



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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA  
LA ALDEA LLANO DE CALDERÓN, CASERÍO LA PRESA Y COLONIA NORUEGA Y DE  
PUENTE PEATONAL COLGANTE PARA LA ALDEA SAN PABLO, ZACAPA, ZACAPA**

**Edy René Anleu Arrecis**

Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, marzo de 2014

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA  
LA ALDEA LLANO DE CALDERÓN, CASERÍO LA PRESA Y COLONIA NORUEGA Y DE  
PUENTE PEATONAL COLGANTE PARA LA ALDEA SAN PABLO, ZACAPA, ZACAPA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**EDY RENÉ ANLEU ARRECIS**  
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, MARZO DE 2014

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

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

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

## HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA LLANO DE CALDERÓN, CASERÍO LA PRESA Y COLONIA NORUEGA Y DE PUENTE PEATONAL COLGANTE PARA LA ALDEA SAN PABLO, ZACAPA, ZACAPA**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 17 de septiembre de 2012.

  
Edy René Anleu Arrecis



Guatemala, 17 de octubre de 2013  
Ref.EPS.DOC.1134.10.13

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Edy René Anleu Arrecis** con carné No. **200611136**, de la Carrera de Ingeniería Civil, , procedí a revisar el informe final, cuyo título es **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA LLANO DE CALDERÓN, CASERÍO LA PRESA Y COLONIA NORUEGA Y DE PUENTE PEATONAL COLGANTE PARA LA ALDEA SAN PABLO, ZACAPA, ZACAPA.**

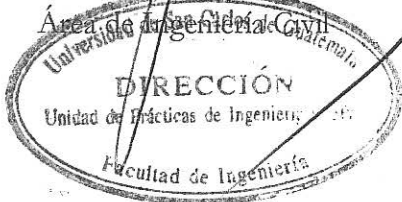
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

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



c.c. Archivo  
JMC/ra



**USAC**  
TRICENTENARIA  
Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



Guatemala,  
22 de octubre de 2013

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA LLANO DE CALDERÓN, CASERÍO LA PRESA Y COLONIA NORUEGA Y DE PUENTE PEATONAL COLGANTE PARA LA ALDEA SAN PABLO, ZACAPA, ZACAPA, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Edy René Anleu Arrecis, con Carnet No. 200611136, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

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



FACULTAD DE INGENIERIA  
DEPARTAMENTO  
DE  
HIDRAULICA  
USAC

Más de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





**USAC**  
TRICENTENARIA  
Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



Guatemala,  
3 de febrero de 2014

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA LLANO DE CALDERÓN, CASERÍO LA PRESA Y COLONIA NORUEGA Y DE PUENTE PEATONAL COLGANTE PARA LA ALDEA SAN PABLO, ZACAPA, ZACAPA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Edy René Anleu Arrecis, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

  
Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera  
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA  
DEPARTAMENTO  
DE  
ESTRUCTURAS  
USAC

/bbdeb.

*Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua*





Guatemala, 04 de febrero de 2014  
Ref.EPS.D.50.02.14

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 POR BOMBEO PARA LA ALDEA LLANO DE CALDERÓN, CASERÍO LA PRESA Y COLONIA NORUEGA Y DE PUENTE PEATONAL COLGANTE PARA LA ALDEA SAN PABLO, ZACAPA, ZACAPA**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Edy René Anleu Arrecis**, 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 Director apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,  
"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano  
Director Unidad de EPS



SJRS/ra





**USAC**  
TRICENTENARIA  
Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Merck Cos y del Coordinador de E.P.S. Ing. Silvio José Rodríguez Serrano, al trabajo de graduación del estudiante Edy René Anleu Arrecis, titulado **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA LLANO DE CALDERÓN, CASERÍO LA PRESA Y COLONIA NORUEGA Y DE PUENTE PEATONAL COLGANTE PARA LA ALDEA SAN PABLO, ZACAPA, ZACAPA**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

  
Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, febrero 2014

/bbdeb.

*Mas de 134 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 POR BOMBEO PARA LA ALDEA LLANO DE CALDERÓN, CASERÍO LA PRESA Y COLONIA NORUEGA Y DE PUENTE PEATONAL COLGANTE PARA LA ALDEA SAN PABLO, ZACAPA, ZACAPA**, presentado por el estudiante universitario: **Edy René Anleu Arrecis**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos  
Decano



Guatemala, marzo de 2014

## **ACTO QUE DEDICO A:**

<b>Dios</b>	Por ser la fuente de toda sabiduría.
<b>Mis padres</b>	Arsenio René Anleu Benavente y Melida Concepción Arrecis Conde, por su amor y ser ejemplo de lucha y perseverancia.
<b>Mis hermanas</b>	Tatyana y Melany Anleu Arrecis, por su cariño, apoyo y comprensión.
<b>Mis abuelos</b>	René Anleu Calderón (q.e.p.d.) y Raúl Artemino Arrecis Bran (q.e.p.d.).
<b>Mis abuelas</b>	Rosalbina Benavente y Zoila Conde.
<b>Mi familia</b>	Cada una de mis tías y primos, por sus muestras de cariño.
<b>Mis amigos</b>	De la Facultad de Ingeniería y del colegio Salesiano Don Bosco.

## **AGRADECIMIENTOS A:**

<b>Universidad de San Carlos de Guatemala</b>	Por ser la más grande casa de estudios de Guatemala.
<b>Facultad de Ingeniería</b>	Por darme la formación necesaria para llegar a ser un profesional.
<b>Mi familia</b>	Por su apoyo incondicional en todo momento.
<b>Mis amigos de la Facultad</b>	Edgar Sánchez, Melvin Rodríguez, Ricardo Barraza, Pablo Vicente, José Guas, Cynthia Santizo, Josué Maldonado, Felipe Gómez, Romeo Tobar y Osman Santos.
<b>Mis amigos del colegio Salesiano Don Bosco</b>	Gerson Ortiz, Marcos Canastuj, Rodrigo Castañeda, Luis Poroj.
<b>Ing. Juan Merck Cos</b>	Por sus consejos, ayuda y apoyo para realizar el presente trabajo.



## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS .....	IX
GLOSARIO .....	XI
RESUMEN.....	XIII
OBJETIVOS.....	XV
INTRODUCCIÓN.....	XVII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. Monografía del lugar.....	1
1.1.1. Ubicación y localización.....	1
1.1.2. Accesos y comunidades .....	3
1.1.3. Topografía .....	3
1.1.4. Población.....	3
1.1.5. Actividades económicas y productivas .....	4
1.1.6. Aspectos climáticos .....	4
1.1.7. Servicios básicos .....	4
1.1.7.1. Medios de abastecimientos de agua .....	5
1.1.7.2. Energía eléctrica.....	5
1.1.7.3. Servicios públicos.....	6
1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de los servicios básicos e infraestructura de la aldea Llano de Calderón, caserío La Presa, colonia Noruega y aldea San Pablo, municipio de Zacapa, departamento de Zacapa. ....	6
1.2.1. Descripción de las necesidades .....	7
1.2.2. Evaluación y priorización de las necesidades.....	8

2.	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL .....	9
2.1.	Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo para la aldea Llano de Calderón, caserío La Presa y colonia Noruega, Zacapa. ....	9
2.1.1.	Descripción del proyecto .....	9
2.1.2.	Aforos, dotación y tipos de servicio .....	9
2.1.3.	Análisis de la calidad del agua .....	10
2.1.3.1.	Análisis bacteriológico .....	10
2.1.3.2.	Análisis físico químico .....	11
2.1.4.	Período de diseño .....	11
2.1.5.	Tasa de crecimiento poblacional .....	12
2.1.6.	Factores de consumo y caudales .....	13
2.1.6.1.	Caudal medio diario ( $Q_m$ ) .....	13
2.1.6.2.	Caudal de día máximo ( $Q_{md}$ ) .....	14
2.1.6.3.	Caudal de hora máxima ( $Q_{hm}$ ) .....	14
2.1.6.4.	Caudal de bombeo ( $Q_b$ ) .....	15
2.1.7.	Ecuaciones, coeficientes y diámetros de tuberías...	15
2.1.8.	Presiones y velocidades .....	19
2.1.9.	Levantamiento topográfico .....	20
2.1.9.1.	Planimetría .....	21
2.1.9.2.	Altimetría .....	21
2.1.10.	Diseño hidráulico .....	22
2.1.10.1.	Captación .....	22
2.1.10.2.	Línea de impulsión .....	22
2.1.10.2.1.	Determinación del diámetro económico .....	23
2.1.10.2.2.	Verificación del golpe de ariete .....	28
2.1.10.2.3.	Potencia del equipo de bombeo .....	31

2.1.10.3.	Especificaciones del equipo de bombeo.....	32
2.1.10.4.	Red de distribución .....	32
2.1.11.	Tanque de almacenamiento metálico .....	36
2.1.11.1.	Cubierta del tanque .....	37
2.1.11.2.	Fondo del tanque.....	37
2.1.11.3.	Cuerpo del tanque .....	38
2.1.11.3.1.	Diseño de las paredes del tanque.....	39
2.1.11.4.	Torre de soporte .....	40
2.1.11.4.1.	Diseño de columnas .....	48
2.1.11.4.2.	Diseño de tensores.....	49
2.1.11.4.3.	Diseño de pieza horizontal.....	51
2.1.11.4.4.	Diseño de la base para las columnas .....	55
2.1.11.5.	Diseño de la cimentación del tanque ...	58
2.1.11.6.	Sistema de desinfección.....	70
2.1.11.7.	Programa de operación y mantenimiento .....	72
2.1.11.8.	Propuesta de tarifa .....	74
2.1.12.	Elaboración de planos .....	76
2.1.13.	Elaboración de presupuesto .....	76
2.1.14.	Evaluación socioeconómica.....	79
2.1.14.1.	Valor Presente Neto (VPN).....	79
2.1.14.2.	Tasa Interna de Retorno (TIR).....	80
2.2.	Diseño de puente peatonal colgante para la aldea San Pablo, Zacapa .....	81
2.2.1.	Generalidades de puentes colgantes .....	81



2.2.1.1.	Partes principales de un puente colgante.....	81
2.2.1.2.	Clasificación de los puentes colgantes.....	82
2.2.1.3.	Características principales de los puentes colgantes .....	83
2.2.1.4.	Materiales a utilizar en la construcción de puentes colgantes .....	84
2.2.1.4.1.	Materiales que se utilizan en la plataforma .....	84
2.2.1.4.2.	Materiales que se utilizan en el sistema de suspensión .....	85
2.2.1.4.3.	Materiales utilizados en torres y anclajes .....	85
2.2.1.5.	Criterios básicos para el diseño de puentes colgantes .....	86
2.2.1.5.1.	Cargas de diseño .....	86
2.2.1.5.2.	Anclajes.....	87
2.2.1.5.3.	Torres.....	87
2.2.1.5.4.	Cables.....	88
2.2.1.6.	Péndolas .....	89
2.2.2.	Diseño de puente colgante para la aldea San Pablo, Zacapa .....	90
2.2.2.1.	Descripción del proyecto .....	90
2.2.2.2.	Levantamiento topográfico .....	90
2.2.2.3.	Caudal máximo .....	91
2.2.2.3.1.	Método de la sección-pendiente .....	91

2.2.2.4.	Estudio de suelos .....	92
2.2.2.5.	Integración de cargas .....	95
2.2.2.6.	Geometría de un puente colgante .....	97
2.2.2.7.	Esfuerzos considerados para el diseño .....	97
2.2.2.8.	Diseño del sistema de piso .....	98
2.2.2.9.	Diseño del cable principal .....	102
2.2.2.10.	Diseño del anclaje .....	104
2.2.2.11.	Diseño de las torres .....	112
2.2.2.12.	Diseño de los tensores .....	123
2.2.2.13.	Diseño del barandal .....	124
2.2.2.14.	Elaboración de planos .....	125
2.2.2.15.	Elaboración del presupuesto .....	125
2.2.2.16.	Evaluación de impacto ambiental .....	127
CONCLUSIONES .....		131
RECOMENDACIONES .....		133
BIBLIOGRAFÍA .....		135
APÉNDICES .....		137
ANEXOS .....		153



# ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

## FIGURAS

1.	Ubicación de aldea Llano de Calderón.....	2
2.	Ubicación de aldea San Pablo .....	2
3.	Planta del tramo E-16 a E-17 .....	34
4.	Planta del tanque elevado.....	41
5.	Ángulo de inclinación de la torre .....	44
6.	Fuerza de sismo verticales y horizontales.....	45
7.	Cargas finales .....	47
8.	Detalle de tensores del tanque.....	50
9.	Sección de la placa base .....	57
10.	Armado de pedestal .....	60
11.	Armado de viga conectora .....	61
12.	Armado de la zapata .....	70
13.	Distribución de cables en sistema de piso .....	99
14.	Distribución de los cables principales.....	103
15.	Anclaje de los cables en la torre A .....	105
16.	Anclaje de los cables en la torre B .....	109
17.	Elevación torre A.....	113
18.	Elevación torre B.....	114
19.	Armado del acero en la viga.....	116
20.	Armado de columna .....	117
21.	Planta y perfil de zapata propuesta.....	118
22.	Área de la zapata donde actúa el corte simple .....	120

## TABLAS

I.	Valores para el coeficiente C .....	16
II.	Diámetros comerciales de tuberías PVC .....	17
III.	Tubería de PVC 1120 ASTM D 2241 SDR 26 .....	18
IV.	Diámetros comerciales de tuberías HG .....	19
V.	Resultados de la carga dinámica total para diferentes diámetros.....	27
VI.	Valores de elasticidad de algunos materiales .....	29
VII.	Resultados del análisis del golpe de ariete .....	30
VIII.	Costo mensual de bombeo .....	31
IX.	Cálculo del peralte verificando el corte por flexión .....	67
X.	Cálculo del peralte verificando el corte por punzonamiento.....	68
XI.	Resumen del presupuesto, abastecimiento de agua potable .....	77
XII.	Factores de capacidad de carga de Terzaghi .....	94
XIII.	Resumen del presupuesto, puente peatonal colgante .....	126
XIV.	Impacto ambiental.....	127

## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
$\emptyset$	Ángulo de fricción interna del suelo
$A_s$	Área de acero
$A_{smin}$	Área de acero mínimo
$A_{st}$	Área de acero por temperatura
HP	Caballos de fuerza
CDT	Carga dinámica total
$C_m$	Carga muerta
$C_u$	Carga última
$C_v$	Carga viva
Q	Caudal
$Q_b$	Caudal de bombeo
$Q_{hm}$	Caudal de hora máxima
$Q_m$	Caudal medio diario
a	Celeridad
C	Coefficiente de fricción en tuberías
D	Diámetro de la tubería
E	Empuje del suelo sobre el anclaje
$F_y$	Esfuerzo de fluencia del acero
$f'_c$	Esfuerzo máximo a compresión del concreto
t	Espesor de la placa de acero
FDM	Factor de día máximo
g	Gravedad
hab	Habitante

<b>kg</b>	Kilogramo
<b>kg/cm<sup>2</sup></b>	Kilogramo sobre centímetro cuadrado
<b>kw</b>	Kilowatt
<b>psi</b>	Libra sobre pulgada cuadrada
<b>l</b>	Litro
<b>l/s</b>	Litro sobre segundo
<b>m</b>	Metro
<b>mca</b>	Metro columna de agua
<b>m/s</b>	Metro sobre segundo
<b>mm</b>	Milímetro
<b>S</b>	Pendiente del terreno
<b>n</b>	Periodo de diseño
<b>Y<sub>w</sub></b>	Peso específico del agua
<b>Y<sub>s</sub></b>	Peso específico del suelo
<b>plg</b>	Pulgada
<b>rec</b>	Recubrimiento del acero
<b>r</b>	Tasa de crecimiento poblacional
<b>ton</b>	Tonelada métrica
<b>PVC</b>	Tubería de cloruro de polivinilo
<b>HG</b>	Tubería de hierro galvanizado
<b>V<sub>s</sub></b>	Valor soporte del suelo
<b>v</b>	Velocidad

## GLOSARIO

<b>Aforo</b>	Acción de medir el caudal de una fuente de agua.
<b>Agua potable</b>	Agua apta para el consumo humano y agradable a los sentidos.
<b>Altimetría</b>	Parte de la topografía que enseña a medir alturas.
<b>Carga muerta</b>	Peso propio de una estructura y de las partes inmóviles constantes en magnitud que la componen.
<b>Carga viva</b>	Cargas no permanentes y que varían durante el emplazamiento de la estructura.
<b>Caudal</b>	Cantidad de agua que corre en un tiempo determinado.
<b>Concreto ciclópeo</b>	Material de construcción obtenido de una mezcla proporcionada de cemento, arena, piedra y agua; a diferencia del concreto reforzado, los agregados son de mayor tamaño de graduación.
<b>Consumo</b>	Cantidad de agua, que realmente es usada por una persona.



<b>Crecida máxima</b>	Estado que tiene una corriente de agua en el momento en que su caudal, que ha estado aumentando, pasa a ser mayor que cierto valor específico.
<b>Desinfección</b>	Proceso físico o químico que mata o inactiva agentes patógenos que existen en el agua.
<b>Dotación</b>	Estimación de la cantidad de agua que en promedio consume un habitante por día.
<b>Esfuerzo de fluencia</b>	Esfuerzo a la que son sometidos los aceros a la tracción.
<b>Flecha</b>	Distancia vertical de la diferencia de alturas entre el amarre del cable y la parte más baja de la curva que adopte el cable.
<b>Luz del puente</b>	Longitud existente entre las torres del puente.
<b>Piezométrica</b>	Cargas de presión en el funcionamiento hidráulico de la tubería.
<b>Tensor</b>	Elemento que actúa con una fuerza contraria a la inercia del objeto al que se aplica.

## **RESUMEN**

El municipio de Zacapa está ubicado a 148 kilómetros de la ciudad capital, posee un total de 62 aldeas y 52 caseríos. Su topografía está compuesta por un complejo de cerros y hondonadas. El clima es cálido seco la mayor parte del año, sus principales actividades productivas son la agricultura, la ganadería y el comercio.

El proyecto del diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo para la aldea Llano de Calderón, caserío La Presa y la colonia Noruega, tiene como fuente un pozo mecánico existente, está conformado por la línea de conducción por bombeo, el tanque de distribución elevado y la red de distribución.

En el caso de la aldea San Pablo, el proyecto consistirá en el diseño de un puente peatonal colgante aproximadamente de 170 metros de longitud, que unirá a los habitantes de la aldea San Pablo con la aldea Jumuzna del municipio de Rio Hondo, ubicada a 3 kilómetros de la carretera CA-09.



## **OBJETIVOS**

### **General**

Diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo para la aldea Llano de Calderón, caserío La Presa, colonia Noruega y el puente peatonal colgante para la aldea San Pablo, municipio de Zacapa, departamento de Zacapa.

### **Específicos**

1. Elaborar un diagnóstico de las necesidades de servicios básicos de las comunidades antes mencionadas.
2. Aplicar los conocimientos adquiridos en la Facultad de Ingeniería, desde el punto de vista teórico-práctico, para el beneficio de los habitantes del municipio.
3. Capacitar a los miembros del COCODE de las tres comunidades en temas de desinfección de agua.
4. Capacitar a las autoridades municipales en temas de mantenimiento del equipo de bombeo.



## INTRODUCCIÓN

El municipio de Zacapa es la cabecera departamental de Zacapa, se encuentra situada en la parte central del departamento, en la región III o región nororiental. Se localiza en la latitud 14°58'21" norte y longitud 89°31'42" oeste. Limita al norte con los municipios de Río Hondo y Gualán (Zacapa); al sur con los municipios de La Unión (Zacapa), Jocotán y Chiquimula (Chiquimula); al este con los municipios de Gualán y La Unión (Zacapa); y al oeste con los municipios de Huité y Estanzuela (Zacapa). Cuenta con una extensión territorial de 517 kilómetros cuadrados, se encuentra a una altura de 120 metros sobre el nivel del mar y el clima es cálido.

Los habitantes del municipio de Zacapa sufren constantemente de escasez de agua potable, este se debe muchas veces a que no se cuenta con un sistema de abastecimiento de agua potable que cumpla con las necesidades de la población como también al mal uso del mismo.

Otro de los problemas que han sido develados en años posteriores, provocados por desastres naturales, es la falta de accesos adecuados, ya que debido a derrumbes o desbordes de ríos, muchas de las comunidades lejanas a la cabecera han quedado incomunicadas.

Con el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable y el puente peatonal colgante se beneficiarán alrededor de 2 000 habitantes, brindando así mayor calidad de vida y mejores oportunidades de comunicación y superación para dichas comunidades.



# **1. FASE DE INVESTIGACIÓN**

## **1.1. Monografía del lugar**

El departamento de Zacapa se creó el 10 de noviembre de 1871, por el Decreto 20, que dividió el oriental departamento de Chiquimula en dos. En la actualidad tiene diez municipios los cuales son: Cabañas, Estanzuela, Gualán, Huité, La Unión, Rio Hondo, San Diego, Teculután, Usumatlán y Zacapa. El departamento tiene una extensión territorial de 2 690 kilómetros cuadrados y posee 157 008 habitantes. Desde el punto de vista geográfico, Zacapa comienza en el norte, en la sierra de Las Minas; en la parte central está formada por el extenso valle del río Motagua, y al sur por un complejo de cerros y hondonadas.

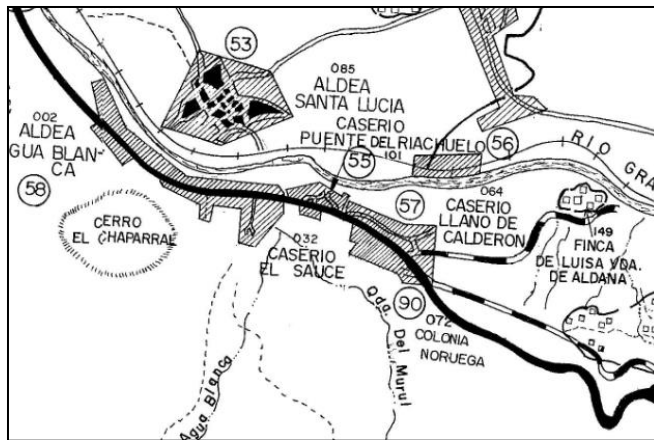
### **1.1.1. Ubicación y localización**

El departamento de Zacapa se encuentra situado en la región nororiente de la República de Guatemala. Limita al norte con los departamentos de Alta Verapaz e Izabal; al sur con los departamentos de Chiquimula y Jalapa; al este con el departamento de Izabal y la República de Honduras; y al oeste con el departamento de El Progreso. Su cabecera departamental es Zacapa, ubicada a 146 Km de la ciudad de Guatemala.

La ubicación de la aldea Llano de Calderón está a 11 kilómetros al noreste de la cabecera municipal. Con coordenadas geográficas de 14° 53 '49,9" N y 89° 31' 15,78 " O. El caserío La Presa y la colonia Noruega se encuentran a 600 metros y 350 metros de la aldea Llano de Calderón, respectivamente.



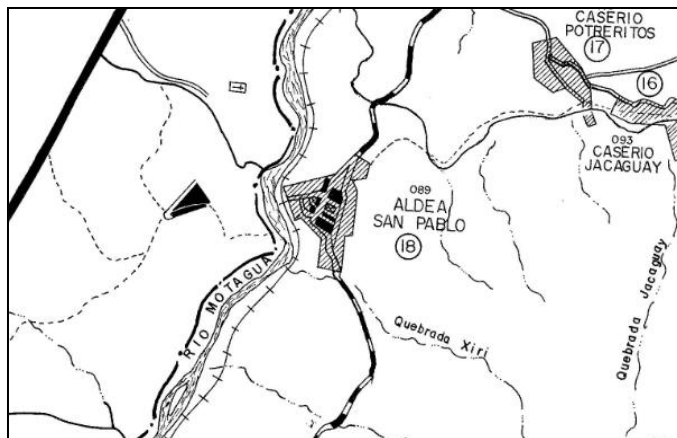
Figura 1. **Ubicación de aldea Llano de Calderón**



Fuente: Dirección Municipal de Planificación, Municipalidad de Zacapa.

La aldea San Pablo está al noroeste de la ciudad de Zacapa, localizada a 14 kilómetros de esta. Con coordenadas geográficas de 15°03'45,6"N y 89°29'53,01"O.

Figura 2. **Ubicación de aldea San Pablo**



Fuente: Dirección Municipal de Planificación, Municipalidad de Zacapa.

### **1.1.2. Accesos y comunidades**

La aldea Llano de Calderón, caserío La Presa y la colonia Noriega se encuentran ubicadas a un costado de la carretera CA-10, a la altura del kilómetro 149. El acceso a estas comunidades es de terracería al igual que sus calles.

Para poder llegar a la aldea San Pablo se debe de tomar la ruta departamental RD-ZAC-03. Esta carretera cuenta con un 50 por ciento de asfalto y 50 por ciento de terracería en mal estado.

### **1.1.3. Topografía**

La topografía de la aldea Llano de Calderón, caserío La Presa y la colonia Noruega está compuesta por un complejo de cerros y hondonadas, teniendo una inclinación del terreno hacia el lecho del río Grande de Zacapa.

La topografía de la aldea San Pablo es bastante accidentada, frecuentemente quebrada, el terreno desciende casi bruscamente hacia el lecho del río Motagua.

### **1.1.4. Población**

De acuerdo al censo poblacional del Instituto Nacional de Estadística (INE) efectuado en el 2002 y tomando de referencia la población del censo poblacional anterior, la tasa de crecimiento poblacional es de 2,5 por ciento. La población rural representa el 72 por ciento del total y la ladina el 96 por ciento.

### **1.1.5. Actividades económicas y productivas**

Los habitantes de las cuatro comunidades en estudio son personas que poseen diferentes tipos de ingresos y de escasos recursos. Una de sus principales actividades es la agricultura. Entre los principales productos agrícolas están el maíz y el frijol, que se cultivan en invierno y en verano, lo que da paso al sacate para alimentar al ganado. En cuanto a la producción de granos básicos el 60 por ciento son comercializados a través de intermediarios y el otro 40 por ciento es para consumo.

Otra forma de ingreso es la pesca artesanal, ya que son comunidades que se encuentran a las orillas del río Motagua y el río Grande de Zacapa. Una pequeña parte de la población posee trabajo, por lo que se desplazan diariamente a la cabecera departamental de Zacapa o Chiquimula.

### **1.1.6. Aspectos climáticos**

La característica principal de la zona es la poca precipitación pluvial la mayor parte del año y con valores altos de temperatura. En esta región se manifiesta un clima cálido con invierno seco. Según datos de la estación del Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH), La Fragua, para el 2010 la temperatura promedio fue de 27,65 grados centígrados y una intensidad de lluvia total de 1 494,9 milímetros.

### **1.1.7. Servicios básicos**

El municipio de Zacapa, en su cabecera departamental cuenta con los siguientes servicios públicos: transporte urbano y extraurbano, agua potable, energía eléctrica, bancos, mercado, correos y telégrafos, escuelas, institutos,

universidades, estaciones de radios, empresa de cable para televisión, hospital regional, servicio de drenajes, centro de salud, biblioteca, telefonía pública, telefonía celular, telefonía residencial, rastro municipal, etc.

Sin embargo, las aldeas no cuentan con este gran número de servicios, por lo tanto es necesario definir las principales necesidades de estas.

#### **1.1.7.1. Medios de abastecimientos de agua**

La aldea Llano de Calderón y la colonia Noruega se abastecen por medio de cisternas que les venden el agua a sus habitantes. Otra forma en la que se abastecen del vital líquido es tomándolo del lecho del río Grande de Zacapa, por lo que tienen que caminar con dicha carga.

El caserío La Presa posee un pozo mecánico excavado en el 2010, dicho pozo será la fuente de abastecimiento del sistema a diseñar.

En la aldea San Pablo existe en desarrollo un proyecto con el cual se le está abasteciendo de agua potable a la población, dicho proyecto consta de tres fases. Por el momento está en desarrollo la fase 3, por lo que dos tercios de los habitantes de la aldea ya poseen este servicio.

#### **1.1.7.2. Energía eléctrica**

La empresa eléctrica municipal es la encargada de proporcionar el servicio de energía eléctrica para la mayor parte del municipio.

### **1.1.7.3. Servicios públicos**

El municipio de Zacapa cuenta con diferentes servicios públicos ubicados en su cabecera municipal y algunos distribuidos en sus aldeas y caseríos. A continuación se describen algunos de los servicios con los que cuenta la población del municipio de Zacapa:

- Salud: el municipio cuenta con el Hospital Regional de Zacapa y un centro de salud ubicado en la cabecera municipal.
- Educación: la aldea Llano de Calderón cuenta con una escuela oficial rural mixta la cual brinda educación primaria y preprimaria, la colonia Noruega posee una escuela oficial mixta nivel primario. Al igual que la aldea Llano de Calderón, la aldea San Pablo posee una escuela oficial rural mixta que brinda educación primaria y preprimaria.
- Transporte: existen alrededor de 4 empresas de transporte terrestre las cuales cubren la ruta de la ciudad de Guatemala hacia la ciudad de Zacapa.

### **1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de los servicios básicos e infraestructura de la aldea Llano de Calderón, caserío La Presa, colonia Noruega y aldea San Pablo, municipio de Zacapa, departamento de Zacapa.**

La municipalidad prepara todos los años un plan de desarrollo municipal, el cual lleva a cabo de la mano del CODEDE y de los COCODES. En él se planifica la inversión en función de la priorización de los problemas y necesidades de población.

### **1.2.1. Descripción de las necesidades**

Entre las necesidades que la aldea Llano de Calderón, caserío La Presa y la colonia Noruega se encuentran:

- Construcción de un sistema de abastecimiento de agua potable.
- Mejoramiento en las rutas de acceso, ya que son de terracería y se encuentran en mal estado, por lo que afecta tanto a la salud como a la movilización.
- Ampliación de la escuela normal mixta, que se encuentra en la aldea Llano de Calderón, ya que no se da abasto, por lo que es necesario movilizarse a la cabecera municipal.

Entre las necesidades de la aldea San Pablo se encuentran:

- Construcción de un puente peatonal colgante, ya que en el 2010 la tormenta Agatha destruyó el puente existente.
- Mejoramiento en las rutas de acceso, ya que son de terracería y se encuentran en mal estado, por lo que afecta tanto a la salud como a la movilización.
- Construcción de un centro de salud, para cubrir esta necesidad se movilizan hacia la cabecera municipal.
- Mejoramiento en los alcantarillados sanitarios, la mayor parte de la aldea posee pozos ciegos, los cuales fueron construidos por los habitantes de la aldea sin ningún tipo de especificación.

