN SUS CARAS INTERIORES POR MEDIO DE UN CAPA DE SABIETA DE CEMENTO ARENA PROPORCION (1:2), DEBIDAMENTE ALEGADA.
 - 9º LA SUPERFICIE DE LAS LOSAS DE COCNETRO DEBERAN QUEDAR CERNIDAS CON CEMENTO ARENA.
 - 10º LOS MUROS DE TANQUE SERAN DE CONCRETO CICLOPEO: 67% CONCRETO 33% PIEDRA BOLA
 - 11º EL RECUBRIMIENTO EN LA LOSA SERA DE 0.03m.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

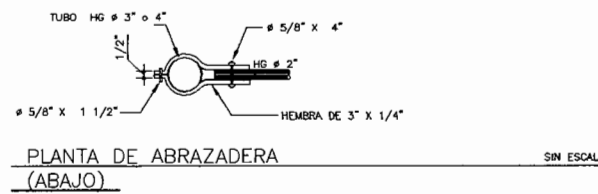
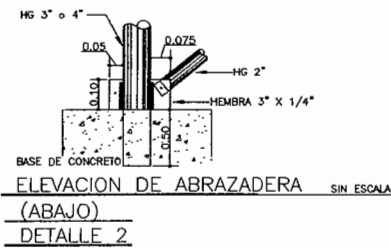
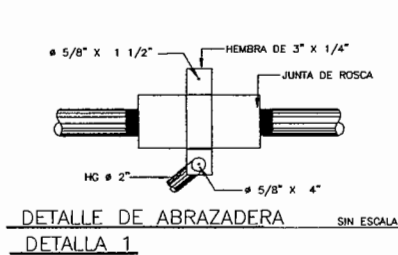
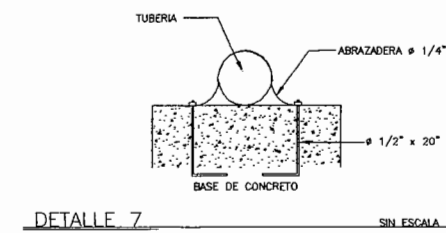
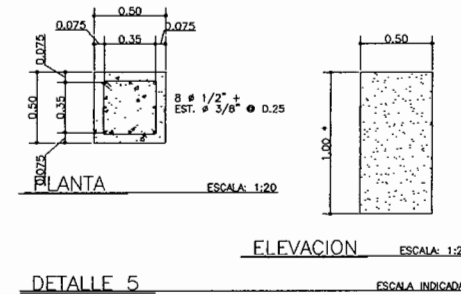
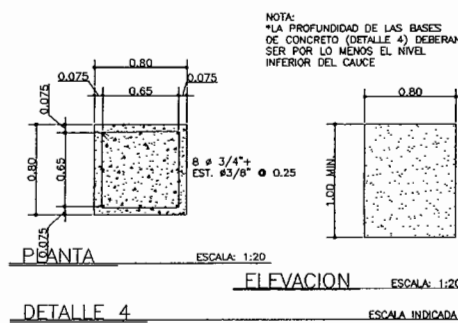
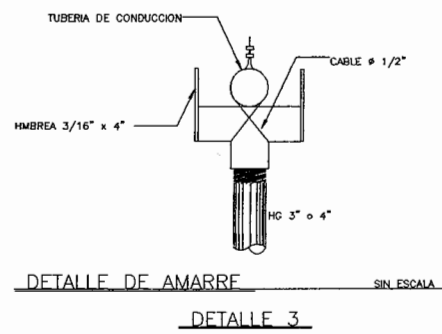
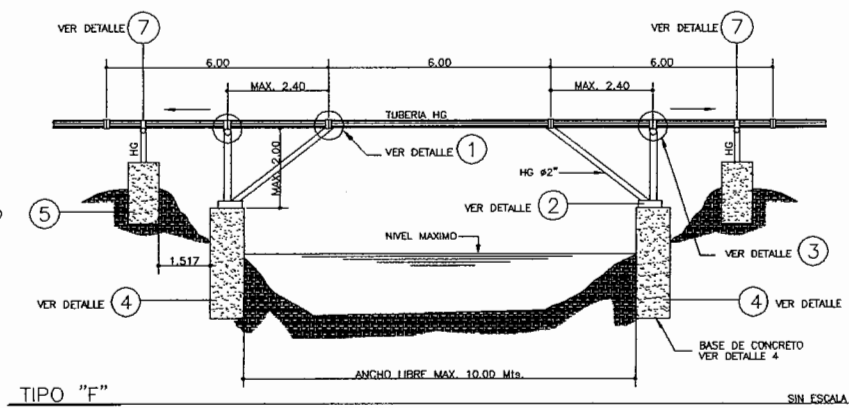
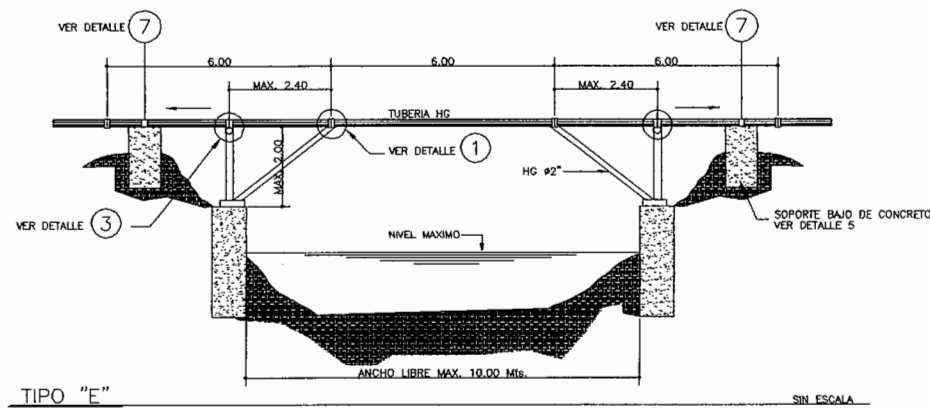
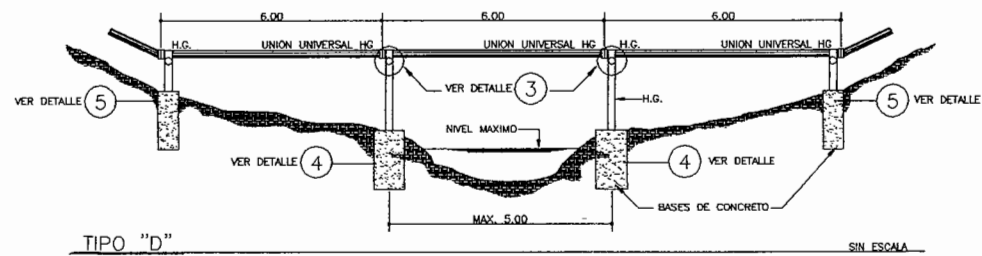
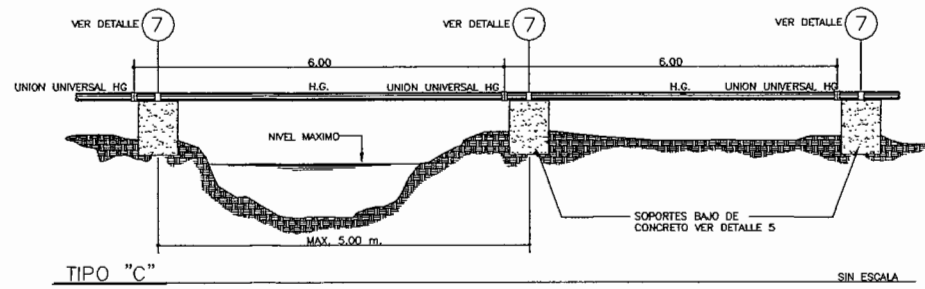
PROYECTO:
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CASERIO EL MAQUEYAL DE LA ALDEA XORDRAGUA - CHIQUIMULA