### **1.2.2. Evaluación y priorización de las necesidades**

En consenso con las autoridades municipales y los representantes del COCODE de cada comunidad, se llegó a la conclusión que en la aldea Llano de Calderón, caserío La Presa y la colonia Noruega, el principal problema es la falta del servicio de agua potable, ya que un bajo porcentaje de la población adquiere el líquido vital de camiones cisternas, el cual se vende a precios elevados, siendo afectada directamente la economía de la población. Los habitantes que no tienen la posibilidad de adquirir el líquido vital a través de los camiones cisterna, lo consiguen acarreando agua desde el río Grande de Zacapa, lo que conlleva a otro tipo de problemas generados de no ser agua potable o del traslado del líquido.

Debido a esto es necesario el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Llano de Calderón, caserío La Presa y la colonia Noruega.

Para la aldea San Pablo se llegó a la conclusión de que la principal necesidad, es el diseño de un puente peatonal colgante, ya que la población utilizaba esta antigua ruta para acceder fácilmente a la carretera CA-09 y facilitaba la salida de la aldea con sus productos agrícolas o en caso de emergencia por enfermedad. La falta de esta ruta ha afectado drásticamente la economía de los habitantes de la aldea y lo que antes les tomaba alrededor de treinta minutos ahora, les toma aproximadamente de hora y media, hasta dos horas.

## **2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL**

### **2.1. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo para la aldea Llano de Calderón, caserío La Presa y colonia Noruega, Zacapa.**

Atendiendo las necesidades del municipio de Zacapa, se procede al diseño del sistema de conducción de agua potable que cumpla con normas y especificaciones adecuadas para este tipo de proyecto.

#### **2.1.1. Descripción del proyecto**

El proyecto consistirá en el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo para las tres comunidades antes mencionadas, el cual está compuesto por una línea de bombeo (conducción), un tanque metálico elevado y la red de distribución por ramales abiertos, que será por gravedad. La fuente de abastecimiento es un pozo mecánico ubicado en el caserío La Presa y la población a servir en la actualidad es de 1 050 habitantes.

#### **2.1.2. Aforos, dotación y tipos de servicio**

El aforo es la operación de medir el caudal de una fuente de agua. En este caso, la fuente de agua es un pozo mecánico y la empresa contratada para la perforación del mismo se encargó de realizarlo, obteniendo una producción óptima de 220 galones por minuto, que es igual a 13,86 litros por segundo. La información completa del pozo mecánico se encuentra en el anexo 1.



La dotación es la cantidad de agua asignada a la unidad consumidora y está expresada en litros por habitante por día (lt/hab/día). Este valor se ve afectado por factores como: el clima, actividades productivas y por el tipo de abastecimiento. Para este proyecto se adoptó una dotación de 120 litros por habitante al día, tomando en cuenta que la dotación para conexiones prediales recomendada por las Normas de UNEPAR está entre 60 a 90 litros por habitantes al día, sin embargo, por ser una zona de clima cálido se adoptó dicho valor.

Considerando el punto donde se ubica el pozo mecánico y debido a que las viviendas se encuentran dispersas, el sistema combinado de conducción por bombeo y red de distribución por gravedad es el más adecuado. El tipo de conexiones serán prediales de acuerdo con el interés de la población y la tendencia de desarrollo de la misma.

### **2.1.3. Análisis de la calidad del agua**

La calidad del agua depende del tipo de fuente, uso de la tierra, el clima y las condiciones geográficas propias de cada región. Para garantizar que el agua sea apta para el consumo humano, es necesario que cumpla los requisitos mínimos establecidos por la Norma COGUANOR NGO 29 001.

#### **2.1.3.1. Análisis bacteriológico**

El propósito de estos es indicar el grado de contaminación del agua y la posibilidad de que pueda ser fuente de proliferación de enfermedades. Los exámenes bacteriológicos están basados en la determinación del número de bacterias presentes y de la presencia o ausencia de organismos de origen intestinal o de aguas negras.

El examen de calidad de agua indica que el mismo es bacteriológicamente potable. Los resultados se encuentran en el apéndice 1.

#### **2.1.3.2. Análisis físico químico**

Son análisis que determinan las cantidades de materia mineral y orgánica que hay en el agua y afectan su calidad, proporcionando información sobre contaminantes en ella; estos son: la dureza, la presencia de cloruros, nitritos, oxígeno disuelto, amoníaco albuminoideo, contenido de hierro y magnesio, cloro residual y el pH.

El examen de calidad de agua indica, que desde el punto de vista físico químico, la dureza se encuentra entre los límites máximos permisibles. Los demás factores se encuentran dentro de los límites máximos aceptables de normalidad. Los resultados se encuentran en el apéndice 2.

#### **2.1.4. Período de diseño**

El período de diseño es el tiempo en el cual la obra dará un servicio satisfactorio para la población de diseño, este está comprendido entre el tiempo de puesta en servicio del proyecto y el momento en que su uso sobrepasa las condiciones de diseño establecidas, en donde el sistema deja de prestar un buen servicio.

El período de diseño para obras civiles es de 20 años, para equipos mecánicos es de 10 años. Para este proyecto se determinó un periodo de diseño de 22 años.

### 2.1.5. Tasa de crecimiento poblacional

La tasa de crecimiento poblacional promedio anual para Guatemala, según el Instituto Nacional de Estadística (INE), es de 2,5 por ciento. Para llevar a cabo la estimación de la población de diseño se utilizará el método geométrico, que es el más utilizado en Guatemala. Este consiste en el cálculo de la población con base en la tasa de crecimiento poblacional que se tiene registrado de acuerdo con los censos de población; debe proyectarse el tiempo según el periodo de diseño que se estime para el proyecto.

La ecuación empleada para este método es:

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

Donde:

Pf = población futura (habitantes)

Po = población actual (habitantes)

r = tasa de crecimiento (%)

n = período de diseño (años)

Según datos de la Oficina Municipal de Estadística, la aldea Llano de Calderón posee 525 habitantes, el caserío La Presa 410 habitantes y la colonia Noruega 410 habitantes. La población actual estimada es de 1 050 habitantes.

Por lo tanto, la población futura de diseño se obtiene aplicando la ecuación:

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

$$P_f = 1\,050 \cdot (1 + 0,025)^{22}$$

$$P_f = 1\,808 \text{ habitantes}$$

### **2.1.6. Factores de consumo y caudales**

El consumo de agua está en función de una serie de factores que son inherentes a la comunidad que se va a abastecer; este varía de una comunidad a otra, como podría también variar de un sector de distribución a otro dentro de la misma comunidad.

- Factor de día máximo (FDM): este factor depende del consumo máximo de un día durante el registro de un año. Para el área rural el factor varía entre 1,2 y 8. Para una población menor de 1 000 habitantes el factor oscila entre 1,2 y 1,5. Para una población mayor de 1 000 habitantes el factor es de 1,2. En este caso se utilizará un factor de día máximo de 1,2.
- Factor de día máximo: este factor depende del consumo máximo de una hora en transcurso de un día, se usa para el diseño de la red de distribución. Para una población menos de 1 000 habitantes el factor oscila entre 2 y 3. Para una población mayor de 1 000 habitantes el factor es de 2. En este caso se utilizará un factor de día máximo de 2.

#### **2.1.6.1. Caudal medio diario ( $Q_m$ )**

Es el caudal que consumirá la población en un día, o el caudal durante 24 horas, obtenido como promedio de los consumos diarios o el período de un año; cuando no se conocen registros se puede asumir como el producto de la dotación por el número de habitantes servidos.

$$Q_m = \frac{\text{dot} \cdot P_f}{86\,400}$$

$$Q_m = \frac{120 \text{ lt/hab/dia} \cdot 1\,808}{86\,400}$$

$$Q_m = 2,51 \text{ lt/s}$$

### 2.1.6.2. Caudal de día máximo ( $Q_{md}$ )

Es el caudal máximo que se prevé durante 24 horas en el período de un año; cuando no se tiene datos, el caudal medio diario ( $Q_{md}$ ) se multiplica por el factor de día máximo (FDM), este sirve para diseñar la línea de distribución.

$$Q_{md} = Q_m \cdot \text{FDM}$$

$$Q_{md} = 2,51 \text{ lt/s} \cdot 1,2$$

$$Q_{md} = 3,01 \text{ lt/s}$$

### 2.1.6.3. Caudal de hora máxima ( $Q_{hm}$ )

Es el caudal máximo que se prevé en una hora, en un período de tiempo de un año; cuando no se cuenta con datos de consumo de agua en dicha comunidad, este se determina multiplicando el caudal medio diario ( $Q_{md}$ ) por el factor de hora máxima (FHM).

$$Q_{hm} = Q_{md} \cdot \text{FHM}$$

$$Q_{hm} = 3,01 \text{ lt/s} \cdot 2$$

$$Q_{hm} = 6,02 \text{ lt/s}$$

Este caudal es utilizado para el diseño de la red de distribución, pero es condicionado en cada ramal de la red por la cantidad de viviendas o usuarios a servir.

#### **2.1.6.4. Caudal de bombeo (Q<sub>b</sub>)**

Las horas y el caudal de bombeo van íntimamente ligados, ya que si las horas de bombeo aumentan, el caudal de bombeo (Q<sub>b</sub>) disminuirá y por el contrario si las horas de bombeo disminuyen, el caudal de bombeo deberá aumentar. La determinación del caudal de bombeo (Q<sub>b</sub>) se da mediante la siguiente expresión:

$$Q_b = \frac{Q_{md} * 24 \text{ horas diarias}}{\text{No. horas de bombeo}}$$

Las horas de bombeo deben estar entre 8 y 12 horas para un buen funcionamiento del sistema, para el diseño de este proyecto se tomará un período de bombeo de 12 horas.

$$Q_b = \frac{3,01 \text{ lt/s} * 24 \text{ horas diarias}}{12 \text{ horas}}$$

$$Q_b = 6,03 \text{ lt/s}$$

Es importante mencionar que el equipo de bombeo es el que debe proveerse para un período de diseño de 10 años, el resto de los componentes del sistema para 20 años.

#### **2.1.7. Ecuaciones, coeficientes y diámetros de tuberías**

La ecuación más empleada para el cálculo hidráulico de tuberías es la de Hazen & Williams. Esta es una ecuación empírica resultante del análisis estadístico de una gran cantidad de datos experimentales. Es aplicada satisfactoriamente para cualquier material entre 0,05 metros y 3,50 metros de diámetro y es válida únicamente para agua. La expresión es la siguiente:

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

Donde:

- Q = caudal (lt/s)
- L = longitud de la tubería (m)
- C = coeficiente de fricción
- D = diámetro de la tubería (plg.)
- hf = pérdida de carga (m)

Los valores más comunes del coeficiente de fricción C son:

Tabla I. **Valores para el coeficiente C**

<b>MATERIAL</b>	<b>C</b>
Acero o hierro galvanizado	100
Hierro fundido	100
Asbesto o cemento	100
Plástico	150

Fuente: AGUILAR RUIZ, Pedro. Apuntes de Ingeniería Sanitaria 1. p. 41.

Las tuberías son conductos cerrados que se emplean para la conducción de agua potable a presión, normalmente se usan tuberías de cloruro de polivinilo (PVC) y hierro galvanizado (HG).

La tubería PVC es la más utilizada, actualmente para la conducción y distribución de agua potable debido a que es económica, fácil de transportar y

de colocar. Esta tubería se fabrica bajo la Norma ASTM D-2241, clasificación de cédula 40, 80 y 120; de estas la más utilizada para sistemas de abastecimiento de agua es la de cédula 40.

Tabla II. **Diámetros comerciales de tuberías PVC**

<b>Diámetro comercial</b>	<b>Diámetro interior 100 psi</b>	<b>Diámetro interior 125 psi</b>	<b>Diámetro interior 160 psi</b>	<b>Diámetro interior 250 psi</b>	<b>Diámetro interior 315 psi</b>
1/2"					0,716
3/4"				0,926	
1"			1,195	1,161	
1 1/4"			1,532	1,464	
1 1/2"			1,754	1,676	
2"			2,193	2,095	
2 1/2"			2,655	2,537	
3"		3,284	3,230	3,088	
4"	4,280	4,224	4,154	3,970	
6"	6,301	6,217	6,115	5,845	
8"	8,205	8,095	7,961	7,609	

Fuente: elaboración propia.

La tubería de PVC fabricada bajo la Norma ASTM D-2241 posee una unión de campana y es necesario un material cementante para unirlos adecuadamente.



Tabla III. Tubería de PVC 1120 ASTM D 2241 SDR 26

Diámetro nominal		Diámetro exterior		Espesor de la pared		Diámetro interior		Peso aproximado	
mm	plg	mm	plg	mm	plg	mm	plg	kg	lb
25	1	33,40	1,32	1,52	0,06	30,35	1,20	1,35	2,97
31	1 ¼	42,16	1,66	1,63	0,06	38,91	1,53	1,83	4,03
38	1 ½	48,26	1,90	1,85	0,07	44,55	1,75	2,39	5,27
50	2	60,33	2,38	2,31	0,09	55,70	2,19	3,72	8,21
62	2 ½	73,03	2,88	2,79	0,11	67,45	2,66	5,45	12,01
75	3	88,90	3,50	3,43	0,14	82,04	3,23	8,14	17,94
100	4	114,30	4,50	4,39	0,17	105,51	4,15	13,41	29,57
125	5	141,30	5,56	5,43	0,21	130,43	5,14	20,51	45,21
150	6	168,28	6,63	6,48	0,26	155,32	6,12	29,10	64,15
200	8	219,08	8,63	8,43	0,33	202,21	7,96	49,32	108,74
250	10	273,05	10,75	10,49	0,41	252,07	9,92	76,48	168,61
300	12	323,85	12,75	12,45	0,49	298,95	11,77	107,62	237,26
375	15	388,62	15,30	14,94	0,59	358,74	14,12	162,44	357,38

Fuente: AGUILAR RUIZ, Pedro. Apuntes de Ingeniería Sanitaria 1. p. 86.

La tubería de hierro galvanizado son tubos de acero cuya superficie exterior e interior han sido recubiertas de zinc. Son usados en los lugares donde la tubería está expuesta al sol o donde sea necesario colocar tuberías que resistan una presión mayor de 175 metros columna de agua, por las características del terreno.

Tabla IV. **Diámetros comerciales de tuberías HG**

<b>Diámetro comercial</b>	<b>Diámetro exterior</b>	<b>Espesor de la pared</b>	<b>Peso (Lb/pie)</b>
1/8"	0,405	0,068	0,240
1/4"	0,540	0,088	0,420
3/8"	0,675	0,091	0,570
1/2"	0,840	0,109	0,850
3/4"	1,050	0,113	1,130
1"	1,315	0,133	1,680
1 1/4"	1,660	0,140	2,270
1 1/2"	1,900	0,145	2,720
2"	2,375	0,154	3,650
2 1/2"	2,875	0,203	5,790
3"	3,500	0,216	7,580
3 1/2"	4,000	0,226	9,110
4"	4,500	0,237	10,790
5"	5,563	0,258	14,620
6"	6,625	0,280	18,970

Fuente: elaboración propia.

### **2.1.8. Presiones y velocidades**

De conformidad con las normas de la Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable en zonas rurales INFOM-UNEPAR, se adoptarán las velocidades y presiones de diseño. Para evitar sedimentación en

las líneas de conducción, las velocidades deben estar en un rango de 0,40 y 3,00 metros sobre segundo.

Para verificar si cumple satisfactoriamente con las normas que exige el INFOM es necesario calcular la velocidad con la siguiente expresión:

$$V=1,973525*\frac{Q}{D^2}$$

Donde:

V = velocidad (m/s)

Q = caudal (L/s)

D = diámetro (plg)

Las presiones en la conducción no deben exceder a la presión de trabajo de las tuberías, se recomienda dejar una presión de llegada mayor de 5 metros columna de agua, en las tuberías de distribución. La presión de servicio mínima es de 10 metros columna de agua y la presión máxima de servicios es de 40 metros columna de agua. La presión en un punto es la diferencia entre la cota piezométrica del punto y la cota del terreno.

### **2.1.9. Levantamiento topográfico**

La topografía tiene por objetivo medir extensiones de tierra, tomando los datos necesarios para poder representar sobre un plano, a escala, su forma y accidentes. Con los datos tomados sobre el terreno, aplicando procedimientos matemáticos, se calculan distancias, ángulos, direcciones, coordenadas, elevaciones, áreas o volúmenes según lo requerido en cada caso.

El levantamiento topográfico se realizó para una red por ramales abiertos, debido a la dispersión de las viviendas dentro de la comunidad. Se realizó en las calles, caminos vecinales y puntos estratégicos, de tal forma que comprendió la mayoría de viviendas beneficiarias del servicio.

Para todo el levantamiento topográfico se utilizó un teodolito óptico J2-2, estatal de aluminio, brújula y plomadas metálicas.

#### **2.1.9.1. Planimetría**

Planimetría es el conjunto de trabajos efectuados para tomar en el campo los datos geométricos que permiten construir una figura semejante a la del terreno proyectado sobre un plano horizontal.

Para el diseño de este proyecto se realizó el levantamiento planimétrico utilizando el método de conservación de azimut con vuelta de campana, para poligonales abiertas, radiando puntos en donde las condiciones del proyecto así lo requerían.

#### **2.1.9.2. Altimetría**

La altimetría es el conjunto de trabajos que proporcionan los elementos necesarios para determinar las diferencias de altura de un terreno, para poder ser proyectado posteriormente en un plano vertical.

Existen varios métodos, para este caso se utilizó el método de nivelación taquimétrica, que tiene por objetivo determinar la diferencia de alturas entre dos puntos, midiendo la distancia horizontal o inclinada que los separa y el ángulo

vertical que forma la línea que los une con el plano horizontal que pasa por el punto donde se hace la observación.

#### **2.1.10. Diseño hidráulico**

Un sistema de abastecimiento de agua potable consta de los siguientes componentes: captación, línea de conducción o bombeo, tanque de almacenamiento y la red de distribución.

##### **2.1.10.1. Captación**

Existe un pozo mecánico ubicado en el caserío La Presa, en el punto 0-1; el cual fue excavado en el 2010, teniendo un diámetro de 8 pulgadas y una profundidad de 700 pies. El perfil estratigráfico del pozo mecánico se encuentra en el anexo 1.

##### **2.1.10.2. Línea de impulsión**

Basándose en la topografía del terreno y la ubicación de las comunidades a abastecer, la línea de impulsión o bombeo se proyecta desde el pozo mecánico ubicado en el punto 0-1, estacionamiento 0+000, hacia el tanque de distribución ubicado en la estación E-16, estacionamiento 0+616,02.

En la línea de impulsión se toma en cuenta el criterio básico de la economía, ya que para diámetros pequeños el costo de la tubería es menor, pero producen pérdidas altas, lo que repercute en el costo de bombeo y para diámetros grandes, el costo de la tubería es mayor, pero el costo de bombeo disminuye.

### 2.1.10.2.1. Determinación del diámetro económico

Siguiendo el criterio de la economía y algunos más descritos a continuación, se calcula el diámetro que produce la menor pérdida y menor costo de bombeo.

Se calcula el diámetro aproximado para una velocidad del flujo de 0,40 y 3,00 metros sobre segundo, ya que son el rango mínimo y máximo de la misma, para esto se aplica la siguiente expresión:

$$\phi = \sqrt{\frac{1,974 * Q_b}{v}}$$

Donde:

$\phi$  = diámetro (plg.)

$Q_b$  = caudal de bombeo (lt/s)

$V$  = velocidad del flujo en la tubería (m/s)

Para una velocidad de 0,4 metros sobre segundo se obtiene lo siguiente:

$$\phi_1 = \sqrt{\frac{1,974 * 6,03}{0,60}}$$
$$\phi_1 = 4,45''$$

Para una velocidad de 2,00 metros sobre segundo se obtiene lo siguiente:

$$\phi_2 = \sqrt{\frac{1,974 \cdot 6,03}{2,00}}$$

$$\phi_2 = 2,44''$$

De lo anterior se obtendrá un rango de diámetros, los cuales deben ser analizados según los diámetros comerciales y se utilizará el que presente mejores condiciones de funcionamiento y economía. Los diámetros analizados serán de 2 ½", 3", 4" y 5".

La carga dinámica total (CDT) es llamada también, altura dinámica total, es la carga que debe suministrar la bomba para desplazar el caudal de agua requerido a través de la tubería hasta el nivel requerido. La carga dinámica total (CDT) para una bomba sumergible es parecida a la de un motor externo.

La carga dinámica total (CDT) se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$CDT = h_d + h_f + h + h_{fi} + h_v + h_m$$

Donde:

CDT = carga dinámica total

$h_d$  = altura del nivel dinámico a la boca del pozo

$h_f$  = pérdidas en el tubo de columna

$h$  = altura de la boca del pozo a la descarga

$h_{fi}$  = pérdidas en la línea de línea de impulsión

$h_v$  = pérdidas por velocidad

$h_m$  = pérdidas menores

En el caso de la carga dinámica total para la tubería de 4 pulgadas de diámetro se obtiene lo siguiente:

- La altura del nivel dinámico se obtiene del perfil estratigráfico del pozo el cual indica que se encuentra a 264 pies que equivale a 80,47 metros.

$$h_d = 80,47\text{m}$$

- Para obtener la pérdida producida en el tubo de columna es necesario tomar en cuenta que la tubería utilizada será de hierro galvanizado, por lo que el coeficiente de fricción a utilizar es de 100.

$$h_f = \frac{1\,743,811 * L * Q^{1,85}}{C^{1,85} * D^{4,87}} = \frac{1\,743,811 * 80,49 * 6,03^{1,85}}{100^{1,85} * 4^{4,87}}$$

$$h_f = 0,908 \text{ m}$$

- La altura de la boca del pozo a la descarga se obtiene de la diferencia de la cota de descarga del agua en el tanque de almacenamiento y la cota de terreno del pozo.

$h = \text{cota del tanque elevado} - \text{cota de terreno del pozo}$

$$h = 1\,170,5 - 1\,097,96$$

$$h = 72,54 \text{ m}$$

- Para obtener la pérdida producida en la línea de impulsión es necesario tomar en cuenta que la tubería utilizada será de PVC, por lo que el coeficiente de fricción a utilizar es de 150. La distancia de la línea de impulsión es de 616,02 metros a la cual se le aplicará un factor de



incremento del 5 por ciento ya que la longitud en planta puede variar debido a las pendientes del terreno.

$$h_{fi} = \frac{1\,743,811 * L * Q^{1,85}}{C^{1,85} * D^{4,87}} = \frac{1\,743,811 * (616,02 * 1,05) * 6,03^{1,85}}{150^{1,85} * 4^{4,87}}$$

$$h_{fi} = 3,45 \text{ m}$$

- La pérdida de carga por velocidad son las pérdidas que se producen en las tuberías por los cambios de velocidad que experimenta el flujo, se obtiene aplicando la siguiente expresión:

$$h_v = \frac{V^2}{2 * g}$$

Donde:

V = velocidad del flujo (m/s)

g = gravedad (9,81 m/s<sup>2</sup>)

$$h_v = \frac{0,744^2}{2 * 9,81}$$

$$h_v = 0,028 \text{ m}$$

- Las pérdidas menores son las que se producen debido a la diversidad de accesorios que deben colocarse en la línea de bombeo, usualmente para obtener este valor, se toma el 10 por ciento de la pérdida de carga en la línea de impulsión.

$$h_m = 0,10 * h_{fi}$$

$$h_m = 0,10 * 3,45$$

$$h_m = 0,345 \text{ m}$$

Por lo tanto, la carga dinámica total para la tubería de 4 pulgadas de diámetro queda de la siguiente forma:

$$CDT = 80,47 \text{ m} + 0,91 \text{ m} + 72,54 \text{ m} + 3,45 \text{ m} + 0,03 \text{ m} + 0,35 \text{ m}$$

$$CDT = 157,74 \text{ m}$$

Al igual que para la tubería de 4 pulgadas, se analiza para la tubería de 2½", 3" y 5"; obteniendo los siguientes resultados.

Tabla V. **Resultados de la carga dinámica total para diferentes diámetros**

<b>Diámetro</b>	<b>h<sub>d</sub></b>	<b>h<sub>f</sub></b>	<b>h</b>	<b>h<sub>fi</sub></b>	<b>h<sub>v</sub></b>	<b>h<sub>m</sub></b>	<b>CDT</b>
2 ½"	80,47	8,96	72,54	34,02	0,18	3,40	199,57
3"	80,47	3,69	72,54	14,00	0,09	1,40	172,18
4"	80,47	0,91	72,54	3,45	0,03	0,34	157,74
5"	80,47	0,31	72,54	1,16	0,01	0,12	154,60

Fuente: elaboración propia.

### 2.1.10.2.2. Verificación del golpe de ariete

Se le denomina así a la variación de presión en una tubería, por encima o por debajo de la presión normal de operación; ocasionada por rápidas fluctuaciones en el caudal, producidas por la apertura o cierre repentino de una válvula o por el paro o arranque de la bomba. Este fenómeno puede provocar ruptura de la tubería (presión positiva) o aplastamiento de la misma (presión negativa).

El golpe de ariete es una onda de presión que se propagará con una velocidad llamada celeridad, la cual se calcula con la siguiente expresión:

$$a = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{k}{E} \cdot \frac{D_i}{e}}}$$

Donde:

- a = celeridad
- k = módulo de elasticidad volumétrica del agua ( $2,07 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2$ )
- E = módulo de elasticidad del material de la tubería
- $D_i$  = diámetro interno de la tubería
- e = espesor de la pared de la tubería

Tabla VI. **Valores de elasticidad de algunos materiales**

MATERIAL	E (Kg/cm <sup>2</sup> )
PVC	3,00*10 <sup>4</sup>
Hierro fundido	1,05*10 <sup>6</sup>
Acero	2,05*10 <sup>6</sup>
Asbesto de cemento	(1,85 – 2,5)*10 <sup>6</sup>

Fuente: AGUILAR RUIZ, Pedro. Apuntes de Ingeniería Sanitaria 1. p. 115.

Para una tubería de 4 pulgadas de diámetro se obtiene lo siguiente:

$$a = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{2,07 \cdot 10^4}{3,00 \cdot 10^4} \cdot \frac{105,51 \text{ mm}}{4,39 \text{ mm}}}}$$

$$a = 338.64 \text{ m/s}$$

La sobrepresión generada se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\Delta P = \frac{a \cdot V}{g}$$

Donde:

$\Delta P$  = sobrepresión (mca.)

$a$  = celeridad (m/s)

$g$  = gravedad (m/s<sup>2</sup>)

Por lo tanto, la sobrepresión obtenida para la tubería PVC de 4 pulgadas de diámetro queda de la siguiente forma:

$$\Delta P = \frac{338,64 * 0,744}{9,81}$$

$$\Delta P = 25,67 \text{ mca}$$

Para la verificación de la resistencia de la tubería a soportar el golpe de ariete es necesario sumar la altura de bombeo a la sobrepresión, lo que debe ser menor que la presión de trabajo de la tubería seleccionada.

Tabla VII. **Resultados del análisis del golpe de ariete**

<b>Diámetro</b>	<b>di</b>	<b>e</b>	<b>a</b>	<b>ΔP</b>	<b>hd</b>	<b>Pmax</b>
2 ½"	67,45	2,79	337,70	65,53	80,47	145,99
3"	82,04	3,43	339,41	45,73	80,47	126,20
4"	105,51	4,39	338,64	25,67	80,47	106,13
5"	130,43	5,43	338,73	16,43	80,47	96,90

Fuente: elaboración propia.

La tubería PVC con una presión de trabajo de 160 psi, equivale a 112,49 mca; por lo tanto, la tubería de 4 y 5 pulgadas de diámetro puede ser utilizada en la línea de bombeo, sin embargo, el precio de la tubería de 5 pulgadas es mayor al precio de la tubería de 4 pulgadas. Esto es un factor importante a tomar en cuenta para la elección del diámetro de la tubería.

### 2.1.10.2.3. Potencia del equipo de bombeo

Para este proyecto en particular se utilizará una bomba sumergible, por lo tanto, es necesario conocer la potencia de la bomba, para esto se utiliza la siguiente expresión:

$$POT = \frac{Q_b * CDT}{76 * E_f}$$

Donde:

POT = potencia de la bomba (HP)

$Q_b$  = caudal de bombeo (lt/s)

$E_f$  = eficiencia de trabajo de la bomba = 0,60

Esta expresión se aplica a todos los diámetros posibles para determinar el diámetro económico. Luego se calcula la energía requerida mensualmente lo que se multiplica por el precio unitario del kilovatio para obtener el costo mensual de bombeo.

Tabla VIII. Costo mensual de bombeo

Díámetro	Pot (HP)	Pot (kw)	$h_b$ (hrs)	PU (Q/Kw)	Costo (Q)
2 ½"	26,38	19,65	360,00	Q. 1,89	Q. 13 369,88
3"	22,76	16,95	360,00	Q. 1,89	Q. 11 535,05
4"	20,85	15,53	360,00	Q. 1,89	Q. 10 567,36
5"	20,43	15,22	360,00	Q. 1,89	Q. 10 357,52

Fuente: elaboración propia.

Del análisis anterior se concluye que la tubería a utilizar para el diseño de la línea de bombeo será de 4 pulgadas de diámetro, ya que el costo de la tubería es menor que la de 5 pulgadas, y la diferencia del costo de bombeo entre estas dos tuberías no es representativo.

### **2.1.10.3. Especificaciones del equipo de bombeo**

En la salida del equipo de bombeo deberán colocarse como mínimo, un manómetro de descarga y una válvula de retención. Se propone una bomba sumergible AFT de 20 HP y un motor Franklin 20HP y 230 voltios.

### **2.1.10.4. Red de distribución**

El diseño de la red de distribución se efectuará por el método de redes abiertas ya que las viviendas se encuentran dispersas en su gran mayoría. La red tendrá una longitud de 3 165,82 metros de tubería de cloruro de polivinilo (PVC).

Para el diseño de la red de distribución es importante tomar en cuenta las condiciones topográficas del lugar, el caudal de hora máxima, el cual es llamado también caudal de distribución y el caudal de vivienda, este último se obtiene con la siguiente expresión:

$$Q_v = \frac{Q_d}{\text{No.de viviendas futuras}}$$

Donde:

$Q_v$  = caudal por vivienda (lt/s)

$Q_d$  = caudal de distribución = caudal de hora máxima = 5,02 lt/s

Entonces:

$$Q_v = \frac{5,02}{362} = 0,01389 \text{ lt/s}$$

Para determinar el caudal de diseño de un tramo de distribución, se multiplica el caudal de vivienda por el número de viviendas futuras y si llegara otro ramal a él, se sumarían los caudales existentes. Luego se calcula el caudal instantáneo de ese tramo, el cual se define con la siguiente expresión:

$$Q_i = k * \sqrt{n-1}$$

Donde:

$Q_i$  = caudal instantáneo (lt/s)

$n$  = número de viviendas en el tramo

$k$  = 0,15 si  $n < 55$  viviendas y 0,20 si  $n > 55$  viviendas

- Tramo E-16 a E-17

En este tramo se encuentran 4 viviendas, pero luego de este se encuentran dos tramos más que cuentan con 6 y 5 viviendas para un total de 15.

Calculando el caudal instantáneo y caudal de distribución:

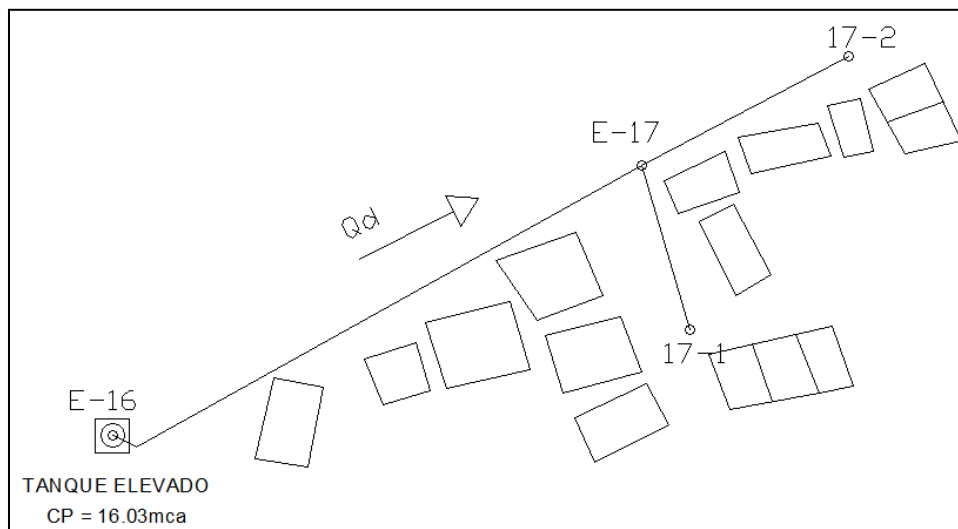
$$Q_i = 0,15 * \sqrt{7-1} = 0,367 \text{ lt/s}$$

$$Q_d = Q_v * \text{No.viviendas en el tramo} = 0,01389 * 26 = 0,36 \text{ lt/s}$$



Debido a que es un tramo con continuidad, el caudal de diseño a utilizar es el caudal de distribución. Con esto se procede a calcular el diámetro necesario para satisfacer la demanda de agua para este tramo.

Figura 3. **Planta del tramo E-16 a E-17**



Fuente: elaboración propia.

$Q_{\text{diseño}}$	= 0,36 lt/s
L	= 122,00 m
C	= 150
hf	= 1 164,03m – 1 147,95m = 16,28m

Por lo tanto, la expresión para calcular el diámetro queda de la siguiente forma:

$$D = \left( \frac{1\,743,811 * (122 * 1,05) * 0,36^{1,85}}{150^{1,85} * 16,28} \right)^{1/4,87}$$

$$D=0,715''$$

El resultado se aproxima a un diámetro comercial superior e inferior, los cuales se utilizan para calcular las pérdidas de carga.

$$hf_{3/4''} = \frac{1\,743,811 \cdot (122,00 \cdot 1,05) \cdot 0,36^{1,85}}{150^{1,85} \cdot 0,926^{4,87}} = 4,64\text{m}$$

$$hf_{1''} = \frac{1\,743,811 \cdot (122,00 \cdot 1,05) \cdot 0,36^{1,85}}{150^{1,85} \cdot 1,195^{4,87}} = 1,34\text{m}$$

Al analizar las pérdidas de las dos tuberías, se obtienen pérdidas menores a las disponible, por lo que cualquiera de las dos tuberías cumplen con este requisito, pero se utilizará la tubería de 1 pulgada de diámetro.

Para el diámetro seleccionado se verifica que la velocidad del fluido dentro de la tubería se encuentre en los rangos de 0,40 y 2,00 metros sobre segundo.

$$V = 1,973525 \cdot \frac{0,36}{1,195^2} = 0,498 \text{ m/s}$$

Por último, se encuentra la cota piezométrica final y la carga dinámica en la estación E-17.

$$C_{pf} = C_i - h_f$$

$$C_{pf} = 1\,164,23 - 1,34$$

$$C_{pf} = 1\,162,89$$

$$C_d = C_{pf} - C_{tf}$$

$Cd = 1\ 162,89 - 1\ 147,95$

$Cd = 14,94\ mca$

La carga dinámica en la estación E-17 se encuentra dentro del rango aceptable para la distribución, debido a que el mínimo es de 10 metros columna de agua y el máximo es de 40 metros columna de agua.

Los resultados del cálculo hidráulico completos se presentan en el apéndice 3.

#### **2.1.11. Tanque de almacenamiento metálico**

El tanque de almacenamiento tiene como fin primordial cubrir con la demanda de agua en las horas de mayor consumo y tiene por objetivo almacenar el agua durante las horas de menor consumo.

La altura mínima del tanque elevado debe ser aquella que produzca en la red de distribución la presión mínima de 10 metros columna de agua y, en el caso más desfavorable de 7 metros columna de agua.

Para el presente proyecto se diseñará un tanque elevado de 17 metros de altura y de estructura metálica.

El volumen del tanque de almacenamiento se calcula de acuerdo a la demanda de agua de las comunidades. Debido a que no existen estudios de demanda se toma la referencia de la Guía para el abastecimiento de agua potable INFOM-UNEPAR, la cual indica que para sistemas de abastecimiento por bombeo se adopta un volumen de 40 a 65 por ciento del caudal medio diario.

$$\text{Vol} = \frac{0,40 * Q_{\text{md}} * 86\ 400}{1\ 000}$$

$$\text{Vol} = \frac{0,40 * 2,51 * 86\ 400}{1\ 000}$$

$$\text{Vol} = 86,75\text{m}^3$$

De lo anterior se obtiene un volumen de almacenamiento de 86,75 metros cúbicos, pero para construir un tanque elevado de dicha capacidad representaría un costo elevado, por lo que se ha acordado con las autoridades municipales diseñar un tanque elevado de 40 metros cúbicos.

#### **2.1.11.1. Cubierta del tanque**

La cubierta del tanque puede diseñarse de forma plana o de forma cónica, su función es cubrir el tanque de la intemperie, en esta se encuentra el acceso al interior y, además deberá contar con un área de ventilación.

Para este caso se diseñará la cubierta de forma cónica, con una altura de 1/5 del diámetro del depósito.

Para la construcción de este se utilizará lámina negra, Norma ASTM A-36, con un espesor mínimo de 3/16" de pulgada.

#### **2.1.11.2. Fondo del tanque**

El fondo tendrá forma de cono invertido para soportar mayores presiones. La altura de este será de 1/3 del diámetro del tanque.

$$\text{Vol}_{\text{cono}} = \pi * r^2 * h / 3$$

Para la construcción de este se utilizará lámina negra Norma ASTM A-36, con un espesor mínimo de 3/16" de pulgada.

### 2.1.11.3. Cuerpo del tanque

Las paredes del cilindro y el fondo soportarán la presión ejercida por el agua, las dimensiones se determinan a partir del volumen obtenido anteriormente.

$$\text{Vol}_{\text{cil}} = \pi * r^2 * h$$

Para un radio de 1,75 metros se obtiene lo siguiente:

$$h = \frac{40,00}{\pi * 1,75^2} = 4,16 \text{ m}$$

Tomando una altura de 4,00 metros y un radio de 1,75 metros para el cuerpo del tanque y una altura  $h=d/3$  para el cono inferior se obtiene un volumen total de:

$$\text{Vol}_{\text{cil}} = \pi * 1,75^2 * 4,00 = 38,48 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol}_{\text{cono}} = \pi * 1,75^2 * \frac{3,50}{3} = 3,74 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol}_{\text{TOTAL}} = 38,48 + 3,74 = 42,22 \text{ m}^3$$

### 2.1.11.3.1. Diseño de las paredes del tanque

La carga (T) ejercida sobre las paredes del tanque se puede definir por la siguiente expresión:

$$T=P*r$$

Donde:

T = carga ejercida sobre las paredes del tanque

P = carga ejercida por el agua =  $\gamma*h$

$\gamma$  = peso específico del agua = 1 000 kg/m<sup>3</sup>

r = radio del tanque

h = altura del cilindro

$$T=\gamma*h*r=1\ 000*4,00*1,75$$

$$T=7\ 000\ \text{kg/m}$$

Para calcular el espesor de la lámina a utilizar, se tomará una franja unitaria de 1 metro en el perímetro del tanque y se tomará un grado de acero de 36 000 libra sobre pulgada cuadrada.

P = 7 000 kg

Fy = resistencia del acero = 36 000 lb/plg<sup>2</sup> = 2 536,37 kg/cm<sup>2</sup>

A continuación se calcula el área de acero (As) con la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{T}{F_s}$$

Donde:

$A_s$  = área de acero

$T$  = carga ejercida sobre las paredes del tanque

$F_s$  = esfuerzo de trabajo del acero a tensión =  $0,45F_y$

$$F_s = 0,45 * 2\,531,05 = 1\,138,97 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{11\,812,50}{1\,138,97} = 10,37 \text{ cm}^2$$

Para una franja unitaria de 1 metro de altura se obtiene el espesor ( $t$ ) de las paredes del tanque de la siguiente forma:

$$A = 1\text{m} * t$$

$$t = 10,37 / 100 = 0,1037 \text{ cm}$$

Para la construcción de las paredes del tanque se utilizará lámina negra Norma ASTM A-36, con un espesor mínimo de 3/16 de pulgada.

#### **2.1.11.4. Torre de soporte**

Los tanque elevados se apoyan sobre el terreno por medio de una torre, esta se compone, generalmente, por cuatro columnas con una ligera inclinación y por los tensores, que son una serie de elementos rigidizantes diseñados a compresión y tensión.

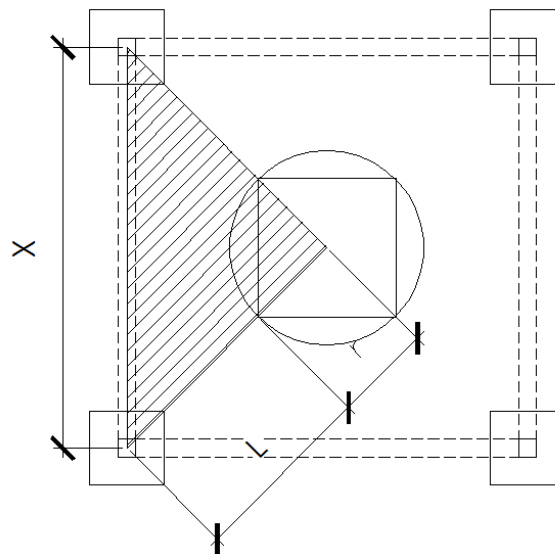
Las columnas tendrán una inclinación sobre el eje vertical del 25 por ciento de la altura del tanque, por lo tanto:

$$L = h * 0.25$$

$$L = 17,00 \text{ m} * 0,25 = 4,25 \text{ m}$$

La separación entre las columnas se calcula con el teorema de Pitágoras como se muestra en la figura 4.

Figura 4. **Planta del tanque elevado**



Fuente: elaboración propia.

$$X = \sqrt{(L+r)^2 + (L+r)^2}$$

$$X = \sqrt{(4,25+1,75)^2 + (4,25+1,75)^2} = 8,49 \text{ m}$$

Para la separación de los arriostres se deberá considerar que el primero debe estar a una altura sobre el nivel del suelo de 0,50 a 1,00 metros, los siguientes se calcularán según la altura restante, la cual debe estar entre 3,25 a 4,50 metros.



Para el presente diseño el primer arriostre se ubicará a 0,60 metros sobre el suelo y los siguientes a 4,10 metros.

La carga ejercida sobre las torres de soporte será la suma del peso del agua contenida en el tanque y el peso de la estructura de acero.

- Peso del agua

$$P_w = (\pi * r^2 * h) * \gamma + (\pi * r^2 * h / 3) * \gamma$$

Donde:

$P_w$  = carga ejercida por el agua a todo el tanque (kg)

$r$  = radio del tanque (m)

$h$  = altura del tanque (m)

$H$  = altura del cilindro inferior (m)

$\gamma$  = peso específico del agua (1 000 kg/m<sup>3</sup>)

$$P_w = (\pi * 1,75^2 * 4) * 1\ 000 + (\pi * 1,75^2 * 1,17 / 3) * 1\ 000$$

$$P_w = 42\ 226,06\ \text{kg}$$

$$P_w = 42,22\ \text{ton}$$

La carga para soldadura ( $f$ ) está en función del peso total del agua y se encuentra dividiendo este entre el perímetro del cilindro.

$$f = \frac{P_w}{\text{Perímetro}}$$

$$f = \frac{42\,226,06 \text{ Kg}}{2 * \pi * 1,75} = 3\,840,28 \text{ kg/m}$$

Este valor se encuentra dentro de los límites aceptables del diseño de soldaduras según el AISC (American Institute Of Steel Construction).

- Peso del acero

PE = peso específico del acero = 490 lb/pie<sup>3</sup> = 7 800 kg/m<sup>3</sup>

t = espesor de lámina de acero = 0,00635 m (1/4 plg)

r = radio del cilindro y de los conos (m)

h = altura del cilindro (m)

hs = altura del cono superior (m)

hi = altura del cono inferior (m)

Ac = área del cilindro (m<sup>2</sup>)

As = área del cono superior (m<sup>2</sup>)

Ai = área del cono inferior (m<sup>2</sup>)

$$Ac = \pi * d * h = \pi * 4 * 3,5 = 43,98 \text{ m}^2$$

$$As = \pi * r * \sqrt{(r^2 + hs^2)} = \pi * 1,75 * \sqrt{(1,75^2 + 0,7^2)} = 10,36 \text{ m}^2$$

$$Ai = \pi * r * \sqrt{(r^2 + hi^2)} = \pi * 1,75 * \sqrt{(1,75^2 + 1,17^2)} = 11,56 \text{ m}^2$$

Peso del acero = (Ac+As+Ai)\*t\*PE

Peso del acero = (43,98+10,36+11,56)\*(0,00635)\*(7 800)

Peso del acero = 3 264,41 kg

Peso total = peso del agua + peso del acero

Peso total = 42 226,06 + 3 264,41 = 45 490,47 kg

Para poder determinar una carga exacta para cada columna, se tomará una carga total de 50 000 kilogramos.

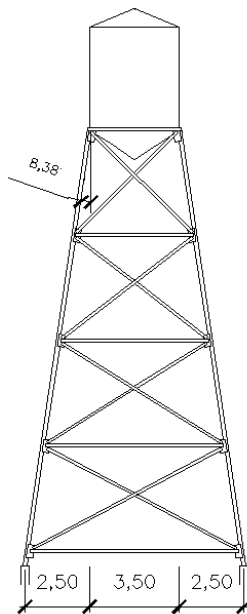
- Peso total por columna

$$P_{Col} = \frac{50,000 \text{ kg}}{4} = 12\,500 \text{ kg}$$

$P_{Col} = 12,50 \text{ ton}$

Debido a la inclinación de las columnas, estas se encuentran en función de una carga resultante, la cual se obtiene dividiendo el valor del peso total por columna dentro del ángulo de inclinación de cada columna.

Figura 5. **Ángulo de inclinación de la torre**



Fuente: elaboración propia.

$\beta$  = ángulo de inclinación de la torre

$$\beta = \text{sen}^{-1} \left( \frac{2,50}{17} \right) = 8,38^\circ$$

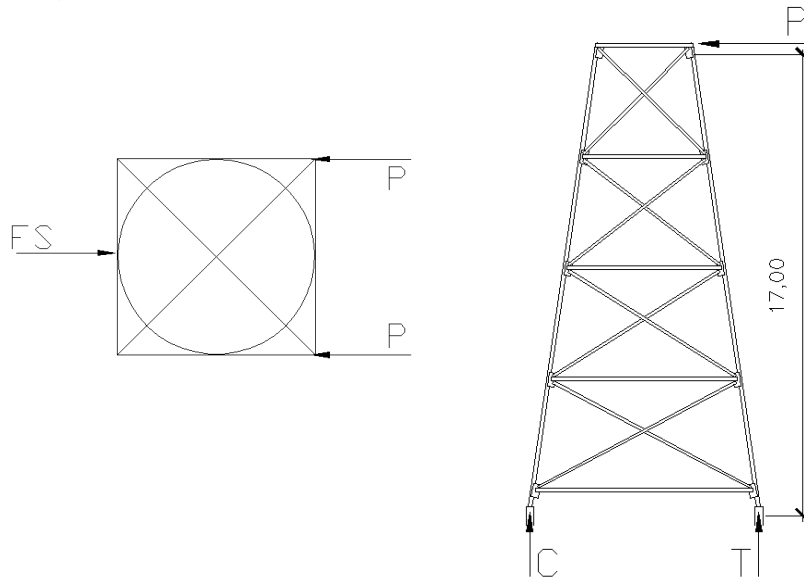
- La carga resultante ( $C_r$ ) viene dada por la siguiente expresión:

$$C_r = \frac{P_{Col}}{\text{Cos}\beta} = \frac{12,5 \text{ ton}}{\text{Cos } 8,38^\circ} = 12,63 \text{ ton}$$

- Para determinar la carga de sismo se recomienda tomar el 20 por ciento del peso total del tanque.

FS = peso total \* 0.20  
FS = 50 000 kg \* 0,20  
FS = 10 000 kg = 10,00 ton

Figura 6. **Fuerza de sismo verticales y horizontales**



Fuente: elaboración propia.

Se realiza una sumatoria de fuerzas horizontales y se obtiene lo siguiente:

$$\sum F_H = 0$$

$$FS - 2P = 0$$

$$P = \frac{FS}{2,00} = \frac{10,00 \text{ ton}}{2,00} = 5,00 \text{ ton}$$

A continuación se realiza una sumatoria de momentos en el punto C para determinar la carga T.

Momento de sismo (MS) = carga P \* altura de la torre H

$$\sum M_c = 0$$

$$-(10,00 \text{ ton} * 17,00 \text{ m}) + (T * 8,50 \text{ m}) = 0$$

$$T = 10,00 \text{ ton}$$

Las cargas finales se encuentran realizando una sumatoria de fuerzas en el punto C y T.

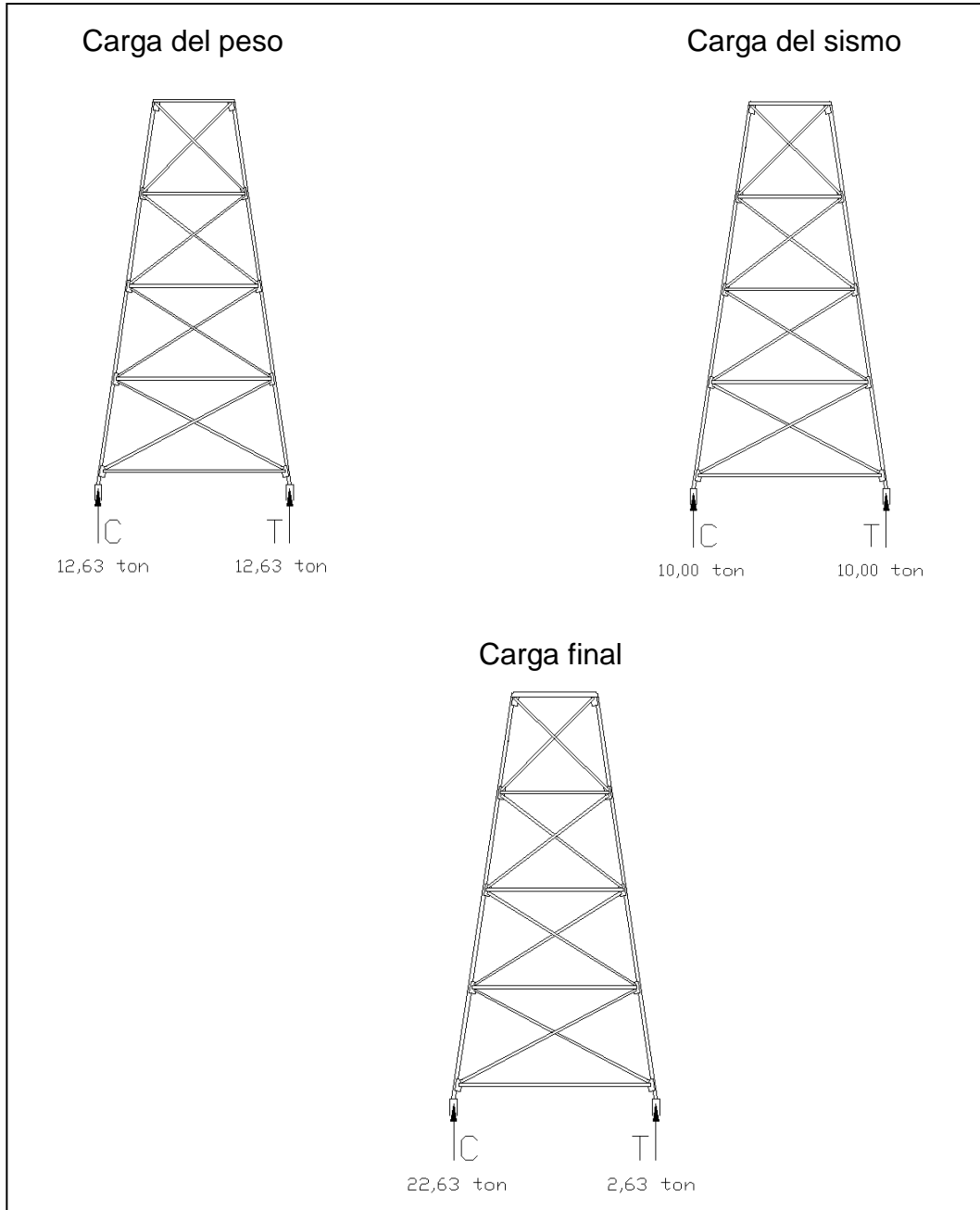
$$\sum F_c = 0$$

$$12,63 + 10,00 = 22,63 \text{ ton}$$

$$\sum F_T = 0$$

$$12,63 - 10,00 = 2,63 \text{ ton}$$

Figura 7. **Cargas finales**



Fuente: elaboración propia.

#### 2.1.11.4.1. Diseño de columnas

Para el diseño de las columnas se propone la utilización de tubo redondo, debido a la excelente resistencia a la torsión y su rigidez es igual en todas direcciones, por lo que esta tubería es la más utilizada para este tipo de estructuras.

El manual de la AISC contiene las dimensiones de estas secciones de tuberías y las clasifica en estándar, extrafuerte y doble fuerte. Para el diseño de la columna de acero se deben seguir una serie de recomendaciones que se detallan a continuación:

- Se propone una sección tentativa y se anotarán los datos obtenidos de las tablas del Manual AISC.
- Calcular la relación de esbeltez por medio de la expresión  $K \cdot l / r$ ; siendo  $l$  la longitud del elemento,  $r$  el radio de giro del elemento y el valor  $K$  será igual a uno.
- Calcular el esfuerzo unitario permisible ( $F_a$ ) mediante las tablas del manual AISC.
- Luego de obtener el valor del esfuerzo unitario permisible se deberá multiplicar por el área de la sección transversal de la columna.
- Por último, se compara la carga permisible encontrada anteriormente con la carga de diseño, si la carga permisible en la sección propuesta es menor que la de diseño se debe proponer una sección más grande y repetir las recomendaciones.

Se propone un tubo redondo de 6 pulgadas de diámetro, a continuación se describen las características de este obtenidas del Manual AISC.

Tubo redondo = 6 pulgadas de diámetro cédula 40  
 Área = 5,22 plg<sup>2</sup>  
 Radio de giro = 2,25 plg  
 Peso = 19,00 (lb/pie)  
 Carga de diseño = 22,63 ton  
 Longitud columna = 4,14 m = 163 plg

$$\text{Relación de esbeltez} = \frac{K \cdot l}{r} = \frac{1 \cdot 163 \text{ plg}}{2,25 \text{ plg}} = 72,44 \approx 72$$

Para una relación de esbeltez igual a 72, se obtiene un esfuerzo unitario permisible de 16 400,00 libra sobre pulgada cuadrada.

$$F_a = 16\,400,00 \text{ lb/plg}^2$$

$$\text{Carga permisible} = F_a \cdot \text{Área}$$

$$\text{Carga permisible} = 16\,400,00 \cdot 5,22 = 85\,608,00 \text{ lb} = 38,83 \text{ ton}$$

Carga permisible > Carga de diseño

$$38,83 \text{ ton} > 22,63 \text{ ton}$$

La tubería propuesta sí cumple con la carga de diseño, por lo tanto se propone la utilización de tubo redondo de 6 pulgadas de diámetro cédula 40.

#### 2.1.11.4.2. Diseño de tensores

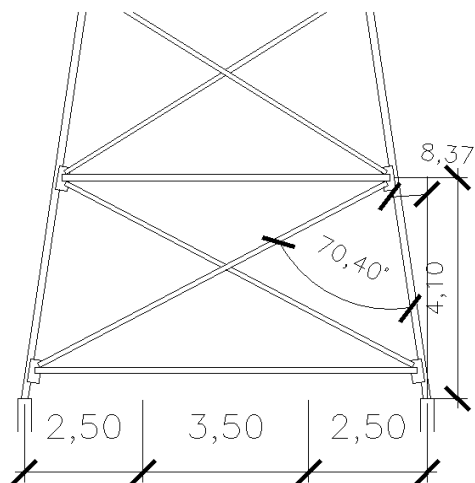
Los tensores son piezas sujetas a tensión, y al no existir problemas de pandeo, el cálculo resulta de la división de la carga entre el esfuerzo de trabajo de tensión del acero, lo que da como resultado el área neta de la sección transversal necesaria.



Para el diseño de los tensores se propone la utilización de un perfil tipo L, obteniendo los siguientes datos del Manual AISC.

Dimensiones	= 4*4 plg
Espesor	= ½ plg
Área	= 3,75 plg <sup>2</sup> = 24,19 cm <sup>2</sup>
Peso	= 12,80 lb/pie
Radio de giro	= 1,22 plg
F <sub>s</sub>	= esfuerzo de trabajo a tensión del acero
F <sub>s</sub>	= 0.60*F <sub>y</sub> = 1,141 ton/cm <sup>2</sup>

Figura 8. **Detalle de tensores del tanque**



Fuente: elaboración propia.

$$T_{cr} = \frac{P}{\cos 70,40^\circ} = \frac{5 \text{ ton}}{\cos 70,40^\circ} = 14,90 \text{ ton}$$

$$\text{Área} = \frac{T_{cr}}{F_s} = \frac{14,90 \text{ ton}}{1,141 \text{ ton/cm}^2} = 13,08 \text{ cm}^2$$

Área del perfil > área requerida

$$24,19 \text{ cm}^2 > 13,08 \text{ cm}^2$$

Debido a lo anterior se propone la utilización de perfiles tipo L de 4,00\*4,00\*1/2 pulgadas, Norma ASTM-A36.

#### **2.1.11.4.3. Diseño de pieza horizontal**

La función de estos elementos, al igual que los tensores, es contrarrestar la acción de la fuerza sísmica. La pieza seleccionada deberá ser analizada por esfuerzos combinados a compresión y flexión, aplicando la ecuación de combinación de esfuerzos.

Para el diseño de la pieza se deberá seguir una serie de recomendaciones, las cuales se detallan a continuación:

- Se propondrá una sección tentativa y se obtendrán los datos generales de la sección del Manual AISC.
- Calcular la relación de esbeltez por medio de la expresión  $K^*l/r$ ; siendo  $l$  la longitud del elemento,  $r$  el radio de giro del elemento y el valor  $K$  será igual a uno.
- Calcular el esfuerzo unitario permisible ( $F_a$ ) mediante las tablas del Manual AISC.
- Luego de obtener el valor del esfuerzo unitario permisible se deberá multiplicar por el área de la sección transversal de la pieza.
- Comparar la carga permisible encontrada anteriormente con la carga de diseño, si la carga permisible en la sección propuesta es menor que la

del diseño se debe proponer una sección más grande y repetir las recomendaciones.

- Por último, se debe aplicar la ecuación de combinación de esfuerzos la cual deberá dar un valor menor o igual a uno.

Para el diseño de la pieza horizontal se propone la utilización de tubo redondo de 5 pulgadas de diámetro cedula 40, obteniendo los siguientes datos del manual AISC.

Tubo redondo	= 5 pulgadas de diámetro cédula 40
Área	= 4,03 plg <sup>2</sup> = 26,00 cm <sup>2</sup>
Radio de giro	= 1,88 plg
Peso del acero	= 14,60 (lb/pie)
C	= distancia al centroide = 2,78 plg
Diámetro exterior	= 5,56 plg
Carga puntual	= 1 persona = 200 lb
Longitud pieza	= 8,32 m = 27,30 pies = 327,56 plg
Momento de inercia = MI	= 14,30 plg <sup>4</sup>
P	= carga de diseño = 5 ton

$$\text{Relación de esbeltez} = \frac{K \cdot l}{r} = \frac{1 \cdot 327,56 \text{ plg}}{1,88 \text{ plg}} = 174,23 \approx 174$$

Para una relación de esbeltez igual a 174, se obtiene un esfuerzo unitario permisible de 4 960,00 libra sobre pulgada cuadrada.

$$F_a = 4\,960,00 \text{ lb/plg}^2 = 2,25 \text{ ton/plg}^2$$

$$\text{Carga permisible} = F_a \cdot \text{área}$$

$$\text{Carga permisible} = 2,25 \text{ ton/plg}^2 \cdot 4,03 \text{ plg}^2 = 9,07 \text{ ton}$$

Carga permisible > carga de diseño

$$9,07 \text{ ton} > 5 \text{ ton}$$

La tubería propuesta sí cumple con la carga de diseño a compresión, a continuación se aplica la ecuación de esfuerzos combinados.

Fb = esfuerzo del acero a flexión

$$Fb = 0,5 \cdot Fy$$

$$Fb = 18\,000 \text{ lb/plg}^2 = 8,16 \text{ ton/plg}^2$$

Ma = momento actuante

Se determina el momento actuante con la siguiente expresión:

$$Ma = \frac{P \cdot l}{4} + \frac{W \cdot L^2}{8} = \frac{200 \cdot 27,30}{4} + \frac{14,60 \cdot 27,30^2}{8} = 2\,724,64 \text{ lb-pie} = 14,83 \text{ ton-plg}$$

Aplicando la ecuación de combinación de esfuerzos se obtiene lo siguiente:

$$-\frac{P/A}{Fa} \pm \frac{Ma \cdot C/MI}{Fb} \leq 1 \qquad -\frac{5/4,03}{2,25} \pm \frac{14,83 \cdot 2,78/14,30}{8,16} \leq 1$$

$$-\frac{5/4,03}{2,25} + \frac{14,83 \cdot 2,78/14,30}{8,16} \leq 1 \qquad -\frac{5/4,03}{2,25} - \frac{14,83 \cdot 2,78/14,30}{8,16} \leq 1$$

$$-0,1983 \leq 1$$

$$-0,9045 \leq 1$$

Luego del análisis realizado a la sección propuesta se propone utilizar tubo redondo de 5 pulgadas de diámetro, cédula 40.