CONTENIDO:
TANQUE DE DISTRIBUCION 20 m³

FECHA:
ABRIL 2010

HOJA NO. 8/11

EDER LOPEZ
REVISO:
ING. ALAN HERDIN
ESCALA:
INDICADA
DIBUJO:
EDER LOPEZ
FACULTAD DE INGENIERIA



ESPECIFICACIONES

MAMPOSTERIA DE PIEDRA:
-PIEDRA BOLA 335
-MORTERO 6/75
EL MORTERO A UTILIZAR SABIETA CEMENTO/ARENA (1:2)

CONCRETO:
-f'c=210 Kg/cm² ~ 3000lb/plg²
PROPORCION DE MEZCLA CEMENTO-ARENA-PIEDRA (1:2:3)

HIERRO:
-f'c=2810 Kg/cm² ~ 40 KSI
VARILLAS CORRUGADAS

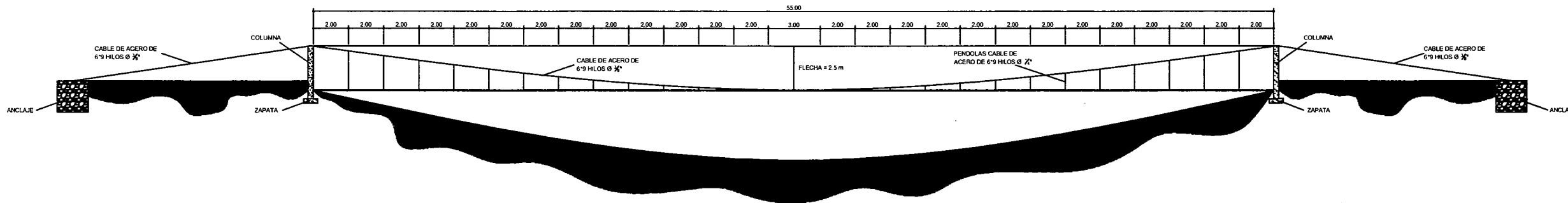
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE DEL CASERIO EL MABUEYAL DE
LA ALDEA XORRABUÁ - CHIQUIMULA

CONTENIDO:
PASOS DE ZANJON

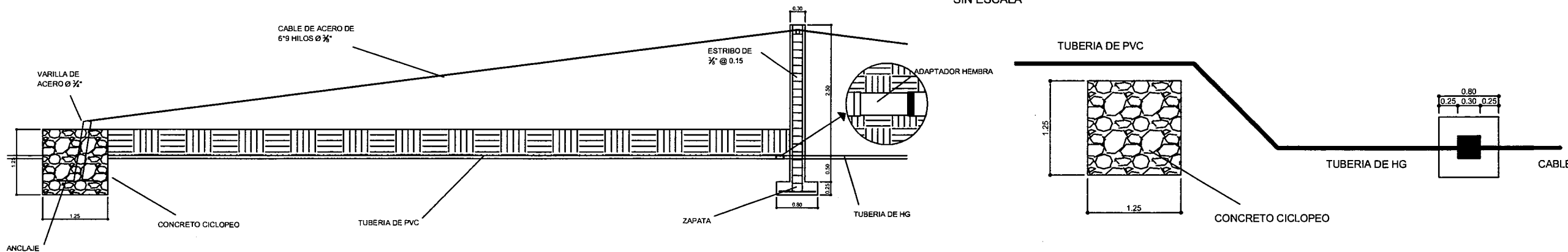
DISEÑO: EDER LOPEZ
REVISO: EDER LOPEZ
ESCALA: INDICADA
DIBUJO: EDER LOPEZ
FECHA: ABRIL 2010
FOLIO NO. 9/11

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
SUPERVISOR (A) DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería



ELEVACION LATERAL PASO AEREO

SIN ESCALA

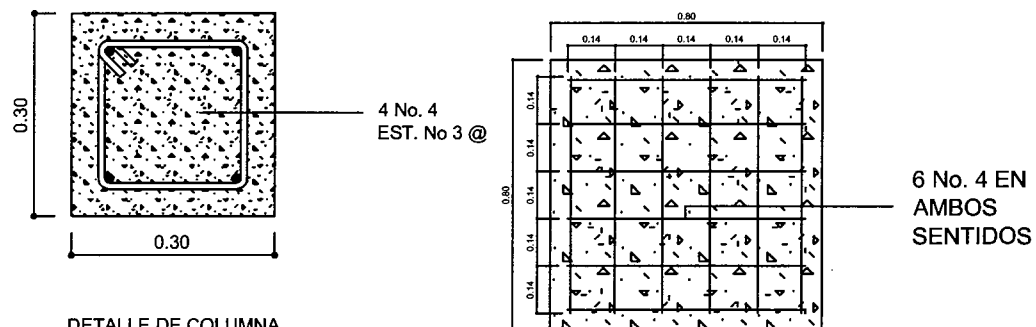


ELEVACION DE ANCLAJE

SIN ESCALA

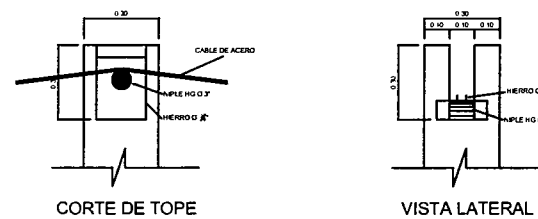
PLANTA DE ANCLAJE

SIN ESCALA



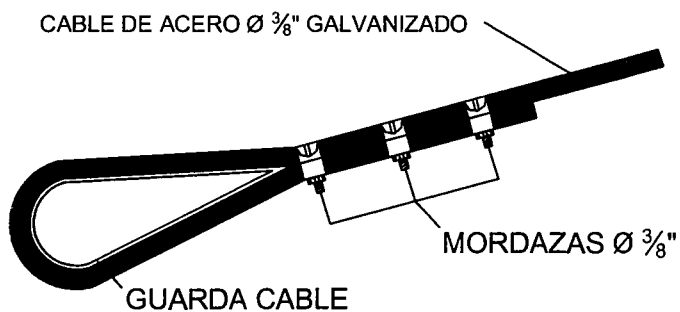
DETALLE DE COLUMNA
ESC. 1:5

PLANTA DE ZAPATA
ESC. 1:10



DETALLE DE APOYO EN LA TORRE

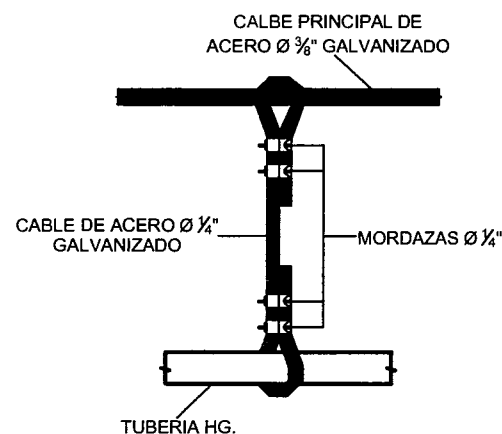
SIN ESCALA



GUARDA CABLE

DETALLE DE ANCLAJE DEL CABLE

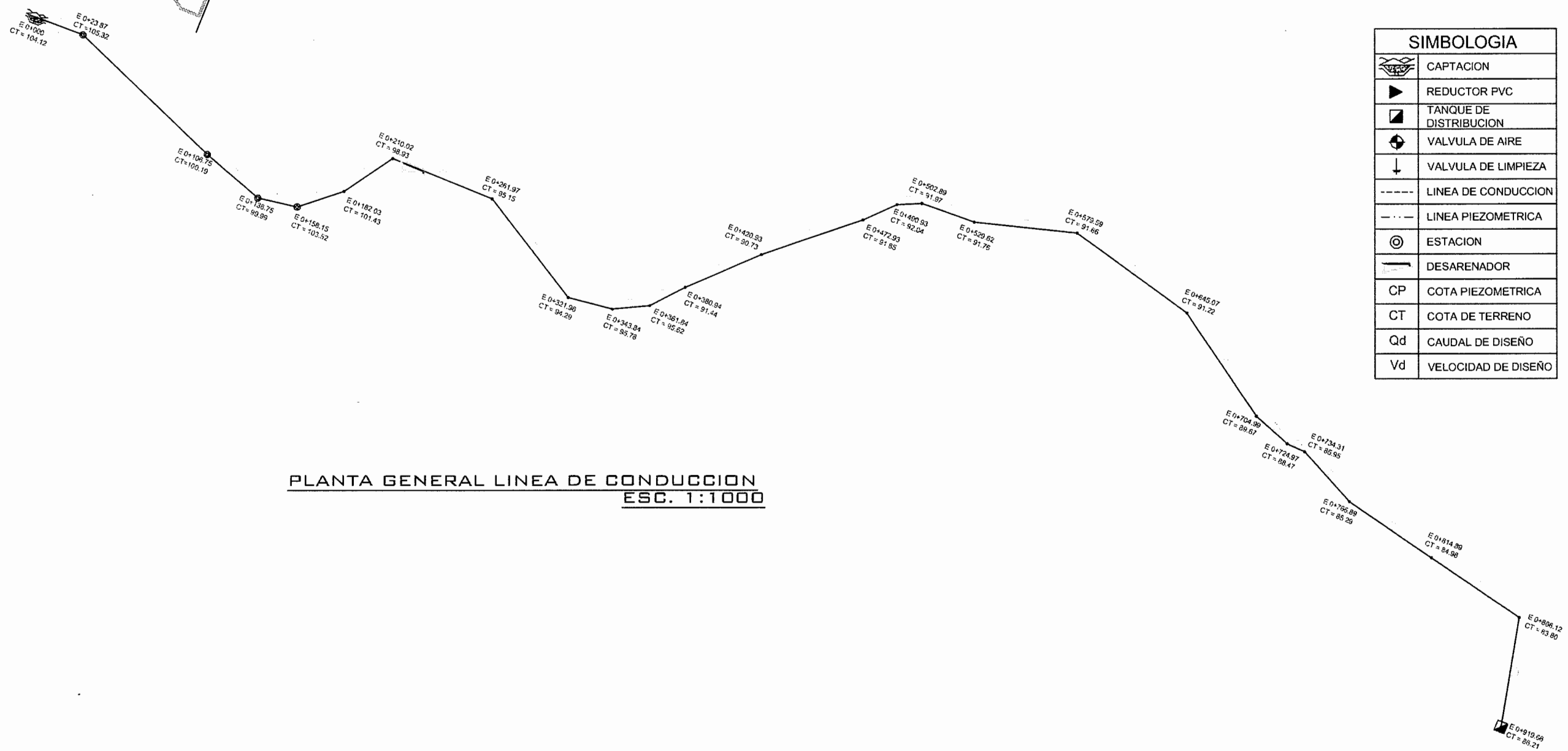
SIN ESCALA



DETALLE DE SUSPENSION

SIN ESCALA

 <p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO</p>	
<p>PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CASERIO EL MAGUEYAL DE LA ALDEA XORORAGUÁ - CHIQUIMULA</p>	<p>DISEÑO: EDER LOPEZ</p>
<p>CONTENIDO:</p>	<p>REVISÓ: ING. JUAN HENRIQUEZ</p>
<p>Supervisor (A) de EPS Unidad de Ingeniería y EPS</p>	<p>ESCALA: INDICADA</p>
<p>IND. SUPERVISOR DE E.P.S.</p>	<p>DIBUJO: EDER LOPEZ</p>
<p>Unidad de Ingeniería</p>	<p>FECHA: ABRIL 2010</p>
<p>Unidad de Ingeniería</p>	<p>HOJA No. 10 / 11</p>

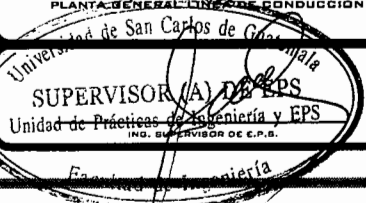


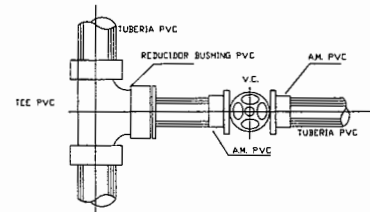
PLANTA GENERAL LINEA DE CONDUCCION
ESC. 1:1000