- Aplicación de soldadura y colocación de pernos:

La soldadura resiste aproximadamente 2 000 libra sobre pulgada cuadrada, para calcular la longitud de soldadura de un miembro se debe relacionar esta resistencia con la carga actuante en el miembro y la longitud total del mismo, disponible para la soldadura.

L = longitud de soldadura

$L = T_{cr}/R_s$

$T_{cr}$  = carga crítica = 14,90 ton

$R_s$  = resistencia de soldadura = 2 000 lb/plg<sup>2</sup> = 0,91 ton/plg<sup>2</sup>

$$L = \frac{T_{cr}}{R_s} = \frac{14,90 \text{ ton}}{0,91 \text{ ton/plg}} = 16,42 \text{ plg}$$

Se recomienda una longitud de soldadura de 16,42 pulgadas.

- La resistencia del acero en corte es aproximadamente de 10 000 lb/plg<sup>2</sup>, para calcular la cantidad de pernos se determina el diámetro en una unión, los cálculos se reducen a la división de la carga actuante en el miembro y la resistencia máxima de la acero en corte.

A = área neta necesaria

$A = T_{cr}/F_c$

$T_{cr}$  = carga crítica = 14,90 ton

$F_c$  = esfuerzo de corte = 10 000 lb/plg<sup>2</sup> = 4,54 ton/plg<sup>2</sup>

$$A = \frac{T_{cr}}{F_c} = \frac{14,90 \text{ ton}}{4,54 \text{ ton/plg}^2} = 3,28 \text{ plg}^2$$

Según las tablas del Manual AISC, para un perno de  $1 \frac{1}{8}$  pulgadas, le corresponde un área de 0,99 pulgadas cuadradas, por lo tanto se utilizarán 4 pernos en cada unión.

Con la ayuda del paquete de software SAP2000 V15, se modeló el tanque elevado aplicando las cargas vivas, muertas, cargas de sismo, viento, y presión hidrostática a la estructura para corroborar que las secciones propuestas cumplen con los esfuerzos requeridos.

Los resultados están dados en relación demanda/capacidad de los elementos, los cuales se encuentran en forma de gráficas en el apéndice 4.

#### **2.1.11.4.4. Diseño de la base para las columnas**

Es necesario que la base de las columnas y la placa estén en contacto absoluto para evitar la falla por punzonamiento en el concreto. La columna se fija a la placa por medio de soldadura y, a la vez se fija a la cimentación usando pernos de anclaje.

El área de la placa base se obtiene dividiendo la carga de la columna entre el esfuerzo unitario de compresión permisible del concreto, que puede ser de 25 por ciento del esfuerzo máximo a compresión del concreto, cuando toda el área está cubierta por la placa, e igual a 37,5 por ciento del esfuerzo máximo a compresión del concreto, cuando el área de la placa es un tercio del área del concreto. Para un tipo de concreto con un esfuerzo máximo a compresión del concreto igual a 3 000 libra sobre pulgada cuadrada, el esfuerzo permisible es de 750 a 1 125 libra sobre pulgada cuadrada, dependiendo del área a cubrir de la placa.

El espesor de la placa se determina suponiendo que se comporta como un voladizo invertido, cuyo momento máximo se localiza en el borde de la columna.

$f_p$  = esfuerzo permisible del concreto a corte

$$f_p = 750 \text{ lb/plg}^2 = 0,341 \text{ ton/plg}^2$$

$P_{to}$  = peso de la torre +  $C_r$

$$C_r = 12,63 \text{ ton}$$

$A$  = área de la placa

$$A = P_{to}/f_p$$

Peso de la torre:

$$\text{Peso columna} = 225,46 \text{ pies} * 19,00 \text{ lb/pie} = 4\,283,73 \text{ lb}$$

$$\text{Peso pieza horizontal} = 387,93 \text{ pies} * 14,60 \text{ lb/pie} = 5\,663,73 \text{ lb}$$

$$\text{Peso tensores} = 751,97 \text{ pies} * 12,80 \text{ lb/pie} = 9\,625,20 \text{ lb}$$

$$\text{Peso total de la torre} = 19\,572,65 \text{ lb} = 8,88 \text{ ton}$$

$$P_{to} = 8,88 \text{ ton} + 12,63 \text{ ton} = 21,51 \text{ ton}$$

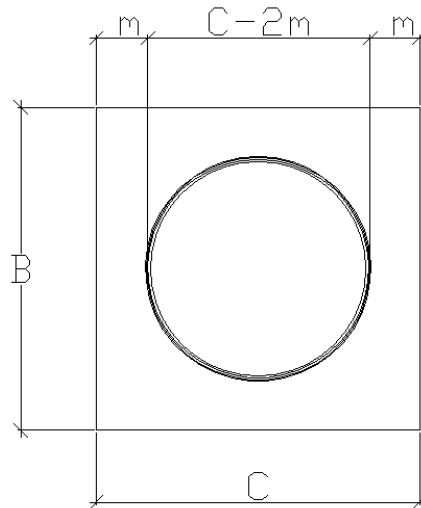
$$A = \frac{P_{to}}{f_p} = \frac{21,51 \text{ ton}}{0,341 \text{ ton/plg}^2} = 63,08 \text{ plg}^2$$

$L$  = lado de la placa

$$L = \sqrt{A} = \sqrt{63,08 \text{ plg}^2} = 7,94 \text{ plg}$$

Se propone una placa metálica de 10 pulgadas de ancho por 10 pulgadas de largo, a continuación se procede a calcular el espesor de la placa de la siguiente forma:

Figura 9. **Sección de la placa base**



Fuente: elaboración propia.

$F_b$  = esfuerzo de trabajo a flexión =  $0,50 \cdot F_y$

$F_b$  =  $18\,000 \text{ lb/plg}^2 = 8,16 \text{ ton/plg}^2$

$P_{pl}$  = carga sobre la placa

$P_{pl}$  =  $P_{to} / \text{Área de la placa}$

$P_{pl} = \frac{21,51 \text{ Ton}}{100 \text{ plg}^2} = 0,21 \text{ Ton/plg}^2$

$t$  = espesor de la placa

$m$  = proyección de la placa fuera de la columna



$$t = \frac{\sqrt{3 \cdot P \cdot l \cdot m^2}}{F_b} = \frac{\sqrt{3 \cdot 0,21 \cdot 2^2}}{8,16} = 0,25 \text{ plg}$$

Se propone una placa metálica de 10 pulgadas de ancho por 10 pulgadas de largo y un espesor de ¼ de pulgada.

### 2.1.11.5. Diseño de la cimentación del tanque

La cimentación está compuesta por los pedestales de concreto, la zapata y la viga conectora que tiene como fin primordial evitar corrimiento entre las zapatas.

Los pedestales se utilizan frecuentemente como elementos de transición entre columnas metálicas y las zapatas. Las razones más comunes para el uso de pedestales son buscar distribuir la carga en la parte superior de la zapata para aliviar la intensidad de la presión de apoyo directa en la zapata; y permitir que la columna este por encima del nivel del suelo para evitar la corrosión.

- Diseño del pedestal

Se propone una sección de 0,30\*0,30 metros y una altura h igual 3\*a, donde a es el ancho de la sección propuesta, por lo tanto la altura h es igual a 0,90 metros.

Se debe determinar la relación de esbeltez para saber si el pedestal trabaja como una columna corta, intermedia o larga, el ACI (American Concrete Institute) señala los siguientes parámetros:

Esbeltez < 21 columna corta

21 < esbeltez < 100      columna intermedia  
Esbeltez > 100      columna larga

Calcular la relación de esbeltez por medio de la expresión  $K^*l/r$ ; siendo  $l$  la longitud libre entre apoyos más alejados,  $r$  el radio de giro de la sección y el valor  $K$  es el factor de pandeo, el cual se tomará como a uno por las dimensiones del elemento a diseñar.

$l$       = longitud libre entre apoyos = 0,90 m  
 $r$       = radio de giro de la sección =  $0,3*b$   
 $b$       = lado de la sección = 0,30 m  
 $K$       = factor de pandeo = 1

$$\text{Esbeltez} = \frac{K^*l}{r} = \frac{1*0,90 \text{ m}}{(0,30*0,30 \text{ m})} = 10$$

Luego del análisis de la esbeltez se obtiene que es una columna corta, y, a continuación se procede a diseñar la columna como indica el ACI en el capítulo 10, donde señala que para el cálculo de la resistencia última a compresión se debe utilizar la siguiente ecuación:

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

Donde:

$P_u$       = resistencia última de la columna  
 $\phi$       = factor de compresión = 0,75  
 $A_g$       = área de la sección de la columna = 900 cm<sup>2</sup>  
 $A_s$       = área de acero = 1% de la sección = 9 cm<sup>2</sup>

$f'c$  = resistencia nominal del concreto =  $210 \text{ kg/cm}^2$   
 $Fy$  = resistencia nominal del acero =  $2\,531,05 \text{ kg/cm}^2$

$$Pu = 0,75 * ((0,85 * 210 * (900 - 9)) + (2\,531,05 * 9))$$

$$Pu = 136\,367,22 \text{ kg} = 136,37 \text{ ton}$$

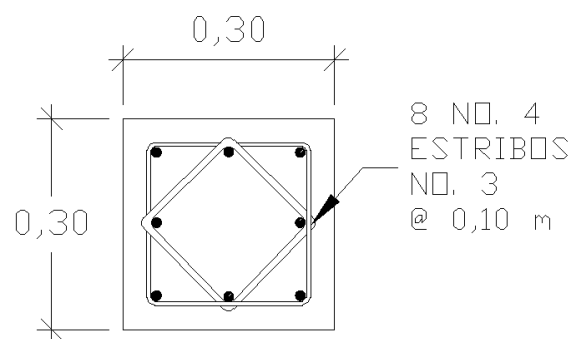
$Pu \text{ propuesto} > \text{Pto total por columna}$

$$136,37 \text{ ton} > 21,51 \text{ ton}$$

Para el refuerzo a corte, el Manual ACI señala un espaciamiento mínimo menor o igual a la mitad del diámetro efectivo y un recubrimiento mínimo de 2,5 centímetros de cada lado.

$S$  = espaciamiento =  $d/2$   
 $d$  = lado de la sección –  $rec * 2$   
 $rec$  = recubrimiento = 2,50 cm  
 $d$  =  $30 - (2,5 * 2) = 25 \text{ cm}$   
 $S$  =  $25 \text{ cm} / 2 = 12,50 \text{ cm}$

Figura 10. Armado de pedestal



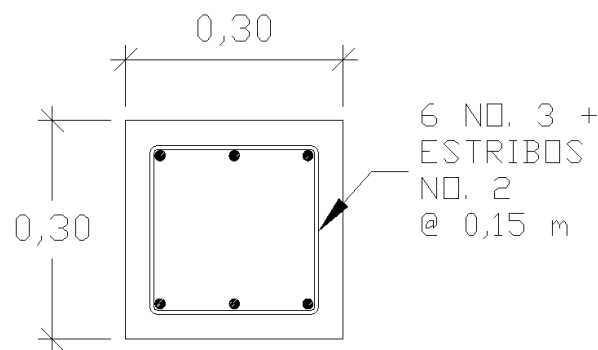
Fuente: elaboración propia.

Se propone un armado de 8 varillas No.4 y estribos No.3 con un espaciamiento de 10 centímetros.

- **Viga conectora**

Se propone una viga conectora de 0,30\*0,30 m de sección, para evitar que exista corrimiento entre las zapatas, esta deberá estar armada con 6 varillas No.3 y estribos No.2 a cada 15 centímetros.

Figura 11. **Armado de viga conectora**



Fuente: elaboración propia.

- **Diseño de la zapata**

El diseño de la zapata se basa generalmente en las siguientes consideraciones:

- Las fuerzas laterales siguiendo un criterio conservador en el diseño, podrán reducirse a una fuerza concentrada FS aplicada a una altura H, esta fuerza concentrada dará lugar a un momento flector respecto de la base, que producirá esfuerzos de tensión

sobre las columnas de lado en que se considere que actúa la fuerza lateral y a compresión sobre las columnas opuestas.

Para el cálculo de la estabilidad, se obtendrá primero el momento de volteo respecto a la base de apoyo.

$$MV=FS*H$$

$$Me=PT*L$$

Donde:

MV = momento de volteo

Me = momento estabilizante

FS = fuerza de sismo

H = altura desde la base del pedestal de la zapata hasta la mitad del depósito

PTo = peso total de la estructura

L = separación entre dos columnas consecutivas

Al tener fuerzas laterales actuando, dan origen al momento de volteo, este momento provoca el desplazamiento del peso de la estructura del eje de soporte a una distancia Xu.

$$Xu = \frac{MV}{PT_0}$$

La estabilidad del conjunto estará asegurada cuando cumpla la siguiente condición:

$$X_u \leq \frac{L}{16}$$

Donde L es el diámetro al centro de las columnas y también, cuando la relación entre el momento estabilizante y el de volteo sea mayor o igual a 1,50.

$$CE = \frac{M_e}{M_V}$$

Donde CE es el coeficiente de estabilidad el cual debe de ser mayor o igual a 1,50.

- La suma de la carga impuesta sobre la zapata y el peso de la misma no debe exceder el límite para la presión de apoyo sobre el material sustentante. El área total requerida en planta de la zapata se determina sobre esta base.
- Cuando las zapatas descansan sobre un suelo altamente compresible, puede ser necesario seleccionar las áreas de zapatas que garanticen un asentamiento uniforme de todas las columnas.
- Cuando más grande sea la columna, tanto menores serán los esfuerzos cortantes, de flexión y de adherencia en la zapata.
- Límite de los esfuerzos cortantes para el concreto. Para zapatas de planta cuadrada, esto constituye la única condición crítica de esfuerzo para el concreto. Para reducir la cantidad requerida de

esfuerzo, el peralte de la zapata se establece, generalmente muy arriba del que se requiere por flexión para el concreto.

- Esfuerzo de flexión y límites de las longitudes de desarrollo para las varillas. Esto se considera con base en el momento desarrollado en la parte volada de la zapata en la cara de la columna.

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores se proceda a diseñar la zapata.

Peso total de la estructura (PTo):

$$\text{Peso del pedestal} = 4 \cdot (0,30 \cdot 0,30 \cdot 0,90) \cdot 2400 \text{ kg/cm}^3 = 194,40 \text{ kg} = 0,1944 \text{ ton}$$

$$\text{Peso del agua} = 42,23 \text{ ton}$$

$$\text{Peso del acero} = 12,14 \text{ ton}$$

$$\text{PTo} = 55,15 \text{ ton}$$

- Verificando el volteo

$$\text{FS} = \text{carga de sismo último} = 0,10 \cdot \text{PTo}$$

$$\text{FS} = 0,10 \cdot 55,15 \text{ Ton} = 5,51 \text{ ton}$$

$$\text{H} = \text{altura del tanque} + \text{altura del pedestal} + \text{altura a la mitad del tanque}$$

$$\text{H} = 17,00 + 0,90 + 2,00 = 19,90 \text{ m}$$

$$\text{MV} = \text{FS} \cdot \text{H}$$

$$\text{MV} = 5,51 \text{ ton} \cdot 19,90 \text{ m} = 109,74 \text{ ton-m}$$

$$\text{Me} = \text{PTo} \cdot \text{L}$$

$$\text{Me} = 55,15 \text{ ton} \cdot 8,50 \text{ m} = 468,78 \text{ ton-m}$$

$$\text{CE} = \frac{\text{Me}}{\text{MV}}$$

$$CE = \frac{468,78 \text{ ton-m}}{109,74 \text{ ton-m}} = 4,27 \geq 1,5$$

$$Xu = \frac{MV}{PTo} = \frac{109,74 \text{ ton-m}}{55,15 \text{ ton}} = 1,99$$

$$Xu = \frac{L}{6} = \frac{12}{6} = 2$$

$$1,99 \leq 2$$

Con lo anterior se verifica el volteo.

- Cálculo de cargas

$$CV = \text{carga viva} = 42,23 \text{ ton}$$

$$CM = \text{carga muerta} = 12,94 \text{ ton}$$

$$CVcol = \text{carga viva por columna} = 10,56 \text{ ton}$$

$$CMcol = \text{carga muerta por columna} = 3,24 \text{ ton}$$

- Dimensionamiento de la zapata

$$A = \text{área de la zapata}$$

$$A = 1,20 \frac{PTot}{Vs}$$

$$PTot = \text{carga de trabajo} = CVcol + CMcol$$

$$1,20 = \text{porcentaje de incremento por flexión}$$

$$Vs = \text{valor soporte del suelo} = 12 \text{ ton/m}^2 \text{ (asumido)}$$



$$A = 1,20 \frac{(10,56 + 3,24)}{12} = 1,38 \text{ m}^2$$

L = lado de la zapata (m)

$$L = \sqrt{A} = \sqrt{1,38 \text{ m}^2} = 1,17 \text{ m} \approx 1,20 \text{ m}$$

Pd = carga de diseño

$$Pd = \frac{Pu}{A}$$

$$Pu = 1,4 \cdot CM_{col} + 1,7 \cdot CV_{col} = (1,40 \cdot 3,24) + 1,7(10,56) = 22,49 \text{ ton}$$

$$Pd = \frac{22,49 \text{ ton}}{(1,20 \text{ m})^2} = 15,60 \text{ ton/m}^2$$

- Verificando el corte por flexión

Vc = resistencia última al corte del concreto

$$Vc = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Vu = esfuerzo de corte actuante

$$Vu = Pd \cdot \text{área}$$

El valor del peralte (d) se establece mediante iteraciones hasta que el valor de la resistencia última de corte sea mayor al esfuerzo de corte actuante  $V_c > V_u$ .

$$Vc = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{210} \cdot 120 \cdot d$$

$$Vu = 15,60 \cdot 1,20 \cdot ((1,20 - 0,30/2) - d/100)$$

Tabla IX. **Cálculo del peralte verificando el corte por flexión**

<b>d (cm)</b>	<b>vc</b>	<b>vu</b>
19,00	14,88	16,10
20,00	15,67	15,91
21,00	16,45	15,73

Fuente: elaboración propia.

Se utilizará un peralte de 21 centímetros.

- Verificando el corte por punzonamiento

$V_c$  = resistencia última al corte del concreto

$$V_c = 0,85 \cdot 1,06 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_o \cdot d$$

$b_o$  = perímetro de punzonamiento =  $4 \cdot (\text{lado de la columna} + d)$

$V_u$  = esfuerzo de corte actuante

$V_u$  =  $Pd \cdot (\text{área zapata} - \text{área de punzonamiento})$

$A$  = área de punzonamiento =  $(\text{lado de columna} + d/2)^2$

El valor del peralte (d) se establece mediante iteraciones hasta que el valor de la resistencia última de corte sea mayor al esfuerzo de corte actuante  $V_c > V_u$ .

$$V_c = 0,85 \cdot 1,06 \cdot \sqrt{210} \cdot (4 \cdot (30 + d)) \cdot d / 100$$

$$V_u = 15,60 \cdot (1,20^2 - (0,30 + d/100)^2)$$

Tabla X. **Cálculo del peralte verificando el corte por punzonamiento**

<b>d (cm)</b>	<b>vc</b>	<b>vu</b>
10,00	20,89	19,97
20,00	52,23	18,57
21,00	55,94	18,41

Fuente: elaboración propia.

Se utilizará un peralte de 21 centímetros.

- Corrección del peralte

t = altura de la zapata

t =  $d + \phi/2 + \text{rec}$

$\Phi$  = diámetro de la varilla propuesta (varilla No.4)

$\Phi$  = 1,27 cm

rec = recubrimiento = 7,5 cm

t =  $21 + 1,27/2 + 7,5 = 29,14 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$

d =  $30 - 1,27/2 - 7,5 = 21,87 \text{ cm} \approx 22 \text{ cm}$

- Armado final de la zapata

Para el armado final de la zapata se tomará a rostro.

$$M = Pd * \frac{L^2}{2}$$

Pd = carga de diseño = 15,60 ton

L = distancia desde el extremo de la zapata hasta el rostro de la columna

L = 0,45 m

$$M = 15,60 * \frac{0,45^2}{2} = 1,58 \text{ ton-m} = 1\,579,68 \text{ kg-m}$$

Con el momento obtenido se procede a obtener el área de acero requerida  $A_s$ , con la siguiente expresión:

$$A_s = ((b*d) - \sqrt{(b*d)^2 - (\frac{Mu*b}{0,003825*f'c}) * \frac{0,85*f'c}{F_y}})$$

$$A_s = ((100*22) - \sqrt{(100*22)^2 - (\frac{1\,579,68*100}{0,003825*210}) * \frac{0,85*210}{2\,800}})$$

$$A_s = 2,87 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 14,01 * b * d / F_y$$

$$A_{smin} = 14,01 * 100 * 22 / 2\,800$$

$$A_{smin} = 11,00 \text{ cm}^2$$

Debido a que el resultado del acero mínimo es mayor al requerido, la zapata se armará con el acero mínimo utilizando varillas No.4 en ambos sentidos.

$S$  = espaciamiento

$$S = \frac{\text{área de la varilla} * \text{franja unitaria}}{A_{smin}}$$

$$S = \frac{1,27 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{11,00 \text{ cm}^2}$$

$$S = 11,55 \text{ cm}$$

Se colocará cada varilla No.4 a cada 12,00 cm en la cama inferior.

Ast = acero por temperatura

$$A_{st} = 0,002 * b * t = 0,002 * 120 * 30 = 7,2 \text{ cm}^2$$

S = espaciamiento

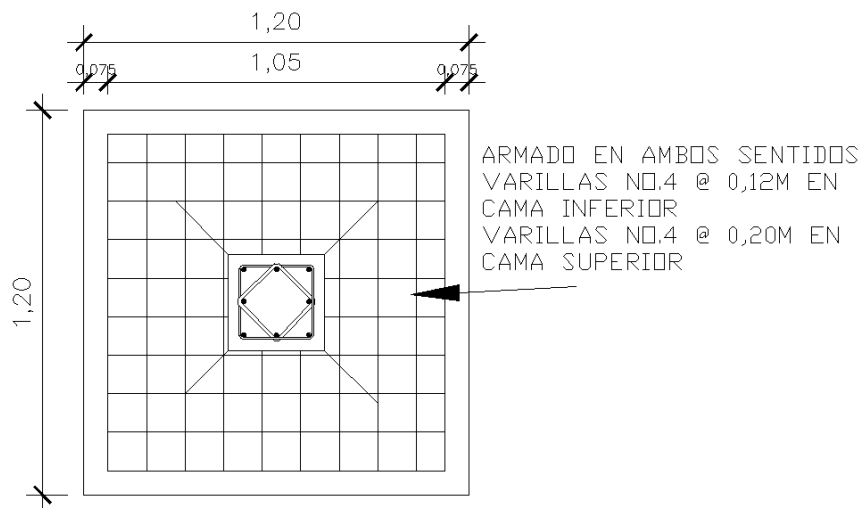
$$S = \frac{\text{área de la varilla} * \text{franja unitaria}}{A_{st}}$$

$$S = \frac{1,27 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{7,2 \text{ cm}^2}$$

$$S = 17,63 \text{ cm}$$

Se colocará cada varilla No.4 a cada 20,00cm en la cama superior.

Figura 12. Armado de la zapata



Fuente: elaboración propia.

#### 2.1.11.6. Sistema de desinfección

Para este proyecto se propone una desinfección mediante el uso de pastillas de tricloro, debido a su efectividad, su facilidad de usar y que es

económico. La cloración se hará a base de pastillas con una solución de cloro al 90 por ciento y un 10 por ciento de estabilizador. La forma de presentación de las tabletas son de 200 gramos con dimensiones de 3 pulgadas de diámetro y 1 pulgada de espesor.

El alimentador automático de tricloro es un recipiente cilíndrico que contiene las tabletas, las cuales se disuelven mediante el paso del agua por el mismo, estos se diseñarán para diferentes capacidades de tabletas dependiendo del caudal requerido para el proyecto. El método de desinfección por tricloro es mucho más económico en cuanto a su costo y operación comparado con el hipoclorito y el método de desinfección por gas.

Para determinar la cantidad de tabletas necesarias para clorar el caudal de agua para proyecto, se aplica la ecuación que se utiliza la siguiente expresión:

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

Donde:

G = gramos de tricloro

C = miligramos por litro o ppm

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

%C = concentración de cloro

$$G = \frac{0,001 * 2,51 * 86\ 400 * 30}{0,90} = 7\ 228,80 \text{ gramos/mes}$$

De lo anterior se obtiene los gramos de tricloro que se necesitan mensualmente para la desinfección del agua los cuales equivalen a 36.14 tabletas.

#### **2.1.11.7. Programa de operación y mantenimiento**

Mantenimiento preventivo es una serie de acciones que se llevan a cabo antes de que se produzcan daños en los equipos e instalaciones, a fin de evitarlos o disminuir sus efectos. El mantenimiento preventivo disminuye costos y evita problemas a las comunidades.

El mantenimiento correctivo en cambio, son reparaciones de daños de los equipos o instalaciones, causados por accidentes o por deterioro normal debido al uso.

Entre las actividades de mantenimiento para el pozo mecánico se encuentran:

- Limpiar cada mes el terreno adyacente al pozo, quitando maleza y los desechos vegetales o animales.
- Aforar cada tres meses el caudal del pozo para verificar si ha disminuido su capacidad. La obstrucción de la formación acuífera es la proximidad del agujero y el taponamiento de las aberturas de las rejillas, disminuyen el rendimiento del pozo.
- Revisar el sello sanitario del pozo, observando que no haya fisuras o aberturas a su alrededor que pudieran permitir el paso de suciedad o agua superficial.

- Inspeccionar el área de influencia del pozo (aproximadamente en un radio de 50 metros), para asegurarse que no existan corrales, aguas negras, fosas sépticas o cualquier fuente de contaminación.

Entre las actividades de mantenimiento para el tanque de distribución se encuentran:

- Pintar toda la estructura y el tanque por dentro y fuera, con pintura anticorrosiva de alta calidad. Estas operaciones deben ejecutarse cada tres años.
- Lavar el interior del tanque periódicamente, aplicando abundante agua luego de pasar cepillos en las paredes del tanque.

Para el mantenimiento del alimentador de tricloro deben de seguirse las siguientes recomendaciones:

- Revisar la dosificación del tricloro en el tanque de distribución, así como el nivel de la solución en el alimentador. Este proceso debe de realizarse semanalmente.
- Verificar que no existan fugas en el sistema de desinfección.

Para el mantenimiento de la línea de bombeo y de distribución es necesario seguir las siguientes recomendaciones:

- Inspeccionar las vías en las que se encuentra enterrada la red de distribución con el fin de detectar fugas u otras anomalías.
- Cada seis meses revisar si hay fugas o daños en los componentes visuales de la red. Revisar el funcionamiento de las válvulas haciéndolas girar lentamente, las válvulas deben abrir y cerrar fácilmente. Observar si



hay fugas en las válvulas y si sus piezas externar están completas y en buen estado.

- Pintar con pintura anticorrosiva las válvulas y accesorios que están a la vista en la red de distribución cada seis meses.

#### **2.1.11.8. Propuesta de tarifa**

En la propuesta de la tarifa se contemplan los gastos de mantenimiento, operación, desinfección y el pago de las personas encargadas del mantenimiento del sistema.

- Costo de energía eléctrica

Potencia de la bomba = 20 HP = 14,90 kw

Horas de bombeo = 12 horas diarias = 360 horas al mes

Costo del kw = Q. 1,89

Costo mensual de bombeo = Q. 10 137,96

- Costo de desinfección

Tabletas necesarias al mes = 37

Gramos por tableta = 200,00 g

Gramos al mes = 7 400,00 g

Precio de 25 kg = Q. 1 500,00

Costo mensual de cloro = Q. 750,00

- Costo de operación y mantenimiento

No existirá costo de operación debido a que el Consejo Comunitario de Desarrollo (COCODE) se encargará del mismo.

Según la metodología del Infom-Unepar, para determinar el costo de mantenimiento, se debe considerar el período de vida útil del sistema, ya que se ha estimado que, mensualmente, se requerirá un monto equivalente al 0,75 por ciento del costo total del proyecto.

$$CM = \frac{0,75\% CT}{12}$$

Donde:

CM = costo mensual de mantenimiento

CT = costo total del proyecto

$$CM = \frac{0,0075 * Q. 1\ 009\ 735,70}{12} = Q. 631,08$$

- El costo de administración representa el fondo que servirá para gastos de papelería, sellos, viáticos, etc. Por lo tanto, los gastos de administración, según la metodología de tarifas del Infom-Unepar, se cubrirán con el 15% del total de egresos.

- Táfica adoptada

Consumo de energía	= Q. 10 137,96
Consumo de cloro	= Q. 450,00
Pago de fontanero	= Q. 500,00
Costo de mantenimiento	= Q. 631,08
Costo de operación	= Q. 0,00

Costo de administración = Q. 1 757,86  
Costo total mensual = Q. 13 476,90

Tarifa mensual = costo total mensual/No. viviendas  
Tarifa mensual = Q. 13 476,90/210  
Tarifa mensual = Q. 64,18

El valor de la tarifa mensual propuesta es elevado, sin embargo, esta tarifa representa un menor gasto en comparación con los gastos en que actualmente incurren los habitantes para obtener el agua potable.

#### **2.1.12. Elaboración de planos**

Los planos elaborados para el proyecto de abastecimiento de agua potable para la aldea Llano de Calderón, caserío La Presa y la colonia Noruega son los siguientes: planta general y densidad de vivienda, planta y perfil de la línea de bombeo, planta y perfil de la red de distribución, tanque elevado y la caseta de bombeo. Estos se encuentran en el apéndice 5.

#### **2.1.13. Elaboración de presupuesto**

El cálculo del siguiente presupuesto se realizó con base en la identificación de los diferentes renglones de trabajo que lo conforman, calculando para cada uno el precio unitario conforme a la unidad de trabajo.

Los precios de los materiales usados son valores promedio en el municipio de Zacapa, los salarios de mano de obra tanto calificada como no calificada son los utilizados por la municipalidad. El presupuesto se elaboró a base de precios unitarios, aplicando un 30 por ciento de costos indirectos.

El presupuesto del proyecto se encuentra en la tabla XI.

Tabla XI. **Resumen del presupuesto, abastecimiento de agua potable**

CÓDIGO	REGLÓN	UNIDAD	CANT.	P. U.	TOTAL
01	REPLANTEO TOPOGRÁFICO				
	Replanteo topográfico	ml	3 781,84	Q. 1,74	Q. 6 581,82
02	EXCAVACIÓN				
	Excavación	m3	1 210,19	Q. 61,43	Q. 74 335,85
03	RELLENO				
	Relleno	m3	1 190,76	Q. 45,05	Q. 53 637,66
04	LÍNEA DE CONDUCCIÓN				
4.1	Suministro y colocación de tubería PVC Ø 4", 160 psi ASTM D 2 466	ml	646,82	Q. 122,71	Q. 79 369,98
4.2	Válvula de retención + Caja	Unidad	2,00	Q. 1 514,92	Q. 3 029,84
05	RED DE DISTRIBUCIÓN				
5.1	Suministro y colocación de tubería PVC Ø 3", 160 psi, ASTM D2241	ml	182,70	Q. 71,33	Q. 13 031,09
5.2	Suministro y colocación de tubería PVC Ø 2½", 160 psi, ASTM D2241	ml	428,40	Q. 49,17	Q. 21 063,28
5.3	Suministro y colocación de tubería PVC Ø 2", 160 psi, ASTM D2241	ml	126,00	Q. 34,60	Q. 4 359,75
5.4	Suministro y colocación de tubería PVC Ø 1½", 160 psi, ASTM D2241	ml	270,90	Q. 26,35	Q. 7 137,61
5.5	Suministro y colocación de tubería PVC Ø 1¼", 160 psi, ASTM D2241	ml	529,20	Q. 19,59	Q. 10 367,43
5.6	Suministro y colocación de tubería PVC Ø 1", 160 psi, ASTM D2241	ml	1102,50	Q. 17,10	Q. 18 851,98

Continuación de la tabla XI.

5.7	Suministro y colocación de tubería PVC Ø ¾", 250 psi, ASTM D2241	ml	642,60	Q. 15,88	Q. 10 203,89
06	TANQUE METÁLICO DE 40 M3 Y 17M DE ALTURA				
6.1	Estructura metálica	Global	1,00	Q. 225 000,00	Q.225 000,00
6.2	Pedestales	Unidad	4,00	Q. 510,19	Q. 2 040,77
6.3	Zapatas	Unidad	4,00	Q. 1 563,97	Q. 6 255,88
6.4	Viga conectora	ml	57,96	Q. 193,54	Q. 11 217,67
07	EQUIPO DE BOMBEO				
	Bomba Sumergible Franklin de 6" de 20 HP	Global	1,00	Q. 125 000,00	Q.125 000,00
08	CASETA DE BOMBEO				
8.1	Cimiento corrido	ml	8,00	Q. 220,31	Q. 1 762,48
8.2	Solera hidrofuga	ml	8,00	Q. 189,73	Q. 1 517,87
8.3	Solera intermedia	ml	7,00	Q. 185,04	Q. 1 295,29
8.4	Solera corona	ml	8,00	Q. 189,73	Q. 1 517,87
8.5	Columna C-A	Unidad	4,00	Q. 691,38	Q. 2 765,51
8.6	Columna C-B	Unidad	4,00	Q. 458,53	Q. 1 834,14
8.7	Losa tradicional 10cm espesor	m2	9,92	Q. 325,10	Q. 3 225,84
8.8	Levantado de block	m2	15,46	Q. 168,13	Q. 2 599,32
8.9	Puerta metálica 1mx2,10m	Unidad	1,00	Q. 1 545,70	Q. 1 545,70
8.10	Ventana 1mx0,30m	Unidad	2,00	Q. 557,38	Q. 1 114,75
8.11	Piso de concreto e=0,10m	m2	9,92	Q. 165,44	Q. 1 641,56
09	CLORINADOR				
9.1	Alimentador automático de tricloro	Global	1,00	Q. 5 000,00	Q. 5 000,00
9.2	Caja para clorinador	Unidad	1,00	Q. 1 165,29	Q. 1 165,29
10	DOMICILIARES				
	Unidad domiciliar	Unidad	210,00	Q. 1 317,91	Q. 276 761,94
TOTAL					Q. 975 323,05

Fuente: elaboración propia.

### 2.1.14. Evaluación socioeconómica

Los dos tipos de análisis que se desarrollarán, servirán para determinar si el proyecto propuesto es rentable a largo plazo y para predecir la tasa de rentabilidad o rechazo del proyecto a una inversión.

#### 2.1.14.1. Valor Presente Neto (VPN)

El Valor Presente Neto es el valor que se utiliza para comparar alternativas de inversión. Este valor consiste en transformar la inversión inicial, los ingresos y egresos anuales, así como valores futuros de rescate de un proyecto a un valor presente, esto para determinar si el proyecto es rentable al término del período de funcionamiento.

El Valor Presente Neto se calcula con la siguiente expresión:

VPN = Valor Presente Neto

VPN = inversión inicial – costo de operación y mantenimiento anual (P)

$$\text{VPN} = \text{inversión inicial} - P \cdot \frac{(1+i)^{n-1}}{i \cdot (1+i)^n}$$

$$\text{VPN} = \text{Q. } 975\,323,05 - \text{Q. } 161\,722,8 \cdot \frac{(1+0.12)^{20-1}}{0.12 \cdot (1+0.12)^{20}}$$

$$\text{VPN} = \text{Q. } 975\,323,05 - \text{Q. } 1\,203\,294,64$$

$$\text{VPN} = - \text{Q. } 227\,971,59$$

Como se puede observar, el Valor Presente Neto para este proyecto es negativo, lo que indica que el proyecto no produce utilidad alguna; puesto que es de carácter social y el objetivo principal es mejorar el nivel de vida las comunidades.

#### **2.1.14.2. Tasa Interna de Retorno (TIR)**

La Tasa Interna de Retorno se utiliza para evaluar el rendimiento de una inversión. Debido a que el proyecto es de carácter social, no es posible obtener una Tasa Interna de Retorno (TIR) atractiva, por lo que el análisis socioeconómico se realizará como costo/beneficio, el cual se determina de la siguiente forma:

Costo = inversión inicial = Q. 975 323,05

Beneficiarios = habitantes beneficiados (a futuro) = 1 808 habitantes

Costo/beneficio = Q. 975 323,05 /1 808 habitantes

Costo/beneficio = Q. 539,45/habitante

Como se mencionó anteriormente, el proyecto es de carácter social, por lo que el objetivo principal es proveer un servicio a la comunidad buscando el bienestar de esta y no fines lucrativos.

## **2.2. Diseño de puente peatonal colgante para la aldea San Pablo, Zacapa**

Para el diseño del proyecto se efectuarán varios cálculos como: levantamientos topográficos, análisis hidrológico y estudio de suelos, indispensables para realizar el proyecto.

### **2.2.1. Generalidades de puentes colgantes**

Los puentes son estructuras que se utilizan para salvar obstáculos sobre ríos, lagos, quebradas, valles, carreteras, líneas férreas, canalizaciones, etc. Estos pueden clasificarse en diferentes tipos, de acuerdo a diversos conceptos, como el tipo de material utilizado en su construcción, el sistema estructural predominante, el sistema constructivo utilizado, el uso del puente, la ubicación de la calzada en la estructura del puente, o muchos otros aspectos.

En cuanto a los elementos que componen un puente se dividen fundamentalmente de dos partes: la superestructura y la infraestructura.

#### **2.2.1.1. Partes principales de un puente colgante**

- Sistema de piso, este incluye las vigas transversales o principales, las vigas longitudinales y la superficie de rodadura.
- Cables.
- Péndolas.
- Flecha.
- Sistema de rigidez, el cual comprende lo que es la armadura.
- Torres.
- Anclajes.



- Contraflecha.

### **2.2.1.2. Clasificación de los puentes colgantes**

Los puentes colgantes se pueden clasificar de la siguiente manera:

- Por el tipo de sistema de suspensión:
  - Cadenas de barras de ojo o argollas
  - Cables de alambre
  - Cadenas de eslabones forjados
  - Miscelánea de arreglos
- Por el método de rigidez del sistema de suspensión:
  - Sin rigidez o flexibles
  - Con rigidez integral
  - De tablero rígido
    - ✓ Sin articulaciones
    - ✓ Con una articulación
    - ✓ Con dos articulaciones
    - ✓ Con tres articulaciones
- Por la distribución de carga del sistema de suspensión:
  - Estructuras con los tirantes laterales cargados
  - Estructuras con los tirantes laterales sin cargar

- Por el anclaje del sistema de suspensión:
  - Anclado externamente
  - Autoanclado

### **2.2.1.3. Características principales de los puentes colgantes**

Las características principales de los puentes colgantes son las siguientes:

- Su forma: es importante debido a que le da vistosidad a todo el conjunto, además, por no tener columnas intermedias permite el paso libre a través del río.
- El análisis estructural: por su estructura, requiere de métodos propios de análisis, utilizándose generalmente, los siguientes tres métodos:
  - Teoría elástica: se deduce del equilibrio elástico del sistema, sin tomar en cuenta las deflexiones del cable, bajo condiciones de carga viva. Este método es seguro para luces cortas, pero no resulta ser económico.
  - Teoría de la deflexión: este método sí toma en cuenta las deflexiones del cable, bajo carga viva, pero no toma en cuenta las distorsiones secundarias de la curva del cable. Se considera un método más exacto.

- Método de las series de Fourier: toma en cuenta, además, las distorsiones secundarias de la curva del cable, siendo así el método más exacto de análisis.

La colocación de soportes parciales en diferentes puntos a lo largo de toda la luz, por medio de un sistema de cables. El puente es construido de tal manera, que la carga viva es transmitida a los cables por medio de las péndolas y la carga muerta está soportada por los cables principales.

- Su construcción: para la construcción de estos puentes no se requiere de obra falsa, pero sí ingenio por parte del ente constructor.

#### **2.2.1.4. Materiales a utilizar en la construcción de puentes colgantes**

Desde épocas muy remotas se han utilizado todo tipo de puentes colgantes, utilizando lianas o enredaderas tropicales como cables, salvando así corrientes de agua o depresiones de terrenos para comunicarse de un extremo a otro. Con el desarrollo del uso del hierro y del acero, este tipo de puentes ha sido mucho más utilizado.

##### **2.2.1.4.1. Materiales que se utilizan en la plataforma**

Para la construcción de las vigas longitudinales y transversales se puede utilizar acero estructural o madera, pero se recomienda el uso de madera por su bajo costo comparado con el acero.

En la construcción de la superficie de rodadura o caminamiento, se puede utilizar concreto reforzado, rejilla metálica con o sin concreto, y de madera.

#### **2.2.1.4.2. Materiales que se utilizan en el sistema de suspensión**

Principalmente se utilizan cables de acero al carbón galvanizado y acero inoxidable según las condiciones de uso, sin embargo, para el sistema de suspensión se puede utilizar cadenas de eslabones forjados y cadenas de barra de ojo de argolla.

Para la construcción del barandal se utiliza, comúnmente acero o madera y en la construcción de las péndolas se utilizan cables de alambre, varillas de acero y de barras, o perfiles torcidos.

#### **2.2.1.4.3. Materiales utilizados en torres y anclajes**

Las torres están formadas por la subestructura o estribo y la torre en sí, que es lo que sobresale a partir de la rodadura del puente, y es la que soporta los cables o cualquier sistema de suspensión.

Generalmente son construidas de acero estructural, mampostería, concreto reforzado o, en algunas ocasiones de madera.

En la parte superior de las torres deben colocarse monturas para el paso de los cables, fabricadas de acero fundido siendo estos de dos tipos: las monturas fijas y las móviles.

Para la construcción de los anclajes se utiliza mampostería, concreto ciclópeo o concreto reforzado. En caso del concreto ciclópeo la proporción debe de ser de 33 por ciento de piedra bola y 67 por ciento de concreto.

#### **2.2.1.5. Criterios básicos para el diseño de puentes colgantes**

Principalmente se tiene que tomar en cuenta un factor determinante en el diseño de un puente peatonal colgante, que es la luz que este tendrá entre las torres, ya que a mayor longitud, mayor será la sección de los cables, torres y anclajes.

Otro aspecto importante es la naturaleza del suelo donde se construirá el puente, ya que este factor interviene directamente en el diseño de los anclajes y cimientos, así como las profundidades que tendrá la subestructura.

En el estudio topográfico se podrán determinar los elementos geométricos necesarios para el diseño del puente.

##### **2.2.1.5.1. Cargas de diseño**

Las cargas de diseño que se consideran en un puente colgante son:

- Carga muerta (Cm): esta es la que actúa sobre la estructura y consta del peso propio de esta y de todas las demás cargas inmóviles que forman parte de la estructura. Para un puente peatonal colgante la carga muerta la constituyen los cables principales, las péndolas, las torres, los anclajes, el sistema de piso y los accesorios de los cables.

- Carga viva (Cv): esta carga está en función de la cantidad de peatones, bestias y otros agentes que utilicen el puente.
- Carga última (Cu): para obtener la carga última se utilizará la siguiente expresión:

$$Cu = 1,7Cv + 1,4Cm$$

Otra carga que se considera es la del empuje del suelo sobre los anclajes.

#### **2.2.1.5.2. Anclajes**

Los anclajes deben de ser diseñados para resistir la tensión de los cables del puente, ya que de ellos depende la seguridad del puente colgante, por lo tanto deben ser cuidadosamente supervisados y se les debe de dar una constante atención mientras el puente esté en servicio.

Las fuerzas que actúan sobre un anclaje son la tensión del cable, el empuje del suelo y su peso propio. La tensión del cable es resistida, ya que su componente vertical es anulada por el empuje del suelo y por la fricción del anclaje con el suelo, la cual es consecuencia del peso propio del anclaje.

#### **2.2.1.5.3. Torres**

Las torres son los miembros verticales que se ubican en los extremos de la luz del puente. La altura de las torres estará en función de las condiciones topográficas del terreno.

Las torres se colocan sobre una base que, generalmente es de mampostería, o de algún tipo de cimiento, según lo requieran.

#### **2.2.1.5.4. Cables**

- Cables que puede usarse en el diseño de puentes colgantes:

Los cables que pueden usarse en el diseño de puentes colgantes son los siguientes:

- Cadenas de eslabones forjados: estas cadenas dejaron de ser utilizadas debido a que poseen muchas desventajas frente a los cables de alambres.
- Cables de alambre: estos tienen la ventaja de que la tensión es uniforme, tienen larga duración y poseen seguridad ante la corrosión debido al galvanizado.

Los tipos de cable más común para la construcción de puentes colgantes son los siguientes:

- ✓ Cable de 6 cordones por 7 alambres con tensado regular y un núcleo, que también es llamado cable de acarreo.
- ✓ 6x19 Warrington
- ✓ Cables de cordones galvanizado

- Elección del cable

Para elegir un cable se debe verificar que este sea lo suficiente resistente para soportar la carga máxima que pueda ser aplicada y con un adecuado factor de seguridad; así como soportar dobleces o flexiones repentinas sin que lleguen a fallar por fatiga y resistir el desgaste abrasivo, la distorsión.

La flexibilidad de los cables depende de la relación entre los diámetros de los alambres y la polea; y el tipo de acero empleado. A mayor flexibilidad, menor esfuerzo de flexión del cable.

- Clasificación de los cables

Los cables se clasifican en: rígidos, semiflexibles, flexibles, muy flexibles y extra flexibles. La fatiga prematura de los cables se puede prevenir usando garruchas, roldanas y tambores de tamaño adecuado.

#### **2.2.1.6. Péndolas**

Las péndolas son llamadas también tirantes verticales y están espaciados a criterio del diseñador, teniendo como máximo espaciamiento dos metros.

La longitud de las péndolas varía a lo largo del puente, siendo mayor en los extremos y menor en el centro. Estas se colocan verticalmente y van unidas al cables superior e inferior.



## **2.2.2. Diseño de puente colgante para la aldea San Pablo, Zacapa**

Para el diseño del puente peatonal colgante, primero se debe tomar en cuenta la localización del mismo. El estudio de la topografía, hidrología y geología del punto propuesto para la ubicación del puente, ya que es la principal fuente de información para el análisis de la estructura.

### **2.2.2.1. Descripción del proyecto**

Un puente es una estructura cuyo objetivo principal es salvar una depresión de terreno, ríos, quebradas, hondonadas u otro obstáculo natural del terreno. Funcionalmente todos los puentes son iguales, aunque existen ciertos detalles que los hacen diferentes, tal es el caso de los puentes colgantes.

Este proyecto consiste en el diseño de un puente peatonal colgante de 147 metros de longitud, torres, anclajes, sistema de piso, péndolas y tensores.

### **2.2.2.2. Levantamiento topográfico**

Para realizar el estudio topográfico se procedió a medir y orientar con respecto al norte magnético, ubicando estaciones con el objeto de recabar la información de planimetría necesaria.

Se realizó un levantamiento topográfico en la sección transversal del río, en donde se localizará el puente. Este constará de dos métodos: altimetría y planimetría.

El método utilizado para la realización del levantamiento topográfico fue conservación del azimut.

Para el levantamiento se utilizó un teodolito marca SOKKIA, un trípode, cinta métrica, plomada y estacas.

### **2.2.2.3. Caudal máximo**

Para determinar los elementos geométricos del punto donde se ubicará el puente peatonal colgante, además del levantamiento topográfico, es necesario tomar en cuenta la crecida máxima del río.

Esta se puede determinar por medio de dos métodos, los cuales se describen a continuación:

#### **2.2.2.3.1. Método de la sección-pendiente**

Se describe como un método empírico pero muy eficaz, ya que este se utiliza únicamente con datos adquiridos en el campo, y es aplicable cuando se carece de información hidrológica.

Como se describió anteriormente, es necesario tener conocimiento de ciertos datos como la crecida máxima durante los últimos 30 años, la altimetría y planimetría de la sección del río.

Para el cálculo de la velocidad se utiliza la ecuación de Manning, la cual se describe a continuación:

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

Donde:

- V = velocidad (m/s)
- R = radio hidráulico (m)
- S = pendiente
- n = coeficiente de rugosidad

Luego de calcular la velocidad, se determina el caudal con la siguiente expresión:

$$Q = A \cdot V$$

Donde:

- Q = caudal (m<sup>3</sup>/s)
- A = área de la sección (m<sup>2</sup>)
- V = velocidad (m/s)

Debido a lo violento del río es imposible determinar la sección del río. Se tomaron como referencia el dato de la estación de Morales, Izabal del Insivumeh, el cual indica un caudal promedio a lo largo del río Motagua de 208,70 metro cúbico por segundo.

#### **2.2.2.4. Estudio de suelos**

El estudio de suelos es necesario debido a que, como toda estructura, el puente peatonal colgante estará apoyado en el suelo, por lo tanto es necesario

establecer si el suelo aporta las características mecánicas adecuadas para que sirva de apoyo a la estructura sin que esté en riesgo.

Para ello se realizó el ensayo de compresión triaxial no consolidado y no drenado, obteniendo los siguientes datos:

$C = \text{cohesión} = 3,08 \text{ ton/m}^2$

$\phi = \text{ángulo de fricción interna} = 26,64^\circ$

$\gamma = \text{peso específico del suelo} = 1,70 \text{ ton/m}^2$

Para determinar el valor soporte del suelo se utiliza el teorema de capacidad de carga de Terzaghi, el cual indica que para cimentaciones cuadradas se utiliza la siguiente ecuación:

$$q_u = 1,3 \cdot C \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Donde:

$q_u$  = capacidad de carga del suelo

$C$  = cohesión =  $3,08 \text{ ton/m}^2$

$q$  =  $\gamma \cdot D_f$

$D_f$  = desplante de la zapata =  $1,00 \text{ m}$

$B$  = base de la zapata =  $1,30 \text{ m}$

$N_c$  = factor de capacidad de carga de Terzaghi (ver tabla XII) =  $27,76$

$N_q$  = factor de capacidad de carga de Terzaghi (ver tabla XII) =  $14,56$

$N_\gamma$  = factor de capacidad de carga de Terzaghi (ver tabla XII) =  $10,08$

Aplicando la ecuación anterior se obtiene:

$$q_u = 1,3*3,08*27,76 + 1,70*1,00*14,56 + 0,4*1,70*1,30*10,08$$

$$q_u = 136,86 \text{ ton/m}^2$$

Tabla XII. Factores de capacidad de carga de Terzaghi

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma^a$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma^a$
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Fuente: M. DAS, Braja. Principios de ingeniería de cimentaciones. p. 158.

Para compensar las pérdidas de las propiedades mecánicas de la muestra debido a tallado o traslado de la misma, se aplicará un factor de seguridad igual a 4.

$$VS = \frac{q_u}{FS}$$

$$VS = \frac{136,86 \text{ ton/m}^2}{4}$$

$$VS = 34,21 \text{ ton/m}^2$$

#### 2.2.2.5. Integración de cargas

Para el diseño del puente peatonal colgante se consideran dos tipos de cargas verticales. La carga muerta, que está compuesta por el peso de la estructura, y la carga viva, que es la que se compone del peso de las personas, el peso de la carga de que transportan y los animales de carga con el peso de la carga que transportan.

Por ser un área rural, la integración de cargas se hará de la siguiente forma:

- Carga viva

Peso promedio de un hombre = 200,00 lb

Peso de la carga del hombre = 150,00 lb

Peso de la mula = 750,00 lb

Peso de la carga de la mula = 500,00 lb

Total de carga viva = 1 600,00 lb = 725,00 kg

El área donde se distribuirá la carga viva se asume de un ancho de 1,50 metros y una longitud de 2,00 metros, la cual se considera como permisible para un peatón y una mula.

$$\text{Área de distribución} = 2,00 \text{ m} * 1,50 \text{ m} = 3,00 \text{ m}^2$$

$$C_v = 725,00 \text{ kg}/3,00 \text{ m}^2 = 241,67 \text{ kg}/\text{m}^2$$

- Carga muerta:

4 metros de cable de $\varnothing 1 \frac{1}{2}$ "	= 4,00 m*13,47 lb/m	= 53,88 lb
4 metros de cable de $\varnothing \frac{1}{2}$ "	= 4,00 m* 4,50 lb/m	= 18,00 lb
3 piezas de tablón	= 3,00 m*65,80 lb/m	= 197,40 lb
2 metros de malla galvanizada	= 2,00 m* 7,00 lb/m	= 14,00 lb
3 metros de varilla No.3	= 3,00 m* 1,23 lb/m	= 3,69 lb
Total de carga muerta	= 286,97 lb	= 130,17 kg

$$\text{Área de distribución} = 1,00 \text{ m} * 1,50 \text{ m} = 1,50 \text{ m}^2$$

$$C_m = 130,17 \text{ kg}/1,50 \text{ m}^2 = 86,78 \text{ kg}/\text{m}^2$$

- Carga última (Cu)

Como se mencionó anteriormente, para obtener la carga última se utilizará la siguiente expresión:

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

$$C_u = 1,7 * 241,67 \text{ kg}/\text{m}^2 + 1,4 * 86,78 \text{ kg}/\text{m}^2$$

$$C_u = 532,33 \text{ kg}/\text{m}^2$$

Para un metro de puente el área de distribución, en la que actúa la carga última, será de 1,50 metros que es el ancho del puente, por lo tanto:

$$W_u = 532,33 \text{ kg}/\text{m}^2 * 1,50 \text{ m} = 798,50 \text{ kg}/\text{m}$$

### 2.2.2.6. Geometría de un puente colgante

Es importante considerar en la geometría del puente a la flecha de este, ya que sin ella los puentes carecen de un sistema que les proporcione rigidez, por lo tanto es conveniente que la flecha del cable sea la menor posible con el objetivo de reducir al mínimo las deflexiones del cable bajo la acción de la carga viva.

La luz del puente que se diseñará es de 147,00 metros. La Dirección General de Caminos recomienda una flecha del 2,50 por ciento de la longitud del puente, por tratarse de un puente peatonal colgante el cual se considera que será paso de bestias.

La altura de las torres se encuentra en función de la topografía del lugar en el cual se construirá el puente colgante y de la altura de la crecida máxima.

### 2.2.2.7. Esfuerzos considerados para el diseño

Para el desarrollo de este proyecto se deben considerar los siguientes valores de esfuerzos que serán utilizados en los cálculos de la estructura:

Esfuerzo máximo a compresión del concreto	=	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero	=	$Fy = 2\ 810 \text{ kg/cm}^2$
Peso específico del concreto	=	$\gamma_c = 2\ 400 \text{ kg/m}^3$
Peso específico del concreto ciclópeo	=	$\gamma_{cc} = 2\ 500 \text{ kg/m}^3$
Peso específico del suelo	=	$\gamma_s = 1\ 480 \text{ kg/m}^3$
Valor soporte del suelo	=	$Vs = 32 \text{ T/m}^2$
Esfuerzo a tensión del cable	=	$Fs = 115\ 125 \text{ lb/plg}^2$



### 2.2.2.8. Diseño del sistema de piso

Para el sistema de piso se utilizará madera de pino tratada por medio de impregnación a célula llena con solución (CCA), compuesta por cobre, cromo y arsénico; ya que estos actúan como fungicidas y bactericidas, protegiendo así a la madera de la pudrición y todo tipo de insectos, garantizando la durabilidad del puente.

A continuación se describen las propiedades mecánicas de la madera de pino que se utilizará para el sistema de piso:

Compresión paralela a la fibra	= 1 100 lb/plg <sup>2</sup>
Compresión perpendicular a la fibra	= 325 lb/plg <sup>2</sup>
Peso seco aparente	= 59,50 lb/pie <sup>3</sup>
Elasticidad	= 1,6 E+6 lb/pie <sup>2</sup>
Esfuerzo al corte	= 100 – 120 lb/plg <sup>2</sup>
Esfuerzo a la flexión	= 1 000 – 1 200 lb/plg <sup>2</sup>

El tablón que se utilizará tendrá dimensiones de 2 pulgadas de grosor, 12 pulgadas de ancho y 8 pies de longitud, colocados en forma transversal a la dirección de los cables.

Carga muerta:

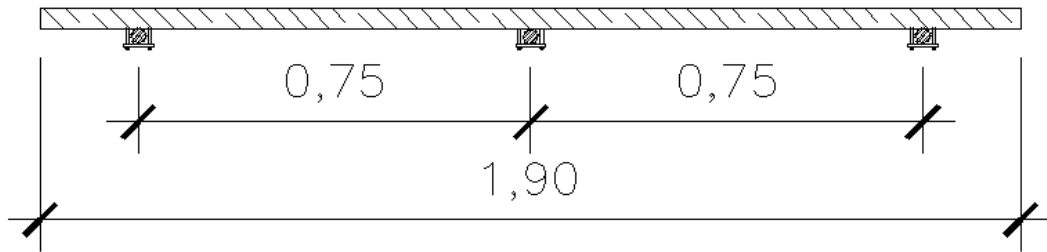
Peso propio de la madera = 49,50 lb/pie<sup>3</sup>

Peso propio de la madera por metro lineal:

$$W_m = \frac{2 \text{ plg} * 12 \text{ plg}}{144 \text{ plg}^2} * 1 \text{ pie}^2 * 49,50 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^3} = 8,33 \text{ lb/pie}$$

$$W_m = 12,42 \text{ kg/m}$$

Figura 13. **Distribución de cables en sistema de piso**



Fuente: elaboración propia.

Se determina el momento actuante sobre el caminamiento provocado por el peso propio de la madera con la siguiente expresión:

Para tramos continuos

$$M_1 = \frac{W_m \cdot l^2}{10}$$

Donde:

$M_1$  = momento actuante provocado por el peso propio

$W_m$  = peso propio de la madera

$l$  = longitud libre entre apoyos

$$M_1 = \frac{12,42 \text{ kg/m} \cdot (0,75 \text{ m})^2}{10} = 0,70 \text{ kg-m}$$

A continuación se determina el momento actuante sobre el caminamiento provocado por la carga última:

Para tramos continuos

$$M_2 = \frac{W_2 \cdot l^2}{10}$$

Donde:

$M_2$  = momento actuante provocado por la carga última

$W_2$  = carga distribuida provocada por la carga última

$$W_2 = \frac{W_u}{\text{Número de tablonos}} = \frac{790,25 \text{ kg/m}}{3} = 263,42 \text{ kg/m}$$

$l$  = longitud libre entre apoyos

$$M_2 = \frac{263,42 \text{ kg/m} \cdot (0,75 \text{ m})^2}{10} = 14,82 \text{ kg-m}$$

Por lo tanto, el momento total ejercido sobre el caminamiento es la suma de los dos momentos anteriores:

$$M_T = M_1 + M_2$$

$$M_T = 0,70 \text{ kg-m} + 14,82 \text{ kg-m}$$

$$M_T = 15,52 \text{ kg-m}$$

Se verifica que la sección de los tablonos cumpla con las dimensiones requeridas por el momento actuante:

$$V = \frac{W_m * l}{2} + \frac{W_2 * l}{2} = \frac{12,42 \text{ kg/m} * 0,75 \text{ m}}{2} + \frac{263,42 \text{ kg/m} * 0,75 \text{ m}}{2}$$

$$V = 103,44 \text{ kg}$$

Calculando la sección por corte:

$$V_c = 1,5 \frac{V}{A} = 1,5 \frac{103,44 \text{ kg}}{0,0508 \text{ m} * 0,3048 \text{ m}} = 10\,020,77 \text{ kg/m}^2$$

$V_c <$  esfuerzo a corte de la madera

$$10\,020,77 \text{ kg/m}^2 < 84\,368,35 \text{ kg/m}^2$$

A continuación se procede a verificar la sección por flexión:

$$F = \frac{M_T * t/2}{I}$$

Donde:

$M_T$  = momento total

$t$  = grosor de la tabla

$I$  = inercia

$$F = \frac{15,52 \text{ kg-m} * 0,0508/2}{1/12 * 0,3048 \text{ m} * (0,0508 \text{ m})^3} = 118\,233,50 \text{ kg/m}^2$$

$F <$  esfuerzo de flexión de la madera

$$118\,233,50 \text{ kg/m}^2 < 843\,683,50 \text{ kg/m}^2$$

Los esfuerzos de trabajo son mucho menores que los límites establecidos, por lo que la sección seleccionada sí cumple con las condiciones de esfuerzos.

### 2.2.2.9. Diseño del cable principal

Para el diseño del presente proyecto se utilizará cable de acero estructural Norma ASTM A603, con un esfuerzo nominal a la tensión de 221 700 lb/plg<sup>2</sup>.