SIMBOLOGIA	
	CAPTACION
	REDUCTOR PVC
	TANQUE DE DISTRIBUCION
	VALVULA DE AIRE
	VALVULA DE LIMPIEZA
	LINEA DE CONDUCCION
	LINEA PIEZOMETRICA
	ESTACION
	DESARENADOR
CP	COTA PIEZOMETRICA
CT	COTA DE TERRENO
Qd	CAUDAL DE DISEÑO
Vd	VELOCIDAD DE DISEÑO

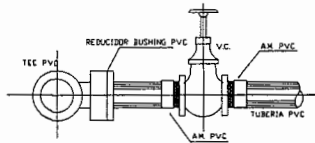


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: AMPLIACION DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL DE CHIQUIMULA - CHIQUIMULA	DISEÑO: EDER LOPEZ
CONTENIDO: PLANTA GENERAL LINEA DE CONDUCCION	REVISÓ: ING. JUAN MERCE EOB
	ESCALA: INDICADA
 SUPERVISOR (A) DE EPS Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS ING. SUPERVISOR DE C.P.S.	DIBUJÓ: EDER LOPEZ
	FECHA: MAYO 2, 010
	HOJA No. 1 / 6

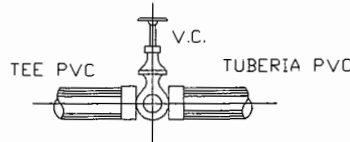


PLANTA VALVULA DE COMPUERTA
SIN ESCALA

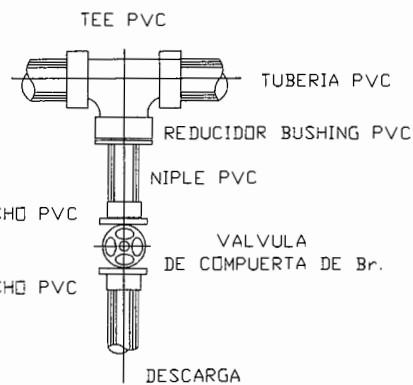


ELEVACION VALVULA DE COMPUERTA
SIN ESCALA

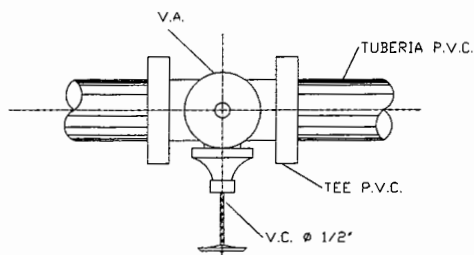
NOTA:
TODAS LAS VALVULAS DE LIMPIEZA SERAN VALVULAS DE COMPUERTA LAS CUALES SE PROTEGEN CON CAJAS DE CONCRETO



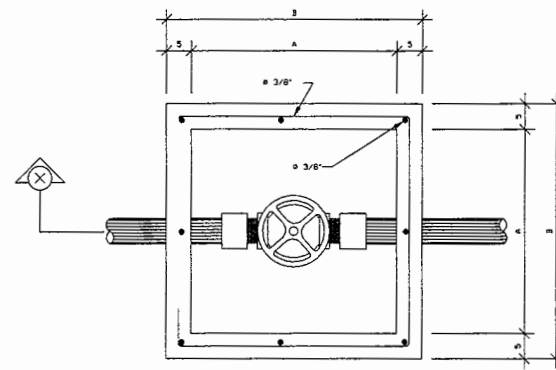
ELEVACION VALVULA DE LIMPIEZA
SIN ESCALA