Se debe determinar la tensión a la que serán sometidos los cables principales en el puente con la siguiente expresión:

$$T = \frac{W_U * L}{2} * \sqrt{1 + \frac{L^2}{16 * f^2}}$$

Donde:

T = tensión ejercida en el cable

$W_U$  = carga última distribuida

L = luz libre del puente

f = 0,90 + flecha

flecha = 0,025\*147,00 m = 3,68 m

f = 0,90 m + 3,68 m = 4,58 m

$$T = \frac{798,50 \text{ kg/m} * 147,00 \text{ m}}{2} * \sqrt{1 + \frac{147^2}{16 * 4,58^2}}$$

$$T = 474 570,62 \text{ kg} = 474,57 \text{ ton}$$

Se aplicará un factor de seguridad del 30 por ciento.

$$T_{\text{Fac}} = 474,57 \text{ ton} * 1,30 = 616 941,80 \text{ kg} = 616,94 \text{ ton}$$

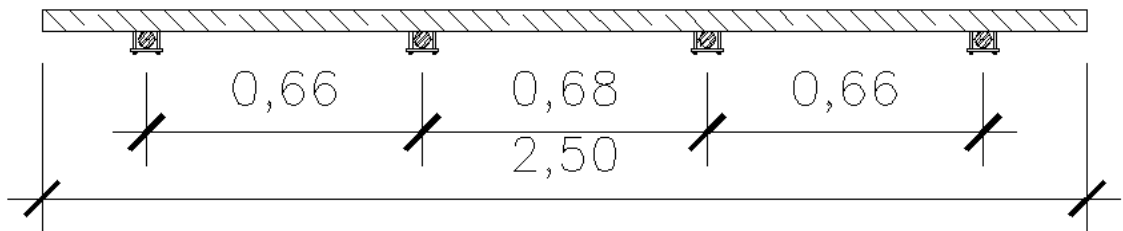
A continuación se calcula el área necesaria para soportar la tensión ejercida por los cables:

$$\delta = \frac{T_{\text{fac}}}{A}$$

$$A = \frac{T_{\text{fac}}}{\delta} = \frac{616\,941,80 \text{ kg}}{15\,587,05 \text{ kg/cm}^2} = 39,58 \text{ cm}^2$$

Para un cable de  $\varnothing 1 \frac{1}{2}$ " el área de la sección transversal es de 11,34 centímetros cuadrados, por lo tanto se utilizarán 4 cables para cubrir con la sección requerida.

Figura 14. **Distribución de los cables principales**



Fuente: elaboración propia.

Para la colocación de los cables principales, será necesario trabajar con plataformas debido a las dimensiones del puente; una vez calculadas las longitudes de cada uno de ellos, serán colocados en los extremos de cada torre.

Se debe tomar en cuenta el espacio entre cada cable principal para colocarse en cada extremo de la torre, con sus respectivas conexiones fijas

sobre ellos y las conexiones fijas en las columnas de los cables utilizados para barandales. Una vez colocados los cables principales sobre las torres, se procederá a sujetar los extremos por medio de abrazaderas firmemente, con el fin de evitar deslizamientos previos a la colocación de los tensores.

Para el proceso de tensado, se utilizarán tensores de doble gancho acerado, colocándose de una vez a cada cable, este proceso será supervisado por una persona calificada, para evitar errores en las conexiones, poniendo especial cuidado en la instalación de las abrazaderas.

#### **2.2.2.10. Diseño del anclaje**

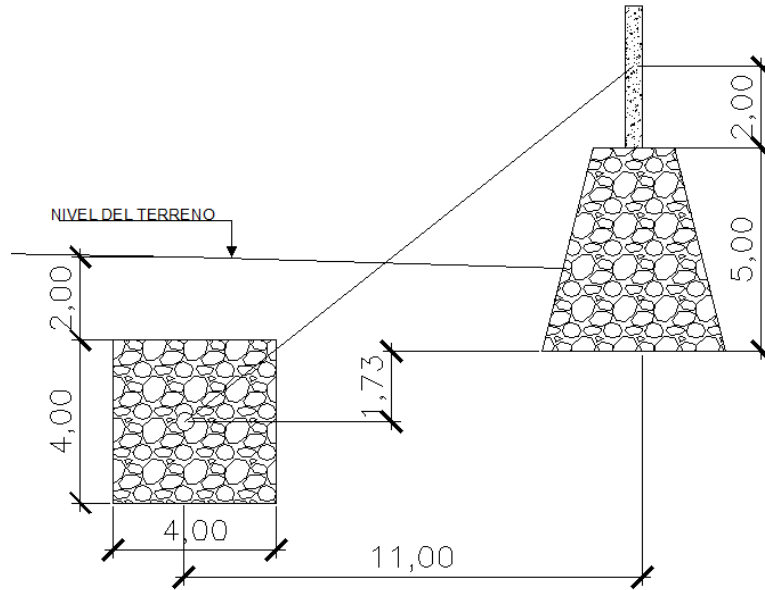
Para el diseño de los anclajes se debe tomar en cuenta que la fuerza a contrarrestar por estos es el de la tensión de los cables, por lo tanto la tensión será soportada por dos anclajes. Como factor de seguridad se asumirá que cada anclaje soportará el 60 por ciento de la tensión de los cables.

Se asumirán las dimensiones del muerto manteniendo la relación  $B=2H$ , ya que el empuje del suelo es la única reacción a favor y depende del área del anclaje en contacto con este.

Debido a la gran tensión que debe soportar el anclaje las dimensiones asumidas son: 4,00\*8,00\*4,00 metros.

Se diseñarán los anclajes de cada extremo por separado, ya que poseen diferentes ángulos de inclinación de los cables principales.

Figura 15. Anclaje de los cables en la torre A



Fuente: elaboración propia.

- Diseño del anclaje A

$$\gamma_s = 1\,480 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{cc} = 2\,500 \text{ kg/m}^3$$

$$FS = \text{factor de seguridad} = 1,50$$

$$\phi = \text{ángulo de fricción interna del suelo} = 24,64^\circ$$

$$K_p = \frac{1 + \sin 24,64^\circ}{1 - \sin 24,64^\circ} = 2,43$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{8,73}{11,00} \right) = 38,44^\circ$$

$$T_{FT} = T \cdot 0,60 = 474,57 \text{ ton} \cdot 0,60 = 284,74 \text{ ton}$$



$$T_{1x} = T_{FT} * \cos \alpha$$

$$T_{1x} = 284,74 \text{ ton} * \cos 38,44^\circ$$

$$T_{1x} = 223,03 \text{ ton}$$

$$T_{1y} = T_{FT} * \sin \alpha$$

$$T_{1y} = 284,74 \text{ ton} * \sin 38,44^\circ$$

$$T_{1y} = 177,02 \text{ ton}$$

Con las dimensiones asumidas anteriormente de H=4,00, B=8,00 y A=4,00 metros, se calcula el empuje utilizando la teoría de Rankine de la siguiente forma:

$$E = 1/2 * \gamma_s * H^2 * K_p * B$$

$$E = 1/2 * 1\,480,00 \text{ kg/m}^3 * (4,00 \text{ m})^2 * 2,43 * 8,00 \text{ m}$$

$$E = 230\,169,60 \text{ kg}$$

A continuación se calcula el peso del anclaje y el peso del suelo sobre este.

Peso del anclaje:

$$W_a = A * B * H * \gamma_{CC}$$

$$W_a = 4,00 \text{ m} * 8,00 \text{ m} * 4,00 \text{ m} * 2\,500,00 \text{ kg/m}^3$$

$$W_a = 320\,000,00 \text{ kg}$$

Peso del suelo sobre el anclaje:

$$W_{as} = A * B * \text{desplante} * \gamma_s$$

$$W_{as} = 4,00 * 8,00 * 2,00 * 1\,480,00 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{as} = 94\,720,00 \text{ kg}$$

Peso total:

$$W_T = W_a + W_{as}$$

$$W_T = 320\,000,00 \text{ kg} + 94\,720,00 \text{ kg}$$

$$W_T = 414\,720,00 \text{ kg}$$

Para calcular la fricción generada por la tensión entre el suelo y el anclaje se utiliza la siguiente expresión:

$$F = U * (W_T - T_{1y})$$

Donde:

F = fuerza de fricción

U = 0,50

T<sub>1y</sub> = componente vertical de la tensión del cable

$$F = 0,50 * (414\,720,00 \text{ kg} - 177\,020,00 \text{ kg})$$

$$F = 118\,850,00 \text{ kg}$$

Chequeo por deslizamiento:

$$1,50 < \frac{E+F}{T_{1x}}$$

Donde:

E = empuje del suelo

F = fuerza de fricción

T<sub>1x</sub> = componente horizontal de la tensión

$$1,50 < \frac{230\,169,60 \text{ kg} + 118\,850,00 \text{ kg}}{223\,030,00 \text{ kg}}$$

$$1,50 < 1,56$$

De lo anterior se observa que el valor obtenido es mayor al valor requerido, por lo tanto el anclaje sí chequea.

Chequeo por hundimiento:

$$P_{a1} < V_s$$

$$P_{a1} = \text{volumen del anclaje} * \gamma_{cc}$$

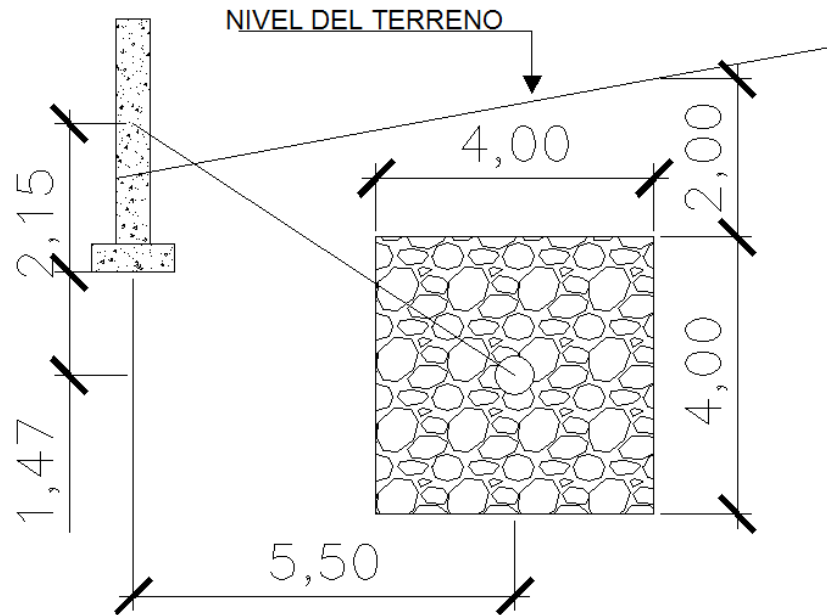
$$P_{a1} = 4,00 \text{ m} * 1,00 \text{ m} * 1,00 \text{ m} * 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$P_{a1} = 10\,000 \text{ kg/m}^2 = 10,00 \text{ ton/m}^2$$

$$10,00 \text{ ton/m}^2 < 32,00 \text{ ton/m}^2$$

De lo anterior se observa que el valor obtenido es mayor al valor requerido, por lo tanto el anclaje sí chequea.

Figura 16. Anclaje de los cables en la torre B



Fuente: elaboración propia.

- Diseño del anclaje B

$$\gamma_s = 1\,480 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{cc} = 2\,500 \text{ kg/m}^3$$

$$FS = \text{factor de seguridad} = 1,50$$

$$\phi = \text{ángulo de fricción interna del suelo} = 24,64^\circ$$

$$K_p = \frac{1 + \sin 24,64^\circ}{1 - \sin 24,64^\circ} = 2,43$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{3,62}{5,50} \right) = 33,35^\circ$$

$$T_{FT} = T * 0,60 = 474,57 \text{ ton} * 0,60 = 284,74 \text{ ton}$$

$$T_{2x} = T_{FT} * \cos \alpha$$

$$T_{2x} = 284,74 \text{ ton} * \cos 33,35^\circ$$

$$T_{2x} = 237,85 \text{ ton}$$

$$T_{2y} = T_{FT} * \sin \alpha$$

$$T_{2y} = 284,74 \text{ ton} * \sin 33,35^\circ$$

$$T_{2y} = 156,54 \text{ ton}$$

Con las dimensiones asumidas anteriormente de H=4,00, B=8,00 y A=4,00 m, se calcula el empuje utilizando la teoría de Rankine de la siguiente forma:

$$E = 1/2 * \gamma_s * H^2 * K_p * B$$

$$E = 1/2 * 1\,480,00 \text{ kg/m}^3 * (4,00 \text{ m})^2 * 2,43 * 8,00 \text{ m}$$

$$E = 230\,169,60 \text{ kg}$$

A continuación se calcula el peso del anclaje y el peso del suelo sobre este.

Peso del anclaje:

$$W_a = A * B * H * \gamma_{CC}$$

$$W_a = 4,00 \text{ m} * 8,00 \text{ m} * 4,00 \text{ m} * 2\,500,00 \text{ kg/m}^3$$

$$W_a = 320\,000,00 \text{ kg}$$

Peso del suelo sobre el anclaje:

$$W_{as} = A * B * \text{desplante} * \gamma_s$$

$$W_{as} = 4,00 * 8,00 * 2,00 * 1\,480,00 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{as} = 94\,720,00 \text{ kg}$$

Peso total:

$$W_T = W_a + W_{as}$$

$$W_T = 320\,000,00 \text{ kg} + 94\,720,00 \text{ kg}$$

$$W_T = 414\,720,00 \text{ kg}$$

Para calcular la fricción generada por la tensión entre el suelo y el anclaje se utiliza la siguiente expresión:

$$F = U * (W_T - T_{2y})$$

Donde:

F = fuerza de fricción

U = 0,50

T<sub>1y</sub> = componente vertical de la tensión del cable

$$F = 0,50 * (414\,720,00 \text{ kg} - 156\,540,00 \text{ kg})$$

$$F = 129\,090,00 \text{ kg}$$

Chequeo por deslizamiento:

$$1,50 < \frac{E+F}{T_{2x}}$$

Donde:

E = empuje del suelo  
F = fuerza de fricción  
 $T_{2x}$  = componente horizontal de la tensión

$$1,50 < \frac{230\,169,60 \text{ kg} + 129\,090,00 \text{ kg}}{237\,850,00 \text{ kg}}$$

$$1,50 < 1,51$$

De lo anterior se observa que el valor obtenido es mayor al valor requerido, por lo tanto el anclaje sí chequea.

Chequeo por hundimiento:

$$P_{a1} < V_s$$

$$P_{a1} = \text{volumen del anclaje} * \gamma_{cc}$$

$$P_{a1} = 4,00 \text{ m} * 1,00 \text{ m} * 1,00 \text{ m} * 2\,500,00 \text{ kg/m}^3$$

$$P_{a1} = 10\,000,00 \text{ kg/m}^2 = 10,00 \text{ ton/m}^2$$

$$10,00 \text{ ton/m}^2 < 32,00 \text{ ton/m}^2$$

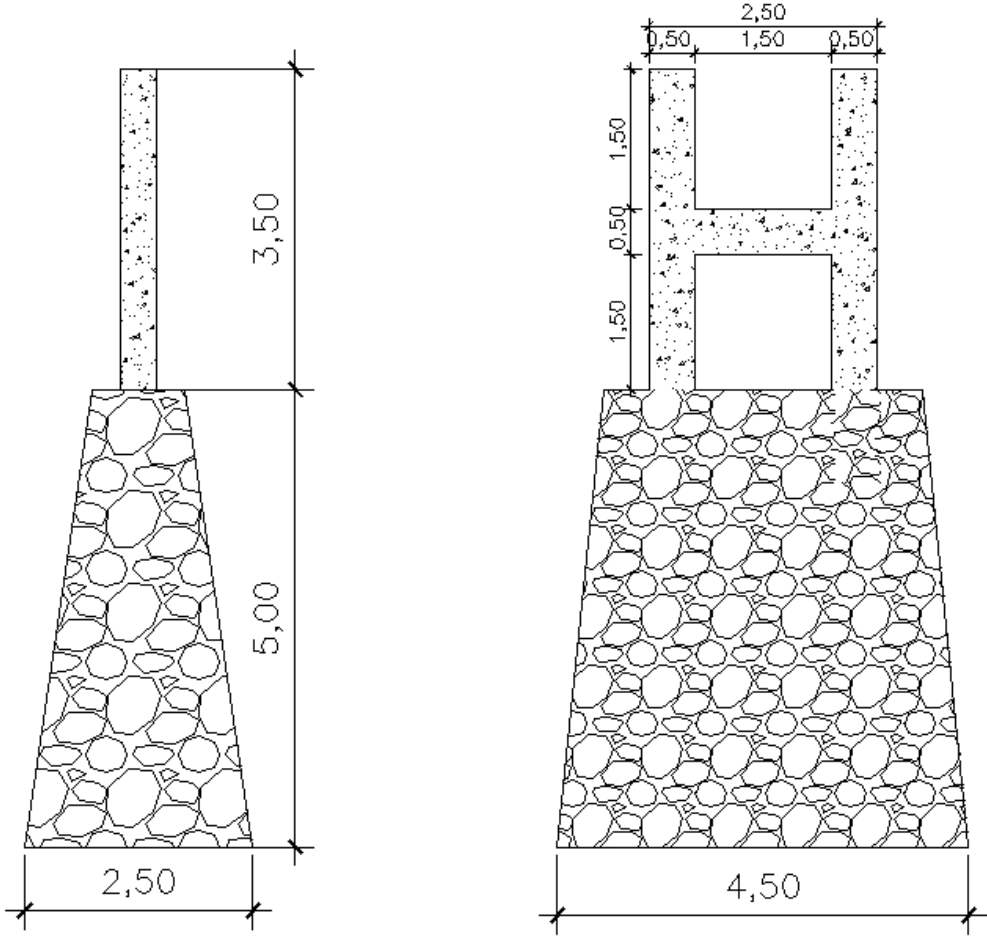
De lo anterior se observa que el valor obtenido es mayor al valor requerido, por lo tanto el anclaje si chequea.

#### **2.2.2.11. Diseño de las torres**

Para el diseño de las torres el principal factor que condiciona a estas, es la topografía del terreno disponible y la crecida máxima del río. Dichas torres

tienen una separación de 147 metros y una diferencia de nivel del terreno de 20 metros.

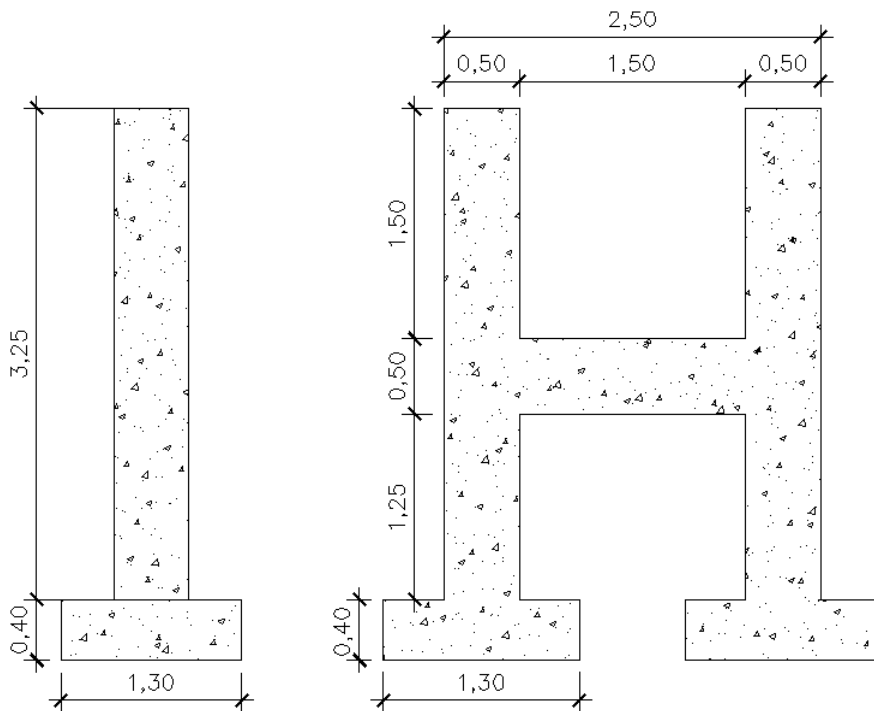
Figura 17. Elevación torre A



Fuente: elaboración propia.



Figura 18. **Elevación torre B**



Fuente: elaboración propia.

Cada torre tendrá dos columnas de 0,50 m\*0,50 m de sección transversal y una viga perpendicular a las columnas de igual sección transversal. La torre A utilizará un bloque de cimentación de dimensiones indicadas en los planos debido a la altura que posee y la torre B utilizará zapatas.

Para el diseño de las vigas y columnas se utilizará el acero mínimo, ya que estos elementos no tendrán que resistir ningún tipo de carga más que su peso propio.

- Diseño de viga

Las dimensiones de la viga propuesta son de 0,50\*0,50 metros. Para determinar el área de acero mínima en la viga, se utilizará la siguiente expresión:

$$A_s = \rho_{\min} * b * d$$

Donde:

$A_s$  = área de acero mínimo

$\rho_{\min}$  =  $14,1/F_y$

$b$  = ancho de la sección = 50 cm

$d$  =  $b - \text{recubrimiento} = 45 \text{ cm}$

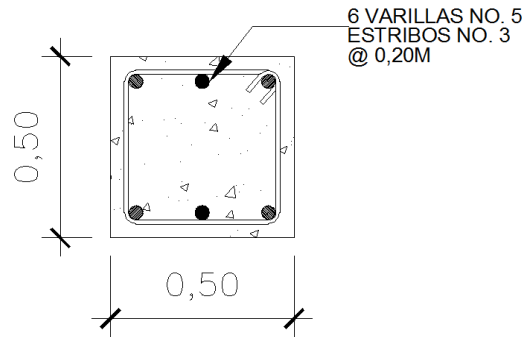
$$\rho_{\min} = 14,1/2\ 810,00 = 0,005017$$

$$A_s = 0,005017 * 50,00 \text{ cm} * 45,00 \text{ cm}$$

$$A_s = 11,29 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán 6 varillas No. 5 para hacer un área de acero de 11,88 centímetros cuadrados, lo cual cumple con el mínimo de acero, los estribos serán de varillas No. 3 a cada 0,20 metros.

Figura 19. Armado del acero en la viga



Fuente: elaboración propia.

- Diseño de la columna

Para determinar el área de acero mínima en la columna, se utilizará la siguiente expresión:

$$A_{smin} \geq 0,01 A_g$$

Donde:

$A_g$  = área de la sección

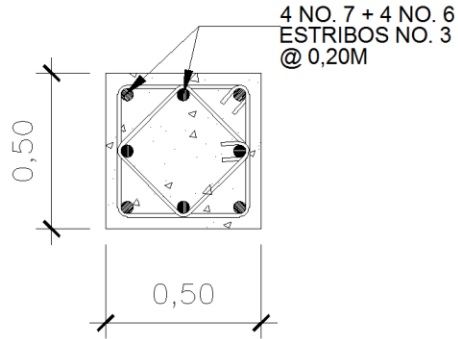
$A_{min}$  = área de acero mínimo

$$A_{smin} = 0,01 * 50,00 \text{ cm} * 50,00 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = 25,00 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán 4 varillas No. 8 y 4 varillas No. 4 para hacer un área de 25,34 centímetros cuadrados, lo cual cumple con el mínimo de acero, los estribos serán de varillas No. 3 a cada 0,20 metros.

Figura 20. Armado de columna



Fuente: elaboración propia.

Luego se determina la longitud de desarrollo con la siguiente ecuación:

$$L_d = \frac{0,02 \cdot db \cdot F_y}{\sqrt{f'_c}}$$

$$L_d = \frac{0,02 \cdot 1,128 \text{ plg} \cdot 40\,000,00 \text{ lb/plg}^2}{\sqrt{210,00}}$$

$$L_d = 16,47 \text{ plg} = 42,00 \text{ cm}$$

De lo anterior se obtiene que la longitud de desarrollo para el refuerzo longitudinal en las columnas será de 42 centímetros.

- Diseño de la zapata

$P_u$  = peso de la columna = 3,57 ton

$V_s$  = 34,21 ton/m<sup>2</sup>

$\gamma_s$  = 1 480,00 kg/m<sup>2</sup>

$f'_c$  = 2 10,00 kg/cm<sup>2</sup>

$F_y$  = 2 810,00 kg/cm<sup>2</sup>

$$f_{cu} = 1,49$$

$$W_c = 2\,400,00 \text{ kg/m}^3$$

Calculando el área de la zapata

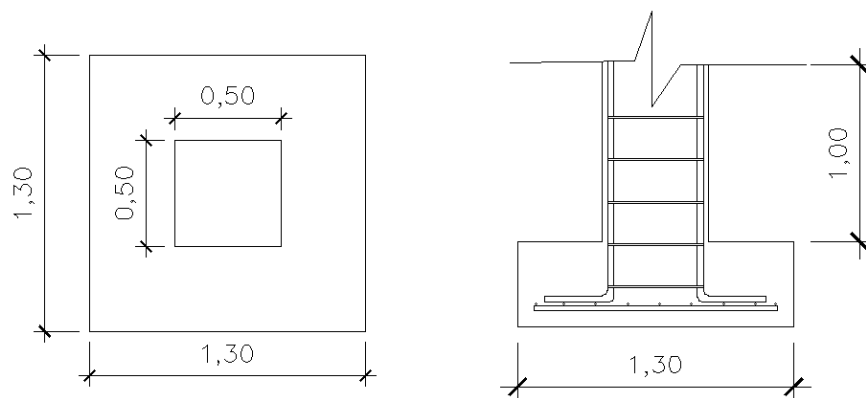
$$A_z = \frac{1,50 \cdot P_u}{V_s}$$

$$A_z = \frac{1,50 \cdot 3,57 \text{ ton}}{34,21 \text{ ton/m}^2}$$

$$A_z = 0,16 \text{ m}^2$$

El área necesaria de la zapata es de 0,16 metros cuadrados, sin embargo, este valor es pequeño comparado con las dimensiones de la columna y su altura, por lo que no es funcional. Debido a esto se propone una zapata de 1,30 metros por lado.

Figura 21. **Planta y perfil de zapata propuesta**



Fuente: elaboración propia.

Peso de la zapata

$$P_z = 1,30 \text{ m} * 1,30 \text{ m} * 0,30 \text{ m} * 2\,400,00 \text{ kg/m}^3$$

$$P_z = 1\,216,80 \text{ kg} = 1,22 \text{ ton}$$

Peso del suelo sobre la zapata

$$P_{ss} = (1,30 \text{ m} * 1,30 \text{ m} - 0,50 \text{ m} * 0,50 \text{ m}) * 1,00 \text{ m} * 1\,480,00 \text{ kg/m}^3$$

$$P_{ss} = 2\,132,20 \text{ kg} = 2,13 \text{ ton}$$

$$P_t = P_z + P_{ss} + P_u$$

$$P_t = 1,22 \text{ ton} + 2,13 \text{ ton} + 3,57 \text{ ton}$$

$$P_t = 6,92 \text{ ton}$$

Presión de la zapata sobre el suelo

$$q = P/A$$

$$q = \frac{6,92 \text{ ton}}{1,30 \text{ m} * 1,30 \text{ m}} = 4,09 \text{ ton/m}^2$$

$$q < V_s$$

$$4,09 \text{ ton/m}^2 < 34,21 \text{ ton/m}^2$$

De lo anterior se obtiene que la presión ejercida sobre el suelo es menos que el valor soporte de este, por lo tanto sí chequea.

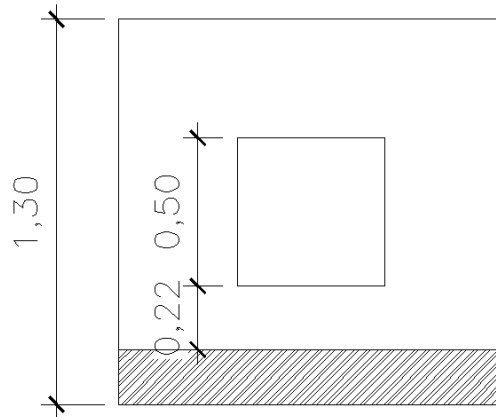
Chequeo por corte simple

$$d = t - \text{recubrimiento} - \phi/2$$

$$d = 30,00 \text{ cm} - 7,5 \text{ cm} - 1,905/2$$

$$d = 21,55 \text{ cm}$$

Figura 22. **Área de la zapata donde actúa el corte simple**



Fuente: elaboración propia.

Calculando el corte simple

$$V_{act} = \text{área ashurada} * q_u$$

$$q_u = q * 1,49$$

$$q_u = 4,09 \text{ ton/m}^2 * 1,49$$

$$q_u = 6,09 \text{ ton/m}^2$$

$$V_{act} = (0,185 \text{ m} * 1,30 \text{ m}) * 6,09 \text{ ton/m}^2$$

$$V_{act} = 1,46 \text{ ton}$$

Calculando el corte simple resistente

$$V_r = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f_c} * b * \frac{d}{1000}$$

$$V_r = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210,00} * 130 * \frac{22,5}{1000}$$

$$V_r = 19,10 \text{ ton}$$

$$V_{act} < V_r$$

$$1,46 \text{ ton/m}^2 < 19,10 \text{ ton/m}^2$$

Con lo anterior se demuestra que el corte actuante es menor al corte resistente, por lo tanto sí chequea.

Chequeo por punzonamiento

Calculando el corte actuante

$$V_{act} = ((1,30 \text{ m} * 1,30 \text{ m}) - (0,93 \text{ m} * 0,93 \text{ m})) * 6,09 \text{ ton/m}^2$$

$$V_{act} = 5,02 \text{ ton}$$

Calculando corte resistente

$$V_r = 0,85 * 1,06 * \sqrt{f_c} * b_o * \frac{d}{1\ 000}$$

$$b_o = 4,00 * (50 \text{ cm} + 2 * 21,50 \text{ cm}) = 372,00 \text{ cm}$$

$$V_r = 0,85 * 1,06 * \sqrt{210,00} * 372 * \frac{21,5}{1\ 000}$$

$$V_r = 105,43 \text{ ton}$$

$$V_{act} < V_r$$

$$5,02 \text{ ton} < 105,43 \text{ ton}$$

De lo anterior se obtiene que el corte actuante es menor al corte resistente, por lo tanto sí chequea.

Calculando el área de acero para la zapata



$$Mu = \frac{qu \cdot l^2}{2}$$

$$Mu = \frac{6,09 \text{ ton/m}^2 \cdot (0,30 \text{ m})^2}{2}$$

$$Mu = 0,274 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$As = \left( b \cdot d \cdot \sqrt{(b \cdot d)^2 - \frac{Mu \cdot b}{0,003825 \cdot f_c}} \right) \cdot \frac{0,85 \cdot f_c}{F_y}$$

$$As = \left( 100 \cdot 21,50 \cdot \sqrt{(100 \cdot 21,50)^2 - \frac{274 \cdot 100}{0,003825 \cdot 210}} \right) \cdot \frac{0,85 \cdot 210}{2810}$$

$$As = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = 0,005 \cdot b \cdot d$$

$$As_{\min} = 0,005 \cdot 100,00 \text{ cm} \cdot 21,50 \text{ cm}$$

$$As_{\min} = 10,75 \text{ cm}^2$$

S = espaciamiento

$$S = \frac{\text{área de la varilla} \cdot \text{franja unitaria}}{As_{\min}}$$

$$S = \frac{1,27 \text{ cm}^2 \cdot 100 \text{ cm}}{10,75 \text{ cm}^2}$$

$$S = 11,81 \text{ cm}$$

Se colocará cada varilla No.4 a cada 12,00 centímetros en ambos sentidos para la cama inferior.

$$As_{\text{temp}} = 0,002 \cdot b \cdot t$$

$$As_{\text{temp}} = 0,002 \cdot 100 \cdot 21,50$$

$$A_{s_{temp}} = 4,30 \text{ cm}^2$$

S = espaciamiento

$$S = \frac{\text{área de la varilla} * \text{franja unitaria}}{A_{st}}$$

$$S = \frac{1,27 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{4,30 \text{ cm}^2}$$

$$S = 29,53 \text{ cm}$$

Se utilizarán varillas No. 5 de hierro corrugado, con un espaciamiento mínimo de 25,00 centímetros en ambos sentidos para la cama superior.