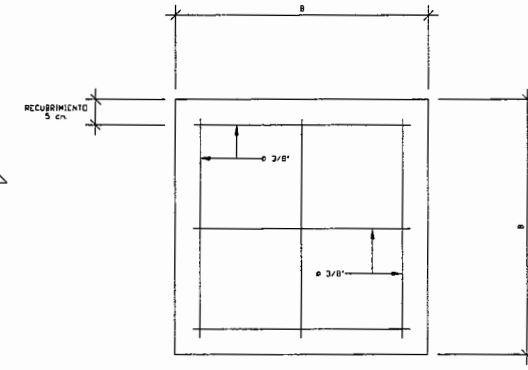
PLANTA VALVULA DE LIMPIEZA
SIN ESCALA



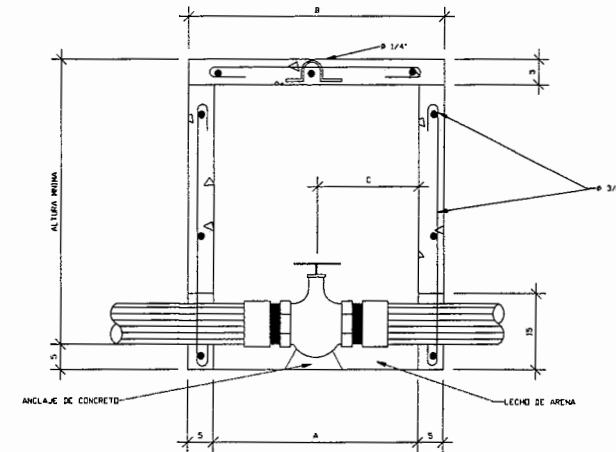
PLANTA VALVULA DE AIRE
SIN ESCALA



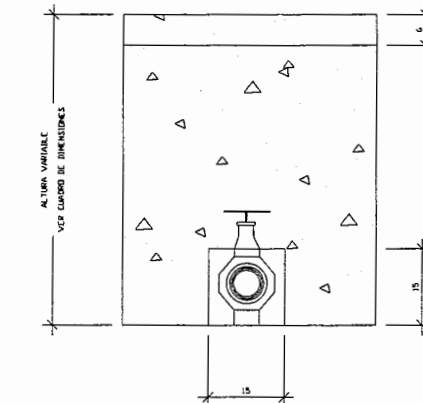
PLANTA CAJA PARA VALVULAS
SIN ESCALA



PLANTA CAJA PARA VALVULAS
SIN ESCALA

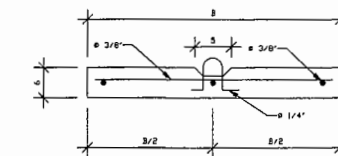


CORTE X-X CAJA PARA VALVULAS
SIN ESCALA

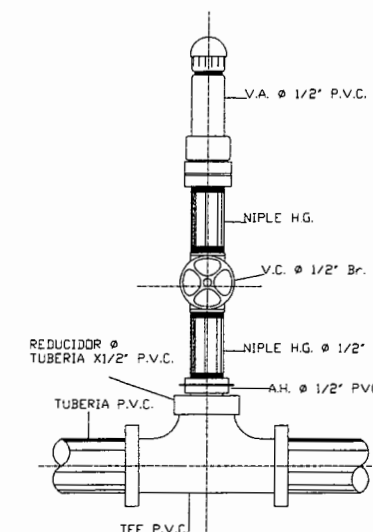


ELEVACION CAJA PARA VALVULAS
SIN ESCALA

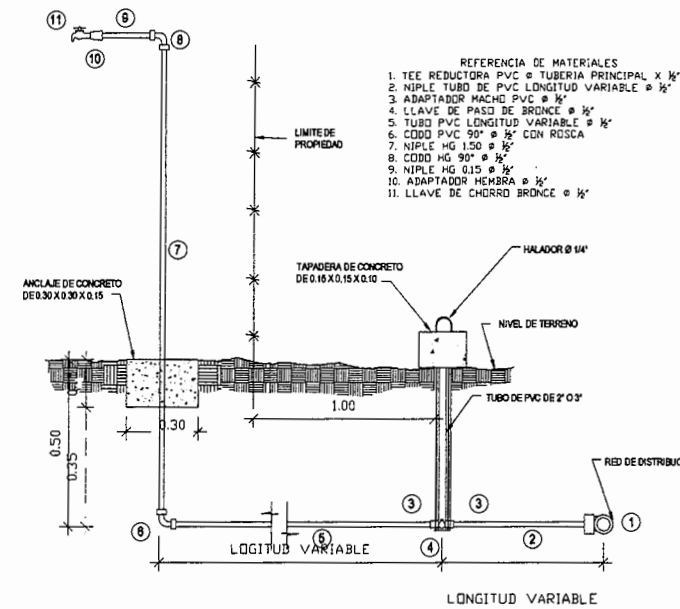
DIMENSIONES EN CM.				
Ø	A	B	C	ALTURA MINIMA
1/2"	30	40	15	30
3/4"	30	40	15	30
1"	35	45	17.5	45
1 1/4"	35	45	17.5	45
1 1/2"	40	50	20	50
2"	40	50	20	50
2 1/2"	45	55	22.5	55
3"	45	55	22.5	55



DETALLE TAPADERA DE CAJA PARA VALVULAS
SIN ESCALA



ELEVACION VALVULA DE AIRE
SIN ESCALA



CONEXION DOMICILIAR TIPICA
SIN ESCALA

- REFERENCIA DE MATERIALES
1. TEE REDUCTORA PVC Ø TUBERIA PRINCIPAL X 1/2"
 2. NIPLA TUBO DE PVC LONGITUD VARIABLE Ø 1/2"
 3. ADAPTADOR MACHO PVC Ø 1/2"
 4. LLAVE DE PASO DE BRONCE Ø 1/2"
 5. TUBO PVC LONGITUD VARIABLE Ø 1/2"
 6. CODO PVC 90° Ø 1/2" CON ROSCA
 7. NIPLA HG 1.50 Ø 1/2"
 8. CODO HG 90° Ø 1/2"
 9. NIPLA HG 0.15 Ø 1/2"
 10. ADAPTADOR HEMBRA Ø 1/2"
 11. LLAVE DE CHERRON BRONCE Ø 1/2"

NOTAS:

- 1- LAS VALVULAS SE ASENTARAN SOBRE UN LECHO DE ARENA PARA FACILITAR EL DRENAJE
- 2- LAS CAJAS Y TAPADERAS SE CONSTRUIRAN DE CONCRETO F'c = 210 kg/cm²
- 3- TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN CENTIMETROS
- 4- EL HIERRO DE REFUERZO SERA DE Ø 3/8"
- 5- TODAS LAS PAREDES IRAN ALIZADAS CON SABIETAS PROPORCION 1 CEMENTO, 2 ARENA DE RIO



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CABERIO EL MAGUEYAL DE LA ALDEA XORDRAGUÁ - CHIQUIMULA

DISENÓ:
EDER LOPEZ

REVISÓ:
ING. JUAN HENRIQUE OCHOA

CONTENIDO:
DETALLES DE CAJA DE VALVULAS Y CONEXION

ESCALA:
INDICADA

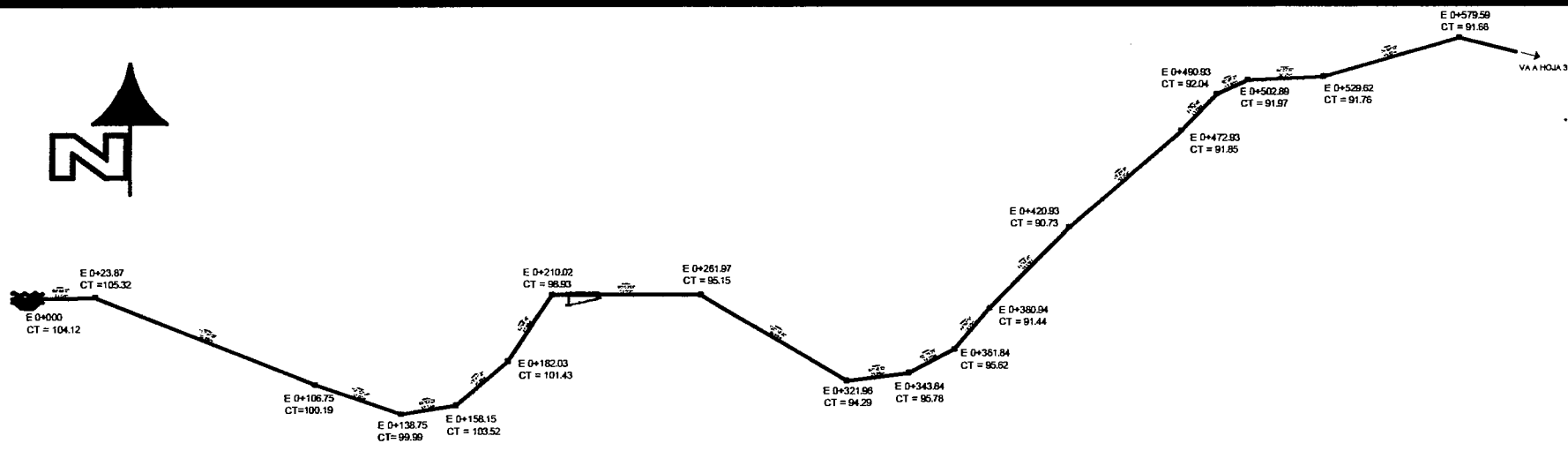
DIBUJÓ:
EDER LOPEZ

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
SUPERVISOR (A) DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
ING. SUPERVISOR DE E.P.B.