#### **2.2.2.12. Diseño de los tensores**

Los cables tensores son utilizados para darle estabilidad al puente, contrarrestando cargas de viento y sismo, según la Dirección General de Caminos, los tensores se deben diseñar con los siguientes criterios:

$$\text{Para } H < 9,00 \text{ m} \quad P_v = 100,00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Para } H > 9,00 \text{ m} \quad P_v = 150,00 \text{ kg/m}^2$$

Donde H es la altura de las torres del puente, por lo tanto para este caso se utilizará la segunda opción con un factor de seguridad de 1,60.

$$P_{vu} = 1,60 * 150,00 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{vu} = 240,00 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{cu} = 1,40 * C_m$$

$$W_{cu} = 1,40 * 86,78 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{cu} = 121,49 \text{ kg/m}^2$$

$$W_t = (P_{vu} + W_{cu}) * 1,00 \text{ m}$$

$$W_t = (240,00 \text{ kg/m}^2 + 151,49 \text{ kg/m}^2) * 1,00 \text{ m}$$

$$W_t = 361,49 \text{ kg/m}$$

$$T'_1 = W_t * L/2$$

$$T'_1 = 361,49 \text{ kg/m} * (147,00 \text{ m})/2$$

$$T'_1 = 28 445,65 \text{ kg}$$

$$\sigma_{\text{acero}} = P/A$$

$$A = P/\sigma_{\text{acero}}$$

$$A = 28 445,65 \text{ kg} / 15 500,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 1,84 \text{ cm}^2$$

Debido a que el área necesaria para la mitad del puente es de  $1,84 \text{ cm}^2$ , se utilizarán dos cables de  $\frac{1}{2}$  pulgada por cada lado del puente, para contrarrestar el volteo a causa del viento.

### **2.2.2.13. Diseño del barandal**

El barandal cumplirá una función de seguridad, tomando en cuenta que el puente será utilizado por cualquier tipo de persona y hasta por niños, por lo tanto el barandal tendrá las siguientes especificaciones:

- Cuatro cables de acero de  $\frac{1}{2}$  pulgada de diámetro en sentido longitudinal del puente separado según la distribución de los planos.

- Péndolas de varilla de hierro de acero 3/8 pulgadas de diámetro separadas a cada 1,25 metros en ambos lados del puente.
- Malla galvanizada en ambos lados del puente para proteger a los peatones a lo largo de toda la estructura.

#### **2.2.2.14. Elaboración de planos**

Los planos elaborados para el proyecto de diseño de puente colgante para la aldea San Pablo son los siguientes: planta y perfil acotado del puente peatonal, elevación y detalles estructurales del puente peatonal. Estos se encuentran en el apéndice 5.

#### **2.2.2.15. Elaboración del presupuesto**

El cálculo del siguiente presupuesto se realizó con base en la identificación de los diferentes renglones de trabajo que lo conforman, calculando para cada uno el precio unitario conforme a la unidad de trabajo.

Los precios de los materiales usados son valores promedio en el municipio de Zacapa, los salarios de mano de obra tanto calificada como no calificada son los utilizados por la municipalidad. El presupuesto se elaboró a base de precios unitarios, aplicando un 30 por ciento de costos indirectos.

El resumen del presupuesto se encuentra en la tabla XIII.

Tabla XIII. Resumen del presupuesto, puente peatonal colgante

CÓDIGO	REGLÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	TOTAL
01	REPLANTEO TOPOGRÁFICO				
	Replanteo topográfico	ml	176,00	Q. 1,74	Q. 306,31
02	EXCAVACIÓN				
	Excavación	m <sup>3</sup>	477,04	Q. 61,43	Q. 29 302,18
03	RELLENO				
	Relleno	m <sup>3</sup>	164,64	Q. 45,05	Q. 7 416,21
04	ANCLAJES				
4.1	Anclaje principal	m <sup>3</sup>	256,00	Q. 954,39	Q. 244 323,40
4.2	Anclaje de tensor	m <sup>3</sup>	32,00	Q. 1 033,71	Q. 33 078,84
4.2	Anclaje secundario	m <sup>3</sup>	6,75	Q. 1 440,35	Q. 9 722,33
05	ZAPATAS				
	Zapatas	Unidad	2,00	Q. 3 355,52	Q. 6 711,04
06	CIMENTACIÓN TORRE A				
	Cimentación torre A	Unidad	1,00	Q. 37 415,51	Q. 37 415,51
07	COLUMNAS				
	Columna (0,50m*0,50m)	ml	15,50	Q. 729,72	Q. 11 310,65
08	VIGAS				
	Vigas (0.50m*0.50m)	ml	3,00	Q. 1 278,41	Q. 3 835,24
09	SISTEMA DE PISO				
	Sistema de piso	ml	147,00	Q. 1 135,57	Q. 166 928,78
10	RAMPA DE ACCESO				
	Rampa de acceso	ml	23,50	Q. 948,77	Q. 22 296,14
11	BARANDAL				
	Barandal	ml	341,00	Q. 247,50	Q. 84 396,16
12	CABLES Y TENSORES				
12.1	Cables principales	ml	680,00	Q. 278,33	Q. 189 267,00
12.2	Tensores	ml	152,00	Q. 100,11	Q. 15 216,50
<b>TOTAL</b>					<b>Q. 861 526,29</b>

Fuente: elaboración propia.

### 2.2.2.16. Evaluación de impacto ambiental

La construcción de todos los proyectos de infraestructura genera impacto en los componentes ambientales de la región, por lo tanto es necesario identificar los impactos generados de la construcción y operación del puente colgante.

El siguiente cuadro servirá para determinar una evaluación ambiental inicial.

Tabla XIV. Impacto ambiental

No.	Aspecto ambiental	Impacto ambiental	Tipo de impacto ambiental	Lugar donde se espera el impacto	Medida de mitigación
1	Aire	Gases o partículas (polvo, vapores, humo, hollín, monóxido de carbono, óxidos de azufre, etc.)	Levantamiento de partículas de polvo y cemento Portland.	En los extremos del puente donde se construirán los anclajes.	Humedecer el suelo antes de excavar y el manejo adecuado del cemento.
		Ruido	No aplica	No aplica	No aplica debido a que no se utilizará maquinaria pesada.
		Vibraciones	No aplica	No aplica	No aplica debido a que es un proyecto nuevo.
		Olores	No aplica	No aplica	No aplica debido a que no es un proyecto de infraestructura.
2	Agua	Abastecimiento de agua	No aplica	No aplica	No aplica para este proyecto.

Continuación de la tabla XIV.

		Aguas residuales ordinarias (aguas residuales generadas por las actividades domesticas)	No aplica	No aplica	No aplica para este proyecto.
		Aguas residuales especiales (aguas residuales generadas por servicios públicos municipales, actividades de servicios industriales, agrícolas, pecuarias, hospitalarias)	No aplica.	No aplica.	No aplica para este proyecto.
		Mezcla de las aguas residuales anteriores	No aplica	No aplica	No aplica para este proyecto.
		Agua de lluvia	No aplica	No aplica	No aplica para este proyecto
3	Suelo	Desechos sólidos (basura común)	Producto de empaques o envoltorios de los materias de construcción	En toda el área de construcción del proyecto	Recolectar los desechos sólidos y transportarlos en el depósito de la comunidad.
		Desechos peligrosos (corrosivas, reactivas, explosivas, tóxicas, inflamables o bioinfecciosas)	No aplica	No aplica	No aplica para este proyecto.

Continuación de la tabla XIV.

		Descarga de aguas residuales (si van directo al suelo)	No aplica	No aplica	No aplica para este proyecto
		Modificación del relieve o topografía del área	No aplica	No aplica	No aplica para este proyecto
4	Biodiversidad	Flora (árboles, plantas)	No aplica	No aplica	No aplica para este proyecto
		Fauna (animales)	No aplica	No aplica	No aplica para este proyecto

Fuente: elaboración propia.





## CONCLUSIONES

1. Con el desarrollo del proyecto de abastecimiento de agua potable por bombeo para la aldea Llano de Calderón, caserío La Presa y la colonia Noruega, se beneficiará a más de mil habitantes, evitando así que la población padezca enfermedades generadas por el consumo de agua contaminada, así como los gastos constantes por obtener agua potable. El costo total del proyecto es de Q. 975 323,05.
2. Debido a la ubicación del pozo mecánico, fue necesario diseñar un tanque elevado metálico de 40 metros cúbicos de capacidad y una altura de 17 metros, con la finalidad de garantizar que las presiones de servicio en la red de distribución sean las óptimas, de acuerdo a las normas establecidas para el diseño de abastecimientos de agua en zonas rurales.
3. Con la implementación del proyecto del puente peatonal colgante, se mejorarán las vías de acceso a la aldea San Pablo, con lo cual, los habitantes podrán transportar sus productos agrícolas de manera segura y rápida, favoreciendo así a la economía de la población. El costo total del proyecto es de Q. 861 526,29. La tarifa propuesta para el proyecto de abastecimiento de agua potable es elevada debido a que es un proyecto que está diseñado por bombeo, sin embargo, el precio es menor a lo que la población gasta mensualmente por adquirir el líquido vital.



## RECOMENDACIONES

1. Realizar un aforo a la fuente de abastecimiento de agua antes de la construcción del proyecto, para garantizar que la producción de agua este de acuerdo al diseño. Además, realizar aforos periódicos cuando el sistema se encuentre en funcionamiento.
2. Hacer recorridos periódicamente por toda la línea de bombeo y la red de distribución, para verificar fugas o fallas en los accesorios de la tubería.
3. Para la construcción del puente peatonal es necesaria la supervisión de un profesional de la ingeniería civil, asegurando así que se tomen en cuenta todas las especificaciones de diseño.
4. Aplicar pintura anticorrosiva a la estructura metálica del tanque elevado y a la del puente colgante para garantizar su vida útil.
5. Verificar que la madera utilizada para el sistema de piso del puente colgante, se la haya dado un tratamiento adecuado, ya que esta se encuentra a la intemperie.
6. Antes de la construcción de los proyectos es necesario verificar los precios de los materiales y los de la mano de obra, ya que estos tienden a cambiar constantemente.



## BIBLIOGRAFÍA

1. AGUILAR RUIZ, Pedro. *Apuntes sobre el curso de Ingeniería sanitaria*  
1. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2007. 196 p.
2. American Concrete Institute. *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-05) y Comentario (ACI 318SR-05)*. Estados Unidos: ACI, 2005. 495 p.
3. American Institute of Steel Construction Inc. *Manual de construcción en acero*. Estados Unidos: AISC, 2005. 2180 p.
4. BOLAÑOS ESTRADA, Luis Fernando. *Diseño del sistema de agua potable para los barrios: Aguahiel, Guaytán, Tamarindo, San Sebastián, de la cabecera municipal y diseño de un puente peatonal para la aldea Tulumaje, municipio de San Agustín Acasaguastlan, departamento de El Progreso*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2012. 200 p.
5. DE LEÓN GARCÍA, Laura Marina. *Propuesta de diseño, ejecución y mantenimiento del puente peatonal colgante, sobre el rio Pampoch, uniendo la aldea Pasau con el municipio de Cubulco, departamento de Alta Verapaz*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1996. 77 p.

6. Dirección General de Caminos, Ministerios de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda. *Especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes*. Guatemala: MICIVI, 2001. 724 p.
7. Instituto de Fomento Municipal. *Guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales*. Guatemala: INFOM, 1997. 66 p.
8. RUANO PAZ, Marco Antonio. *Manual para diseño estructural de tanques metálicos elevados en la república de Guatemala*. Trabajo de graduación de Maestro en Estructuras. Universidad de San Carlos de Guatemala, Escuela de Estudios de Postgrados, Facultad de Ingeniería, 2011. 202 p.
9. TEJEDA REYES, Christian Emilio. *Diseño de sistema de agua potable para la aldea El Paraíso y escuela para párvulos de la aldea Ciudad Pedro de Alvarado, del municipio de Moyuta, departamento de Jutiapa*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2005. 179 p.

## APÉNDICES








## Apéndice 1. Análisis bacteriológico



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



EXAMEN BACTERIOLOGICO			
O.T. No. 30641		INF. No. A - 314206	
INTERESADO	<u>EDY RENÉ ANLEU ARRECIS</u> (Carné No. 2006 11136)	PROYECTO:	<u>EPS: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA LLANO DE CALDERÓN CASERÍO LA PRESA Y COLONIA NORUEGA ZACAPA, ZACAPA</u>
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>Interesado</u>	DEPENDENCIA:	<u>FAC. DE INGENIERIA/USAC</u>
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Caserío La Presa, Zacapa</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2012-11-05: 04 h00 min.</u>
FUENTE:	<u>Pozo</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2012-11-05: 08 h 16 min.</u>
MUNICIPIO:	<u>Zacapa</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>Con refrigeracion</u>
DEPARTAMENTO:	<u>Zacapa</u>		
SABOR:	<u>-----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	<u>No hay</u>
ASPECTO:	<u>Clara</u>	COLOR RESIDUAL	<u>-----</u>
OLOR:	<u>Inodora</u>		
INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)			
PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACION DE GAS - 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm <sup>3</sup>	++---	--	--
01,00 cm <sup>3</sup>	-----	Innecesaria	Innecesaria
00,10 cm <sup>3</sup>	-----	Innecesaria	Innecesaria
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm <sup>3</sup>		<2	<2
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 21 <sup>TH</sup> NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.			
OBSERVACIONES: <u>Bacteriológicamente el agua ES POTABLE. Según norma COGUANOR NGO 29 001.</u>			
Guatemala, 2012-12-10			
Vo.Bo.	 <b>Inga. Telma Maticela Cano Morales</b> DIRECTORA CII/USAC	 <b>Zenny Much Santos</b> Ing. Químico Col. No. 420 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria Jefe Técnico Laboratorio	

FACULTAD DE INGENIERIA - USAC  
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12  
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121  
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>



## Apéndice 2. Análisis físico químico



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO				INF. No. 25044	
O.T. No. 30 641					
INTERESADO: <b>EDY RENÉ ANLEU ARRECIS</b> (carné No. 2006 11136)		PROYECTO: <b>EPS: "DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA LLANO DE CALDERÓN CASERÍO LA PRESA Y COLONIA NORUEGA ZACAPA, ZACAPA"</b>			
RECOLECTADA POR: <u>Interesado</u>		DEPENDENCIA: <u>FAC. DE INGENIERÍA/USAC</u>			
LUGAR DE RECOLECCIÓN: <u>Caserío La Presa, Zacapa</u>		FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN: <u>2012-11-05; 04 h 00 min.</u>			
FUENTE: <u>Pozo</u>		FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.: <u>2012-11-05; 08 h 16 min.</u>			
MUNICIPIO: <u>Zacapa</u>		CONDICIÓN DEL TRANSPORTE: <u>Con refrigeración</u>			
DEPARTAMENTO: <u>Zacapa</u>					
RESULTADOS					
1. ASPECTO: <u>Clara</u>	4. OLOR: <u>Inodora</u>	7. TEMPERATURA: <u>-</u> °C (En el momento de recolección)			
2. COLOR: <u>02,00 Unidades</u>	5. SABOR: <u>-----</u>	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA: <u>437,00 µmhos/cm</u>			
3. TURBIEDAD: <u>01,22 UNT</u>	6.potencial de Hidrógeno (pH): <u>08,40 unidades</u>				
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	
1. AMONIACO (NH <sub>3</sub> )	00,17	6. CLORUROS (Cl)	22,00	11. SOLIDOS TOTALES	267,00
2. NITRITOS (NO <sub>2</sub> )	00,000	7. FLUORUROS ( F )	44,00	12. SOLIDOS VOLÁTILES	26,00
3. NITRATOS (NO <sub>3</sub> )	02,86	8. SULFATOS (SO <sub>4</sub> )	47,00	13. SOLIDOS FIJOS	241,00
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,07	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	04,00
5. MANGANESO (Mn)	00,033	10. DUREZA TOTAL	190,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	232,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS	CARBONATOS	BICARBONATOS	ALCALINIDAD TOTAL		
mg/L	mg/L	mg/L	mg/L		
00,00	28,00	160,00	188,00		

OTRAS DETERMINACIONES \_\_\_\_\_

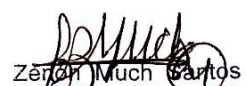
**OBSERVACIONES:** Desde el punto de vista físico químico sanitario: DUREZA en Límites Máximos Permisibles. Las demás determinaciones se encuentran dentro de los Máximos Aceptables de Normalidad. Según norma COGUANOR NGO 29 001.

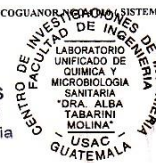
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A. - W.E.F. 21<sup>ST</sup> EDITION 2 005. NORMAS COGUANOR (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS). GUATEMALA

Guatemala, 2012-12-10

Vo.Bo.   
**Inga Telma Maricela Cano Morales**  
DIRECTORA CII/USAC



  
**Zénith Much Carlos**  
Ing. Químico Col. No. 420  
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria  
Jefe Técnico Laboratorio



FACULTAD DE INGENIERÍA —USAC—  
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12  
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121  
Pagina web: <http://cii.usac.edu.gt>



### Apéndice 3. Cálculo hidráulico red de distribución

RAMAL A												
EST	PO	CTI	CTF	CARGA	DH (m)	Qdis (L/s)	Ø (plg)	VEL (m/s)	Hf (m)	CPI	CPF	P (mca)
E-16	E-17	1164.23	1147.95	16.03	122.00	0.36	1.195	0.50	1.34	1164.23	1162.89	14.94
E-17	17-2	1147.95	1147.83	14.94	48.00	0.42	1.195	0.59	0.07	1162.89	1162.82	14.99
E-17	17-1	1147.95	1148.95	14.94	35.00	0.45	1.195	0.62	0.07	1162.89	1162.83	13.88
E-16	E-14	1164.23	1152.01	16.03	102.00	4.66	3.230	0.88	1.00	1164.23	1163.23	11.22
E-14	14-1	1152.01	1152.05	11.22	66.00	0.50	1.195	0.69	0.17	1163.23	1163.05	11.00
E-14	E-13	1152.01	1151.97	11.22	27.00	4.24	3.230	0.80	0.22	1163.23	1163.00	11.03

RAMAL B												
EST	PO	CTI	CTF	CARGA	DH (m)	Qdis (L/s)	Ø (plg) OPT	VEL (m/s)	Hf (m)	CPI	CPF	P (mca)
E-13	E-13a	1151.97	1152.06	11.03	108.00	0.50	1.53	0.42	0.26	1163.00	1162.74	10.68
E-13a	13-2	1152.06	1151.5	10.68	65.00	0.45	1.20	0.62	0.12	1162.74	1162.62	11.12
E-13	12-2	1151.97	1149.37	11.03	63.19	3.84	3.23	0.73	0.44	1163.00	1162.57	13.20

RAMAL C												
EST	PO	CTI	CTF	CARGA	DH (m)	Qdis (L/s)	Ø (plg) OPT	VEL (m/s)	Hf (m)	CPI	CPF	P (mca)
12-2	E-20	1149.37	1144.28	13.20	80.50	1.93	2.655	0.54	0.40	1162.57	1162.16	17.88
E-20	E-19	1144.28	1151.32	17.88	10.50	0.75	1.754	0.48	0.02	1162.16	1162.15	10.83
E-19	19-1	1151.32	1151.72	10.83	31.40	0.42	1.195	0.59	0.05	1162.15	1162.10	10.38
E-19	E-18	1151.32	1145.18	10.38	68.00	0.60	1.195	0.83	0.34	1162.15	1161.81	16.63
E-20	E-21	1144.28	1142.35	17.88	80.00	1.48	2.193	0.61	0.63	1162.16	1161.54	19.19
E-21	21-1	1142.35	1139.74	19.19	23.00	0.42	1.195	0.59	0.04	1161.54	1161.50	21.76
E-21	E-5	1142.35	1134.01	19.19	270.37	1.26	1.532	1.06	8.99	1161.54	1152.55	18.54
E-5	E-3	1134.01	1113.22	18.54	60.64	0.54	1.195	0.75	0.21	1152.55	1152.34	39.12
E-5	E-24	1134.01	1109.45	18.54	213.04	0.57	0.926	1.31	18.81	1152.55	1133.74	24.29
E-24	E-28	1109.45	1092.43	24.29	177.00	0.64	0.926	1.47	3.77	1133.74	1129.98	37.55
E-24	29-2	1109.45	1094.5	24.29	220.01	0.69	0.926	1.58	6.14	1133.74	1127.60	33.10



Continuación del apéndice 3.

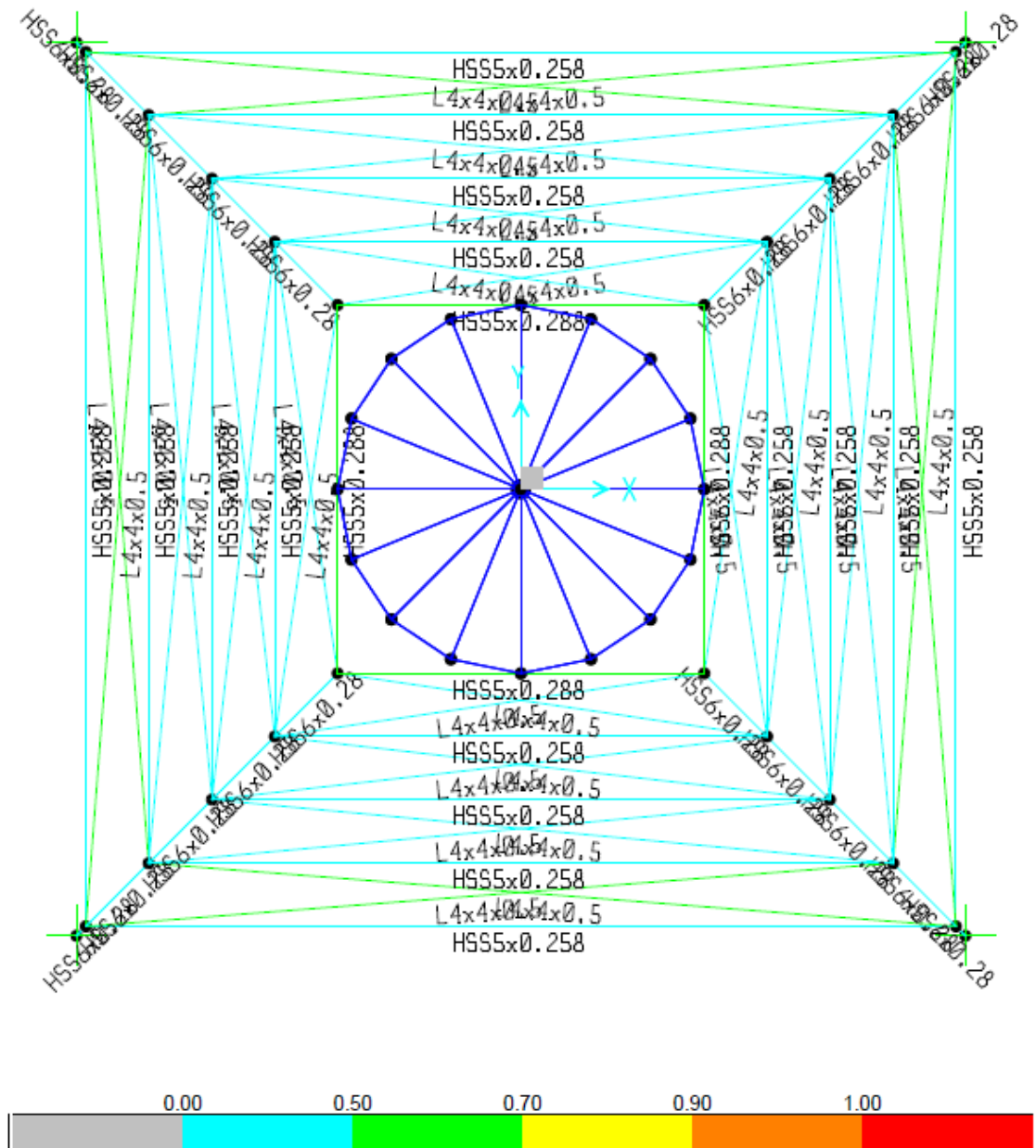
RAMAL D												
EST	PO	CTI	CTF	CARGA	DH (m)	Qdis (L/s)	Ø (plg) OPT	VEL (m/s)	Hf (m)	CPI	CPF	P (mca)
12-2	E-10	1149.37	1148.64	13.20	348.30	1.84	2.655	0.52	1.61	1162.57	1160.96	12.32
E-10	E-30	1148.64	1148.66	12.32	19.00	1.55	2.655	0.43	0.06	1160.96	1160.90	12.24
E-30	30-1	1148.66	1148.98	12.24	34.00	0.30	1.195	0.41	0.02	1160.90	1160.88	11.90
E-30	30-2	1148.66	1147.12	12.24	73.00	0.54	1.532	0.45	0.08	1160.90	1160.82	13.70
E-30	E-31	1148.66	1148.55	12.24	36.00	1.29	2.193	0.53	0.22	1160.90	1160.68	12.13
E-31	31-1	1148.55	1150.85	12.13	122.00	0.30	1.195	0.41	0.06	1160.68	1160.62	9.77
E-31	31-2	1148.55	1145.35	12.13	51.00	0.54	1.195	0.75	0.18	1160.68	1160.50	15.15
E-31	E-32	1148.55	1146.36	12.13	37.00	0.86	1.754	0.55	0.31	1160.68	1160.37	14.01
E-32	32-1	1146.36	1142.93	14.01	39.00	0.50	1.532	0.42	0.03	1160.37	1160.34	17.41
E-32	33-1	1146.36	1151.16	14.01	198.50	1.05	1.754	0.67	1.13	1160.37	1159.24	8.08
E-10	E-8	1148.64	1147.56	12.32	204.00	0.29	1.195	0.40	1.51	1160.96	1159.45	11.89
E-8	8-1	1147.56	1147.52	11.89	23.00	0.30	1.195	0.41	0.01	1159.45	1159.44	11.92
E-8	5-1	1147.56	1127.71	11.89	110.37	0.45	1.195	0.62	0.21	1159.45	1159.25	31.54

Fuente: elaboración propia.



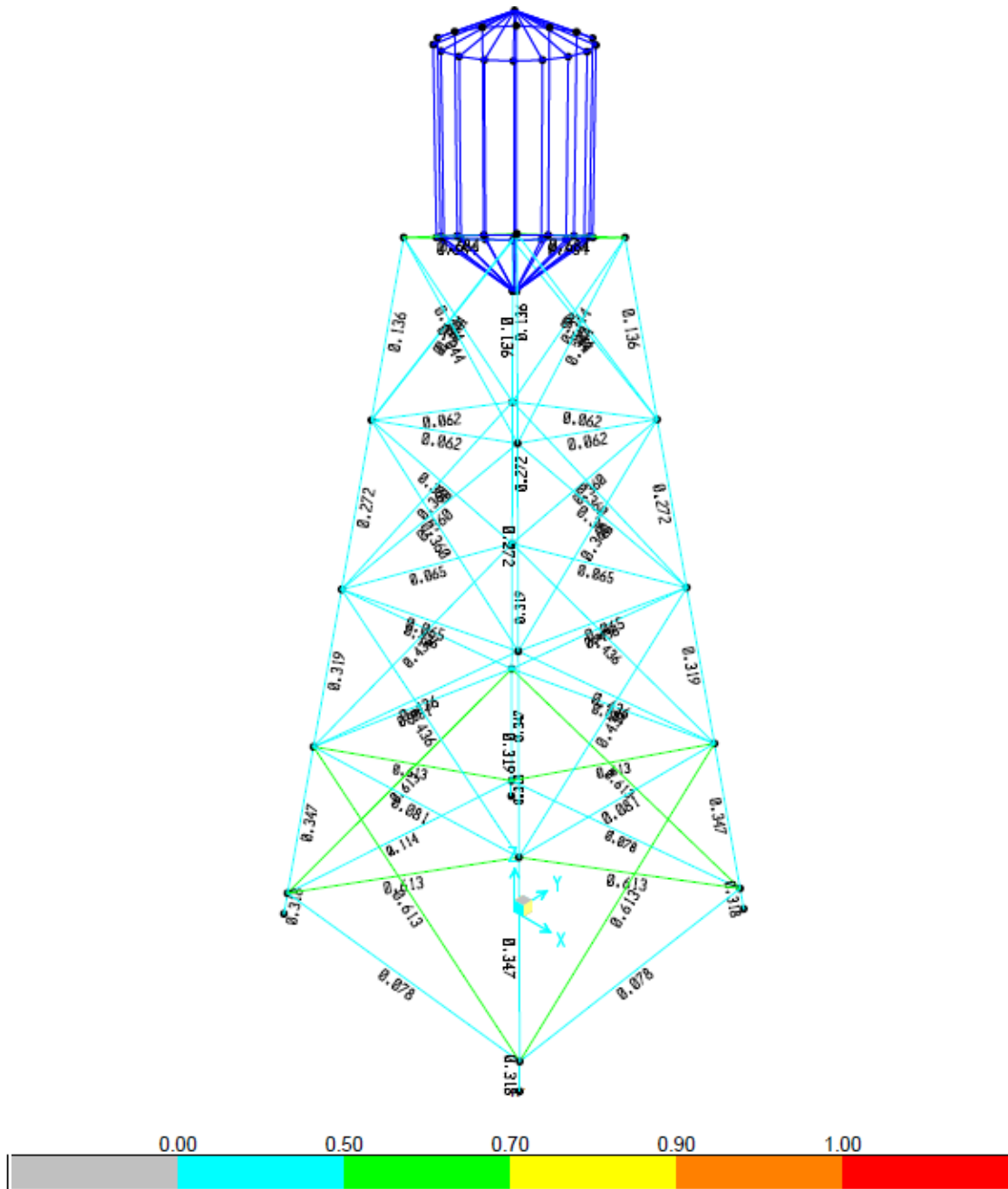


Apéndice 4. Gráfica de la relación demanda/capacidad de la estructura de la torre





Continuación del apéndice 4.



Fuente: elaboración propia con el programa SAP 2000 V15.



## Apéndice 5. Planos constructivos

1. Planta general
2. Planta y perfil línea de bombeo
3. Planta y perfil E-20 a E-18, E-20 a E-19, E-16 a 13.2, E-14 a 14.1, E-20 a E-18 y E-20 a E-19
4. Planta y perfil E-1 a E-5, E-21 a 21-1 y E-5 a E-3
5. Planta y perfil E-5 a E-28, E-24 a 2-2 y E-8 a 5-1
6. Planta y perfil 12-2 a 8-1, E-10 a E-32, 30-2 a 30-1, 31-2 a 31-1 y 32-2 a 33-1
7. Tanque elevado + detalles
8. Caseta de bombeo + detalles
9. Perfil acotado puente peatonal colgante
10. Elevación de puente peatonal colgante y detalles
11. Planta puente peatonal colgante y detalles



## **ANEXOS**





## Anexo 1. Perfil estratigráfico del pozo





**CEGA, Construcciones.**

O CALLE "A" 30-99, ZONA 7, UTATLAN I., TELEFONOS: 2434-7044

EJECUCION, DISEÑO, ESTUDIO, MANTENIMIENTO Y CALCULO DE OBRAS CIVILES, VIALES Y CONSULTORIAS INGENIERILES.

### PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL POZO LA PRESA, ZACAPA

#### DATOS IMPORTANTES DEL POZO

CÓDIGO		2387		
Nombre Del Perforador		Danilo Márquez		Tubería Lisa
Maquina		II		
Método		Rotativo		Tubería Ranurada
Diámetro	Acero 53B	8"	Pulgadas	
Temperatura del agua		20°	G.C.	
Profundidad perforada		700'	Pies	
Profundidad total entubada		700'	Pies	
Total tubería ranurada		380'	Pies	
Nivel Estático		60'	Pies	
Nivel dinámico		264'	Pies	
Producción		220	Gpm	
Explotación óptima		200	Gpm	
Fecha de inicio		16/03/2010	La duración de esta perforación fue de ochenta y ocho días, esta fue interrumpida durante veintiséis días por problemas logísticos, en común acuerdo con el propietario.	
Fecha de finalización		08/08/2010		
Prueba de bombeo		22-23/08/10		
Técnico responsable		Ajvaro Sarceño		



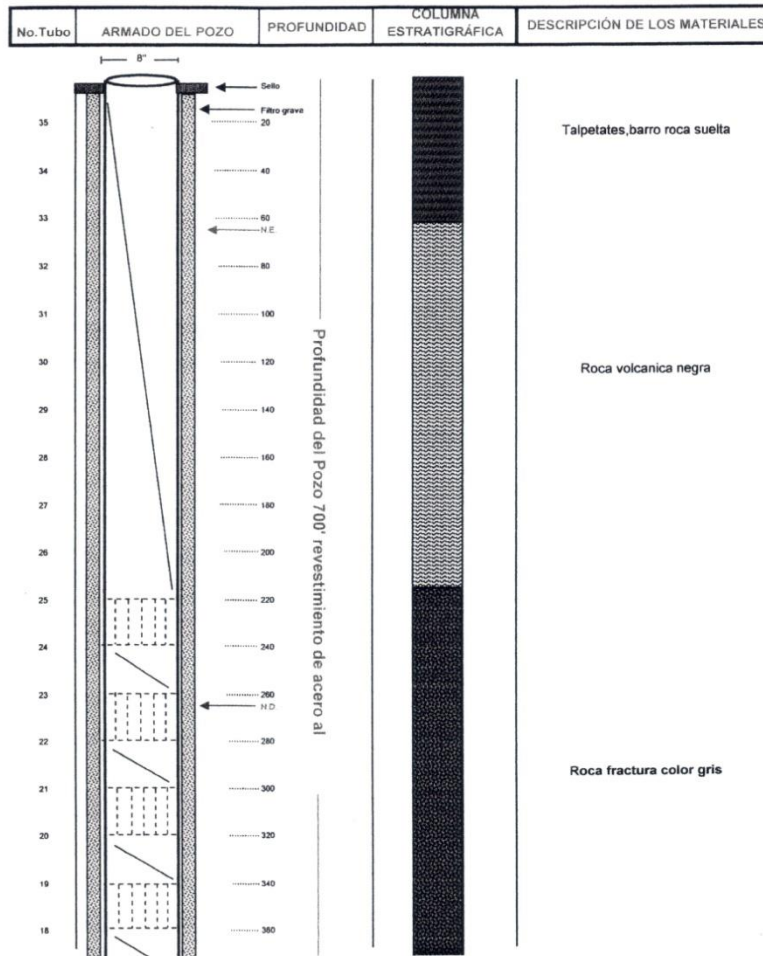
Continuación del anexo 1.



**CEGA, Construcciones.**

0 CALLE "A" 30-89, ZONA 7, UTATLÁN I., TELÉFONOS: 2434-7044

EJECUCIÓN, DISEÑO, ESTUDIO, MANTENIMIENTO Y CÁLCULO DE OBRAS CIVILES, VIALES Y CONSULTORIAS INGENIERILES.





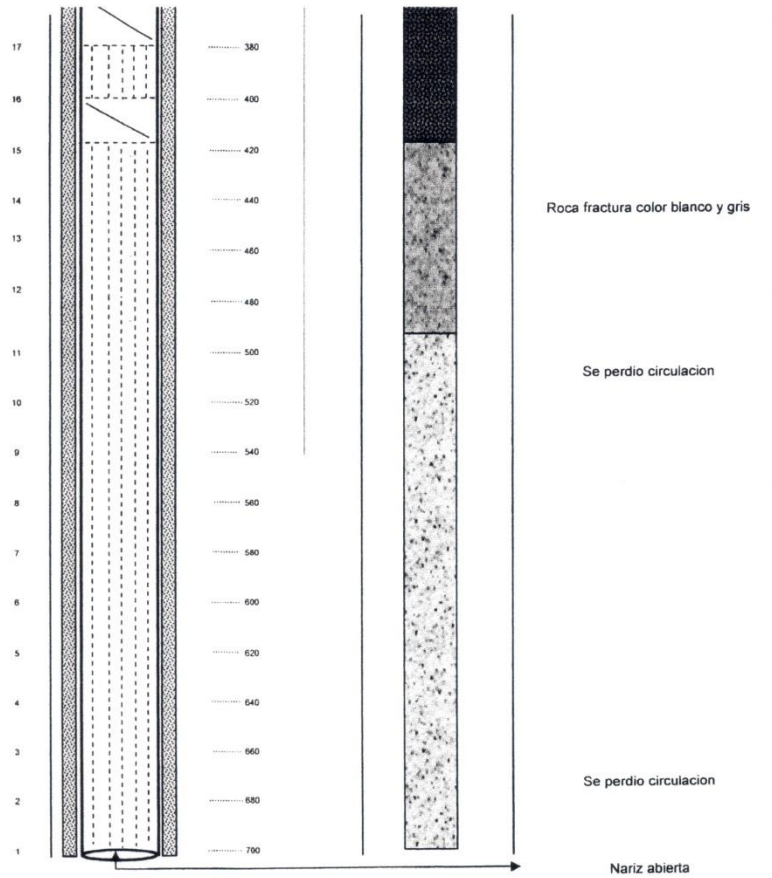
Continuación del anexo 1.



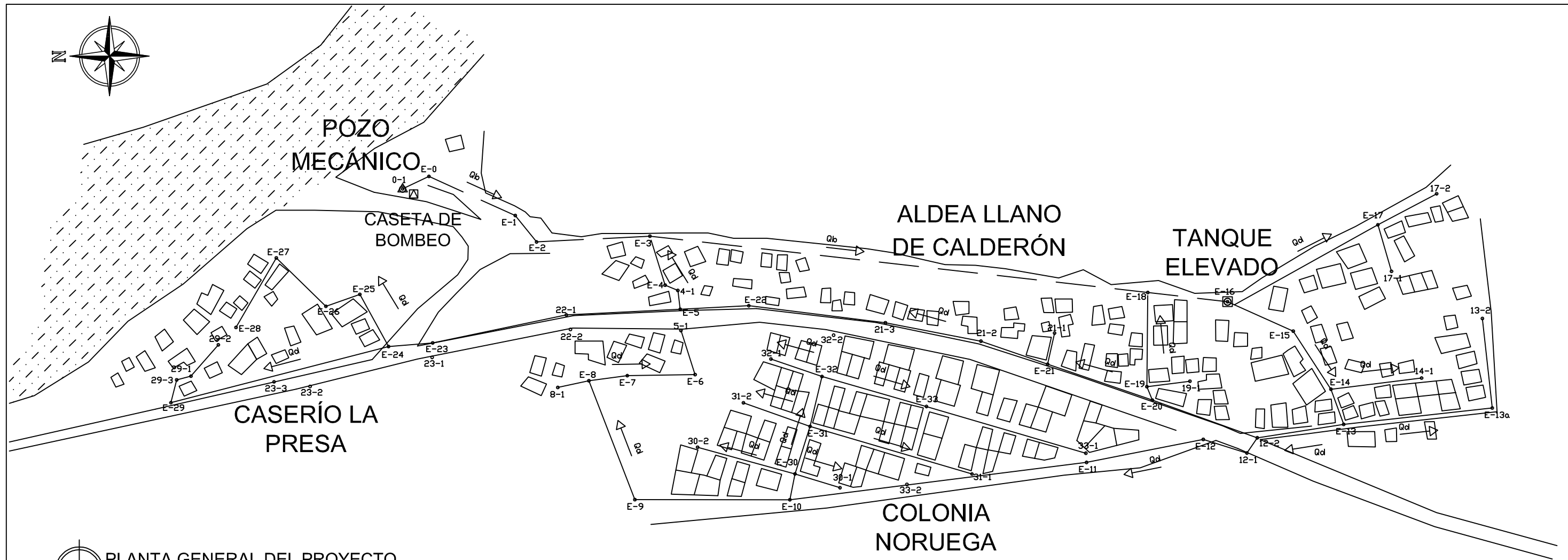
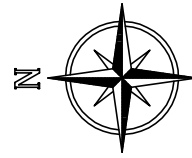
**CEGA, Construcciones.**

O CALLE "A" 30-99, ZONA 7, UTATLAN I., TELEFONOS: 2434-7044

EJECUCION, DISEÑO, ESTUDIO, MANTENIMIENTO Y CALCULO DE OBRAS CIVILES, VIALES Y CONSULTORIAS INGENIERILES.



Fuente: Municipalidad de Zacapa, Zacapa.



SIMBOLOGÍA	
SÍMBOLO	NOMENCLATURA
---	LÍNEA DE BOMBEO
—	LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN
—	LÍNEA DEL TERRENO
—	LÍNEA PIEZOMÉTRICA
□	TANQUE ELEVADO
△	POZO MECÁNICO
▢	CASETA DE BOMBEO
□	VIVIENDA
○	ESTACIÓN TOPOGRÁFICA
CT	COTA DE TERRENO
C.P.	COTA PIEZOMÉTRICA
E-#	NÚMERO DE ESTACIÓN
⊕	VÁLVULA DE AIRE
●	VÁLVULA DE RETENCIÓN

ESTACIÓN	P.O.	DISTANCIA	AZIMUTH	ELEVACIÓN
E-0	0-1	21.00	334°48'58"	1097.96
E-0	E-1	68.50	204°19'40"	1108.41
E-1	E-2	24.50	231°08'30"	1108.73
E-2	E-3	82.00	177°04'20"	1113.22
E-3	E-4	37.00	252°44'02"	1125.15
E-4	4-1	10.00	202°42'15"	1126.33
E-4	E-5	20.00	237°14'22"	1134.01
E-5	5-1	16.00	267°47'02"	1127.71
E-5	E-6	49.00	257°11'10"	1135.83
E-6	E-7	49.00	359°04'30"	1145.83
E-7	E-8	28.00	352°29'30"	1147.56
E-8	8-1	23.00	347°48'30"	1147.52
E-8	E-9	92.00	248°49'45"	1147.99
E-9	E-10	112.00	180°02'50"	1148.64
E-10	E-11	216.00	172°50'08"	1151.21
E-11	E-12	86.00	168°51'57"	1151.08
E-12	12-1	33.00	197°20'18"	1149.32
E-12	12-2	39.00	178°17'20"	1149.37
E-12	E-13	102.00	173°53'50"	1151.97
E-13	13-1	108.00	173°42'32"	1152.06
E-13	E-14	27.00	70°02'23"	1152.01
E-14	14-1	66.00	172°58'55"	1152.05
E-14	E-15	50.00	57°00'25"	1150.26
E-15	E-16	52.00	24°05'30"	1148.20
E-16	E-17	122.00	152°55'46"	1147.95
E-17	17-1	35.00	253°39'53"	1148.95
E-17	17-2	48.00	152°10'23"	1147.83
E-17	E-18	58.00	6°35'52"	1145.18
E-18	E-19	68.00	270°34'38"	1151.32
E-19	19-1	31.40	172°46'00"	1151.72
E-19	E-20	10.50	274°34'18"	1144.28
E-13a	13-2	65.00	83°42'32"	1151.50

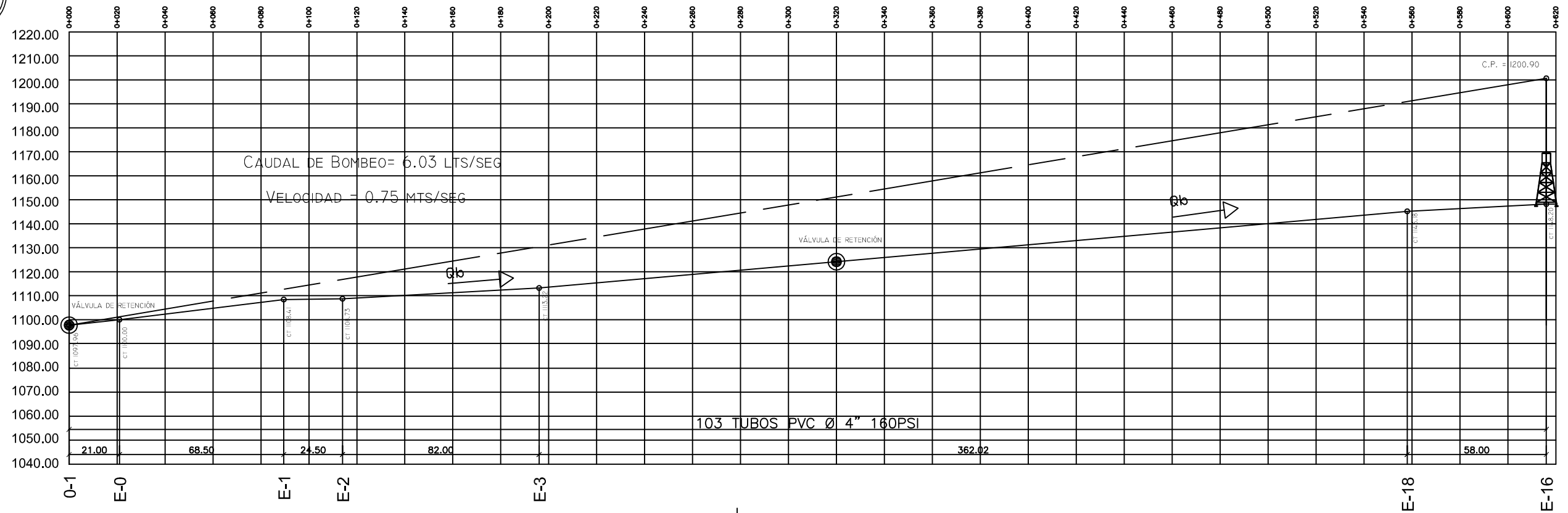
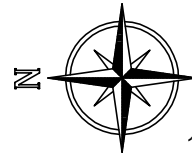
ESTACIÓN	P.O.	DISTANCIA	AZIMUTH	ELEVACIÓN
E-21	21-1	23.00	102°31'28"	1139.74
E-21	21-2	51.00	19°02'50"	1140.43
E-21	21-3	121.00	14°18'16"	1136.78
E-21	E-22	220.00	11°03'40"	1127.40
E-22	22-1	132.00	357°06'52"	1120.09
E-22	22-2	130.00	352°26'02"	1119.24
E-22	E-23	230.00	353°18'22"	1114.14
E-23	23-1	10.50	272°03'30"	1113.88
E-23	23-2	94.00	340°26'32"	1108.35
E-23	23-3	118.00	346°13'02"	1107.33
E-23	E-24	32.00	355°15'30"	1109.45
E-24	E-25	43.00	61°11'30"	1104.08
E-25	E-26	26.00	340°38'30"	1098.51
E-26	E-27	50.00	44°14'15"	1091.63
E-27	E-28	58.00	300°10'11"	1092.43
23-3	E-29	76.00	348°33'38"	1102.53
E-29	29-1	24.00	127°02'26"	1097.18
E-29	29-2	54.00	129°20'33"	1094.50
E-29	29-3	17.00	104°12'0"	1096.73
E-10	E-30	19.00	101°13'36"	1148.66
E-30	30-1	34.00	197°02'40"	1148.98
E-30	30-2	73.00	16°17'51"	1147.12
E-30	E-31	36.00	107°30'17"	1148.55
E-31	31-1	122.00	196°22'56"	1150.85
E-31	31-2	51.00	192°27'06"	1145.35
E-31	E-32	37.00	103°35'09"	1146.36
E-32	32-1	39.00	168°51'34"	1142.93
E-32	32-2	31.00	105°41'46"	1140.75
E-32	E-33	78.50	195°59'42"	1150.01
E-33	33-1	120.00	196°18'48"	1151.16
E-33	33-2	58.00	284°05'54"	1149.83

INFORMACIÓN DEL PROYECTO	
TIPO DE FUENTE	POZO MECÁNICO
LONGITUD DE BOMBEO	616.02 METROS
LONGITUD DE DISTRIBUCIÓN	3,165.82 METROS
CAUDAL DE BOMBEO	6.03 L/s
POBLACIÓN BENEFICIADA	1,050 HABITANTES
VOLUMEN DEL TANQUE	40 M3
DOTACIÓN	120 L/HAB/DÍA
FACTOR DE DÍA MÁXIMO	1.2
FACTOR DE HORA MÁXIMA	2

NORMA TUBERÍA DE AGUA POTABLE PVC	
ASTM	D 2241
ASTM	D 2466

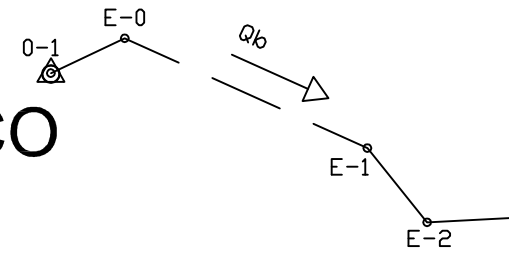
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA LLANO DE CALDERÓN, CASERÍO LA PRESA Y COLONIA NORUEGA, ZACAPA, ZACAPA.	
PLANO DE: PLANTA GENERAL		PROPIEDAD DE: MUNICIPALIDAD DE ZACAPA, ZACAPA
DISEÑO: EDY RENÉ ANLEU CALCULO: EDY RENÉ ANLEU DIBUJO: EDY RENÉ ANLEU	EPESISTA: EDY RENÉ ANLEU ÁRRECCIS	CARRÉ: 2006-11136
ESCALA: INDICADA FECHA: OCTUBRE DE 2015	V.O.B.O.: ING. JUAN MERCK COS SUPERVISOR E.P.S.	HOJA: 1 / 8 EDY ANLEU EPESISTA





PLANTA Y PERFIL LÍNEA DE BOMBEO  
ESCALA 1/1000

# POZO MECÁNICO



# TANQUE ELEVADO

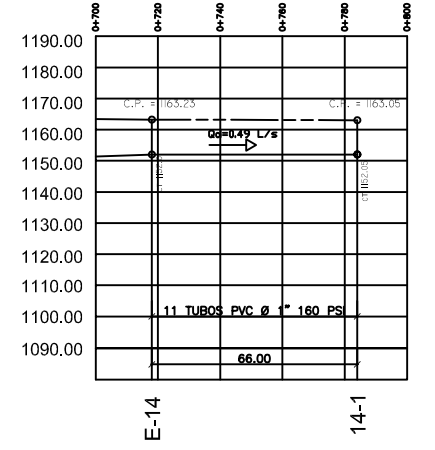
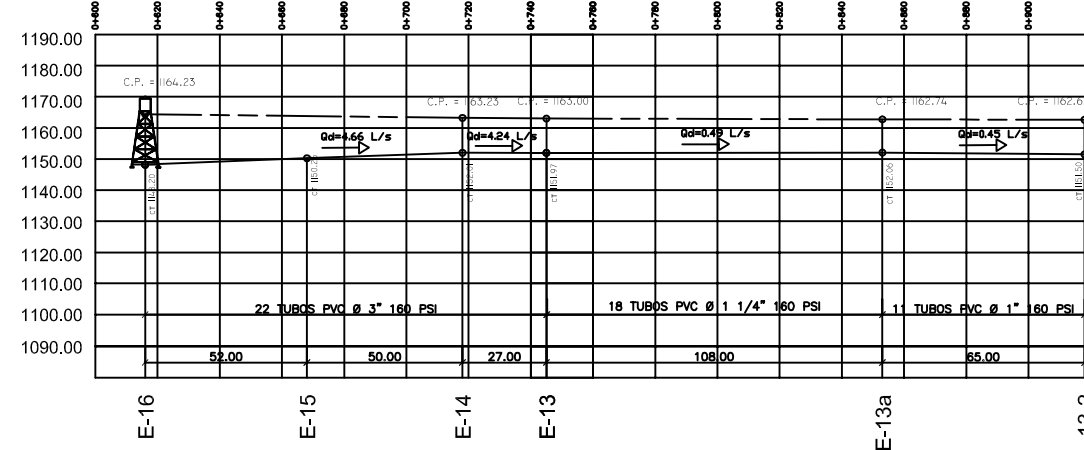
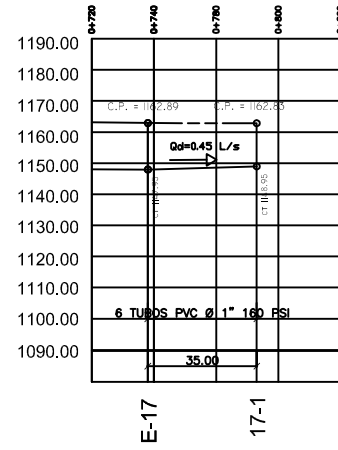
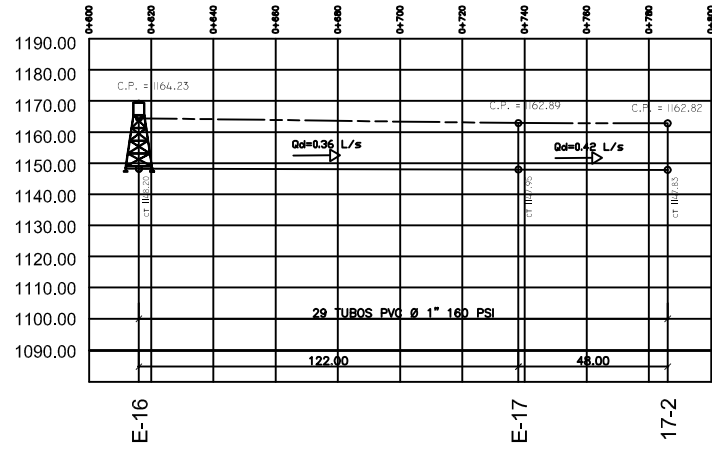
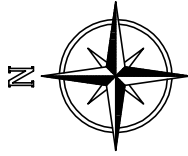
SIMBOLOGÍA	
SÍMBOLO	NOMENCLATURA
---	LÍNEA DE BOMBEO
—	LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN
—	LÍNEA DEL TERRENO
---	LÍNEA PIEZOMÉTRICA
⊗	TANQUE ELEVADO
⊕	POZO MECÁNICO
⊠	CASETA DE BOMBEO
□	VIVIENDA
○	ESTACIÓN TOPOGRÁFICA
CT	COTA DE TERRENO
C.P.	COTA PIEZOMÉTRICA
E-#	NÚMERO DE ESTACIÓN
⊕	VÁLVULA DE AIRE
●	VÁLVULA DE RETENCIÓN

NORMA TUBERÍA DE AGUA POTABLE PVC	
ASTM	D 2241
ASTM	D 2466

ESTACIÓN	P.O.	DISTANCIA	AZIMUTH	ELEVACIÓN
E-0	0-1	21.00	334°48'58"	1097.96
E-0	E-1	68.50	204°19'40"	1108.41
E-1	E-2	24.50	231°08'30"	1108.73
E-2	E-3	82.00	177°04'20"	1113.22
E-3	E-4	37.00	252°44'02"	1125.15
E-4	4-1	10.00	202°42'15"	1126.33
E-4	E-5	20.00	237°14'22"	1134.01
E-5	5-1	16.00	267°47'02"	1127.71
E-5	E-6	49.00	257°11'10"	1135.83
E-6	E-7	49.00	359°04'30"	1145.83
E-7	E-8	28.00	352°29'30"	1147.56
E-8	8-1	23.00	347°48'30"	1147.52
E-8	E-9	92.00	248°49'45"	1147.99
E-9	E-10	112.00	180°02'50"	1148.64
E-10	E-11	216.00	172°50'08"	1151.21
E-11	E-12	86.00	168°51'57"	1151.08
E-12	12-1	33.00	197°20'18"	1149.32
E-12	12-2	39.00	178°17'20"	1149.37
E-12	E-13	102.00	173°53'50"	1151.97
E-13	13-1	108.00	173°42'32"	1152.06
E-13	E-14	27.00	70°02'23"	1152.01
E-14	14-1	66.00	172°58'55"	1152.05
E-14	E-15	50.00	57°00'25"	1150.26
E-15	E-16	52.00	24°05'30"	1148.20
E-16	E-17	122.00	152°55'46"	1147.95

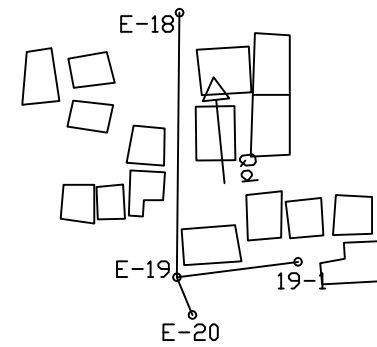
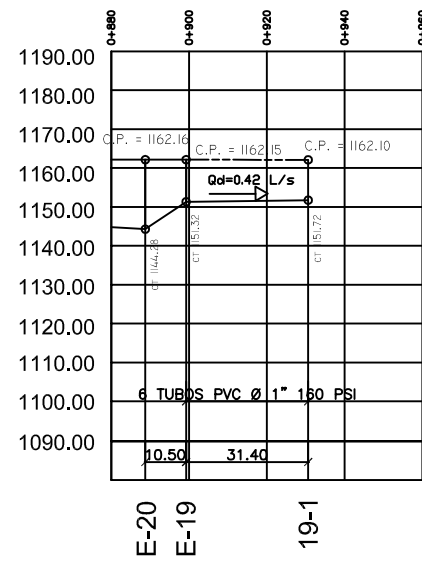
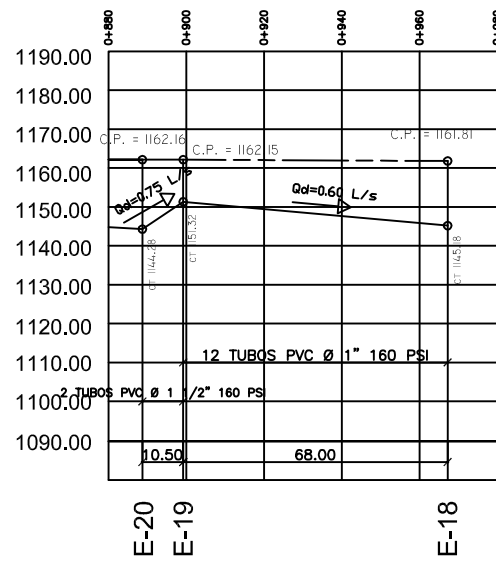
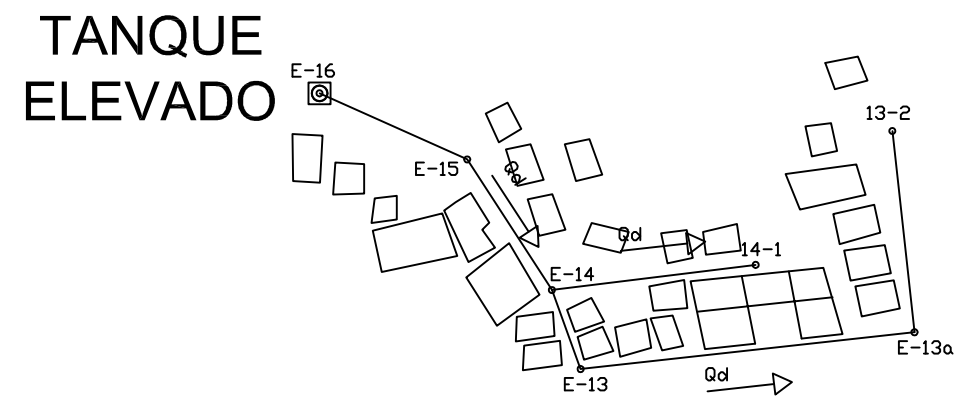
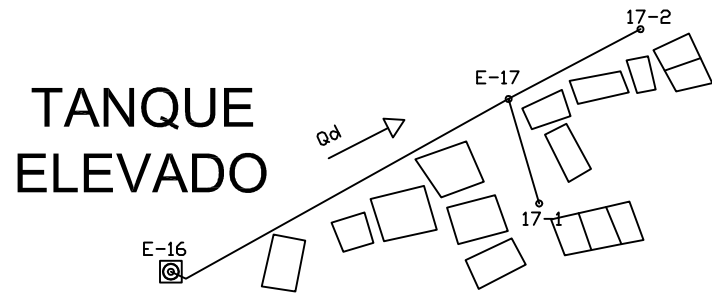
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA LLANO DE CALDERÓN, CASERÍO LA PRESA Y COLONIA NORUEGA, ZACAPA, ZACAPA.	
DISEÑO: EDY RENÉ ANLEU CALCULO: EDY RENÉ ANLEU DIBUJO: EDY RENÉ ANLEU	PLAN DE: PLANTA Y PERFIL LÍNEA DE BOMBEO PROPIEDAD DE: MUNICIPALIDAD DE ZACAPA, ZACAPA	E.P.S.
ESCALA: INDECAD FECHA: OCTUBRE DE 2013	EPELISTA: EDY RENÉ ANLEU ÁRRECIS Vo.Bo.	CARRÉ: 2006-11136 HOJA 2/8