FECHA:
MAYO 2010

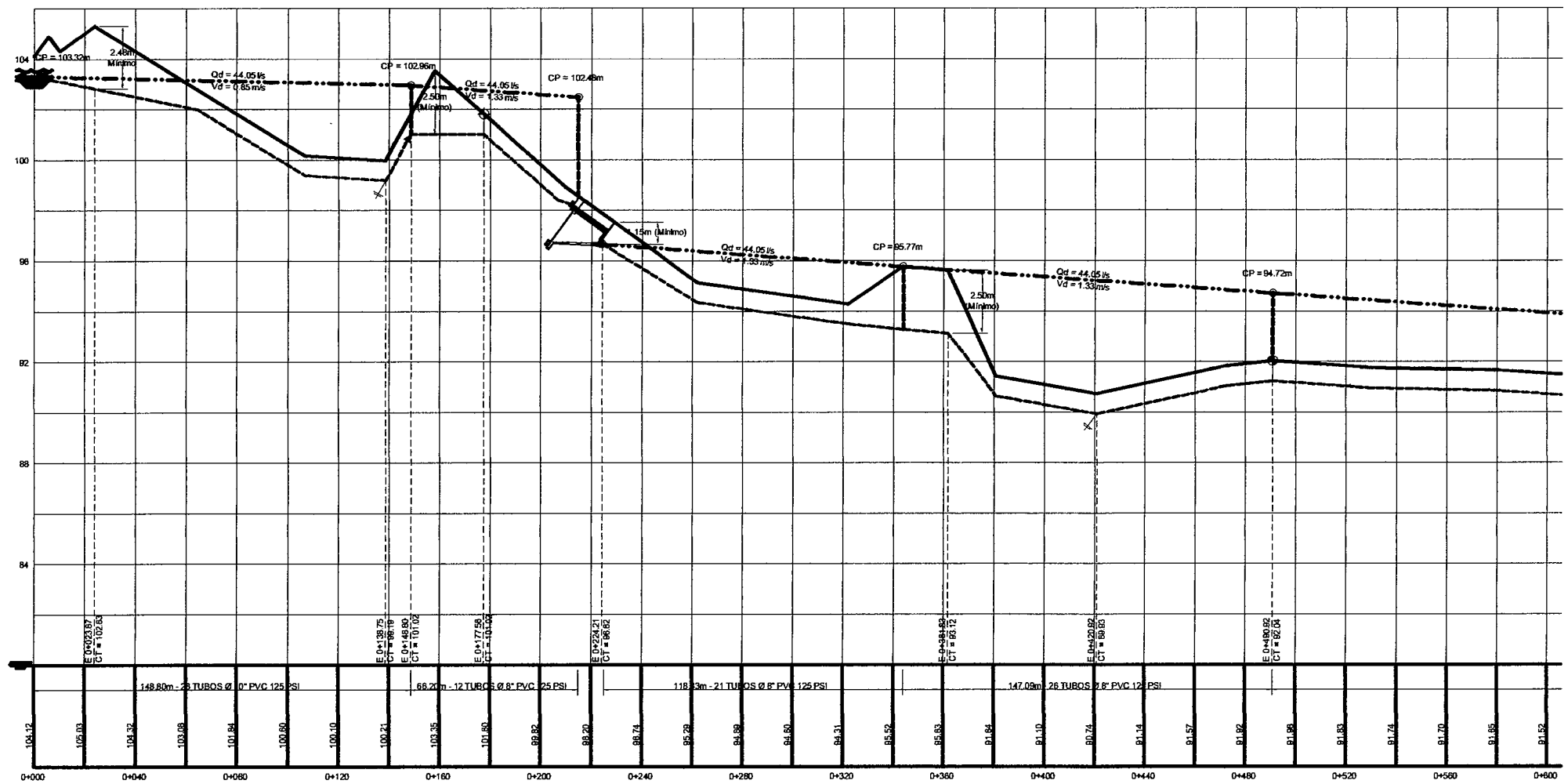
PÁGINA:
11

Facultad de Ingeniería



PLANTA LINEA DE CONDUCCION
ESC. 1:1000

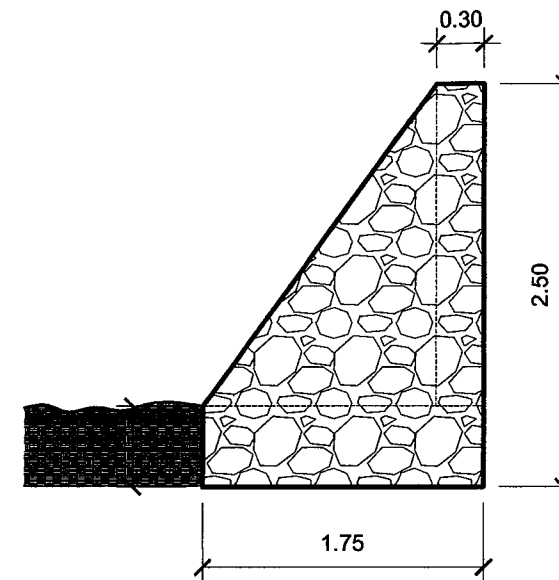
SIMBOLOGIA	
	CAPTACION
	REDUCTOR PVC
	TANQUE DE DISTRIBUCION
	VALVULA DE AIRE
	VALVULA DE LIMPIEZA
	LINEA DE CONDUCCION
	LINEA PIEZOMETRICA
	ESTACION
	DESARENADOR
CP	COTA PIEZOMETRICA
CT	COTA DE TERRENO
Qd	CAUDAL DE DISEÑO
Vd	VELOCIDAD DE DISEÑO



PERFIL LINEA DE CONDUCCION
ESC. H 1:1000 - ESC. V 1:100

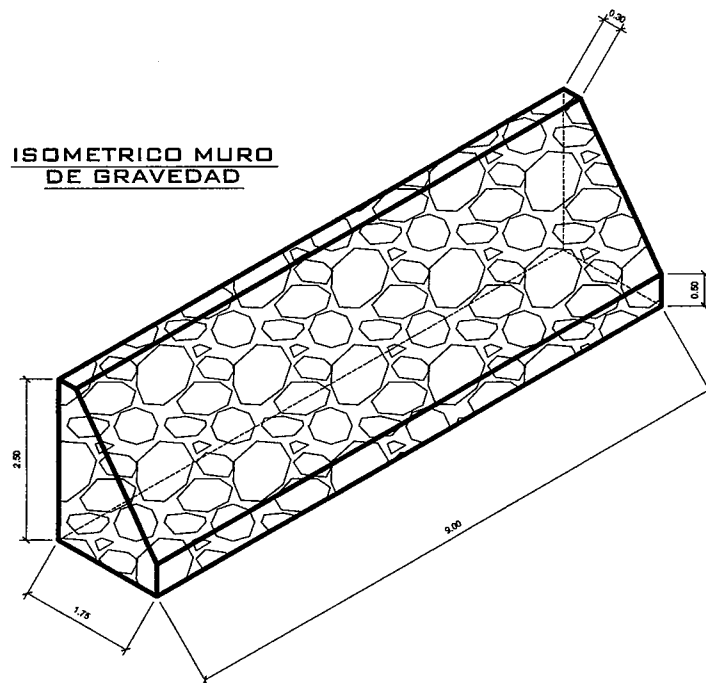
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EFECTIVO PROFESIONAL REGISTRADO

PROYECTO: AMPLIACION DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL DE CHIQUIMULA - CHIQUIMULA	DISEÑO: EDER LOPEZ REVISÓ: ING. JUAN BERNARDINO ESCALA: INDICADA DIBUJÓ: EDER LOPEZ FECHA: MAYO 2010 HOJA NO. 2 / 6
CONTENIDO: PLANO DE PLANTA - PERFIL DE LINEA DE CONDUCCION	
<p>SUPERVISOR (A) DE EPS Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS Facultad de Ingeniería</p>	



PERFIL DE MURO

ISOMETRICO MURO DE GRAVEDAD



NOTA:

1. EL MURO SERÁ DE CONCRETO CICLOPEO
67% CONCRETO
33% PIEDRA BOLA
2. TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS
3. SE USARÁ CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 210 KG/CM² (3000 LB/PLG²) A LOS 28 DIAS.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
AMPLIACION DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA CABEDERA MUNICIPAL DE CHIQUIMULA - CHIQUIMULA

DISEÑO:
EDER LOPEZ
REVISO:
ING. JUAN MERCE GONZALEZ

CONTENIDO:
MURO DE GRAVEDAD

ESCALA:
1/10

DIBUJO:
EDER LOPEZ

FECHA:
MAYO 2010

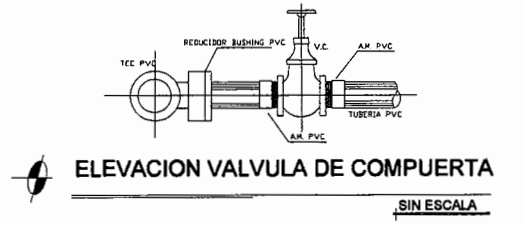
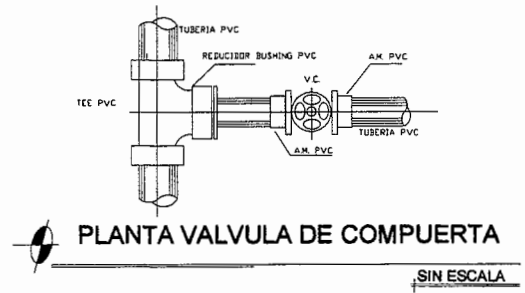
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

SUPERVISOR (A) DE EPS

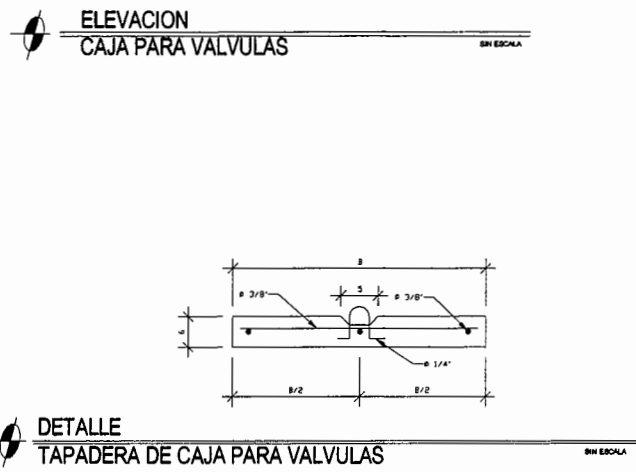
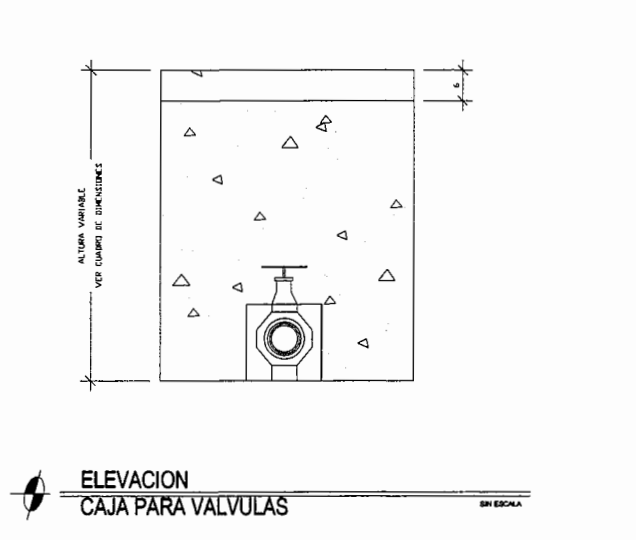
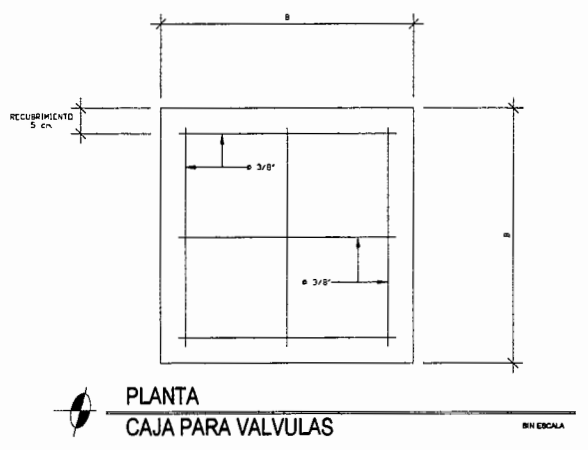
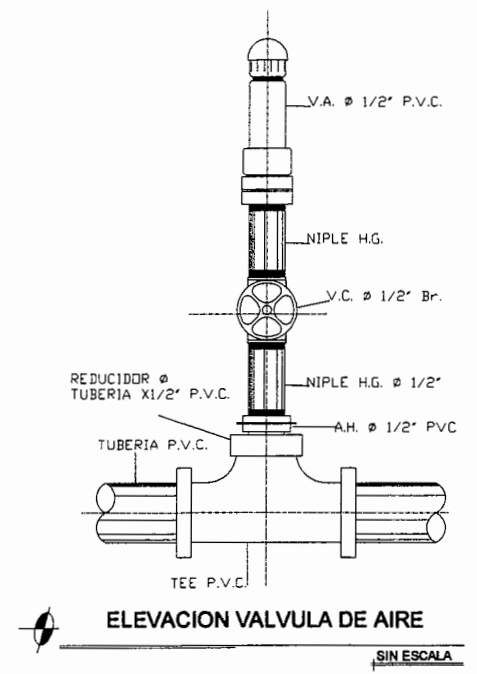
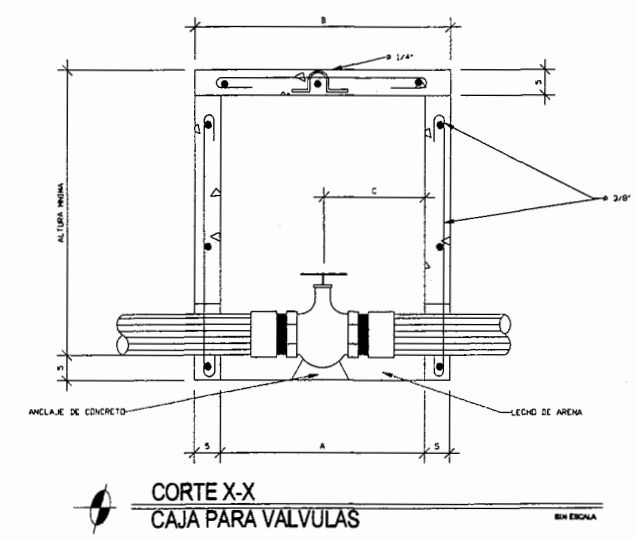
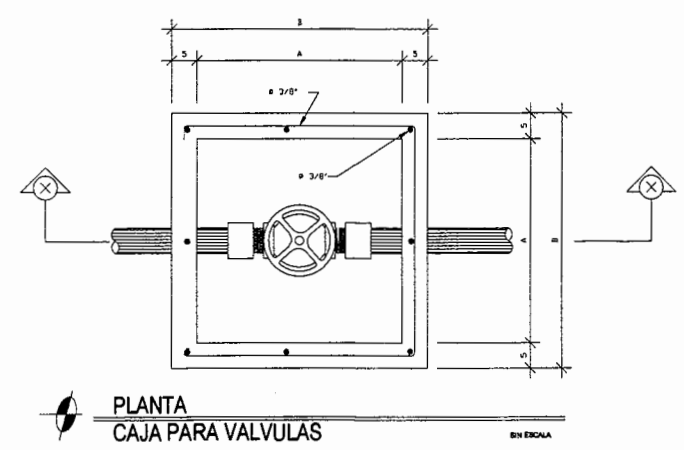
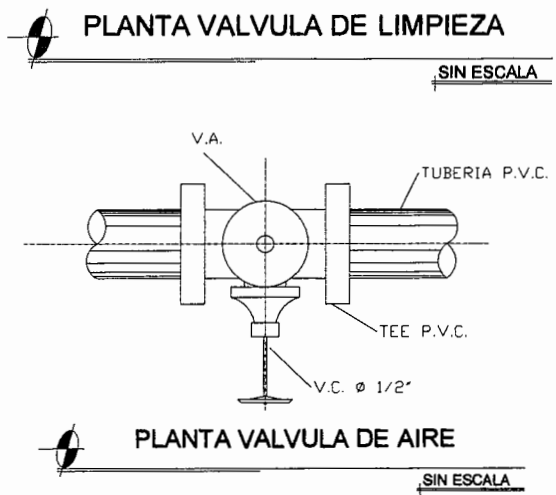
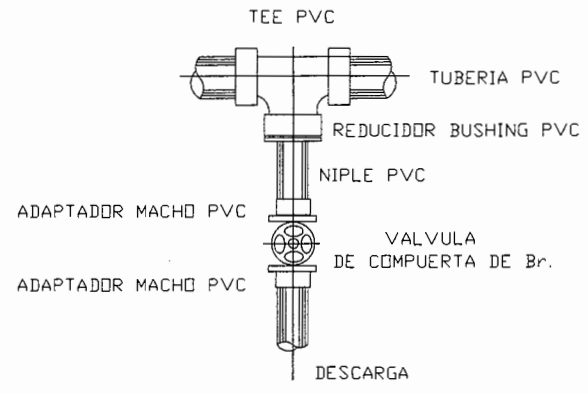
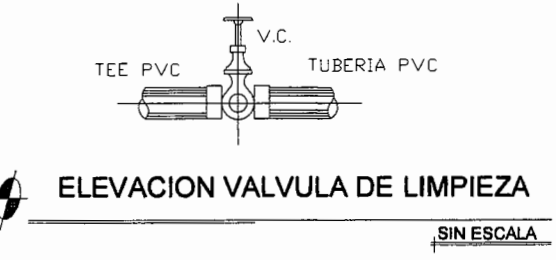
HOJA NO. 5

6

Facultad de Ingeniería



NOTA:
TODAS LAS VALVULAS DE LIMPIEZA SERAN VALVULAS DE COMPUERTA LAS CUALES SE PROTEGEN CON CAJAS DE CONCRETO



DIMENSIONES EN CM.				
Ø	A	B	C	ALTURA MINIMA
1/2"	30	40	15	30
3/4"	30	40	15	30
1"	25	45	17.5	45
1 1/4"	25	45	17.5	45
1 1/2"	40	50	20	50
2"	40	50	20	50
2 1/2"	45	55	22.5	55
3"	45	55	22.5	55
3 1/2"	50	60	25	60
4"	50	60	25	60
4 1/2"	55	65	27.5	65
5"	55	65	27.5	65
5 1/2"	60	70	30	70
6"	60	70	30	70
6 1/2"	65	75	32.5	75
7"	65	75	32.5	75
7 1/2"	70	80	35	80
8"	70	80	35	80
8 1/2"	75	85	37.5	85
9"	75	85	37.5	85
9 1/2"	80	90	40	90
10"	80	90	40	90

- NOTAS:
- 1- LAS VALVULAS SE ASENTARAN SOBRE UN LECHO DE ARENA PARA FACILITAR EL DRENAJE
 - 2- LAS CAJAS Y TAPADERAS SE CONSTRUIRAN DE CONCRETO F'c = 210 kg/cm²
 - 3- TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN CENTIMETROS
 - 4- EL HIERRO DE REFUERZO SERA DE Ø 3/8"
 - 5- TODAS LAS PAREDES IRAN ALIZADAS CON SABIETAS PROPORCION : CEMENTO, 2 ARENA DE RIO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
AMPLIACION DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL DE CHIQUIMULA - CHIQUIMULA

CONTENIDO:
DETALLES DE CAJA DE VALVULAS

DIBERJO: EDER LOPEZ
REVISOR: ING. JUAN HERNO DOB
ERDALA: INDIGADA
DIBUJO: EDER LOPEZ
FECHA: MAYO 9, 2010
HOJA NO. 6 / 6

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
SUPERVISOR(A) DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería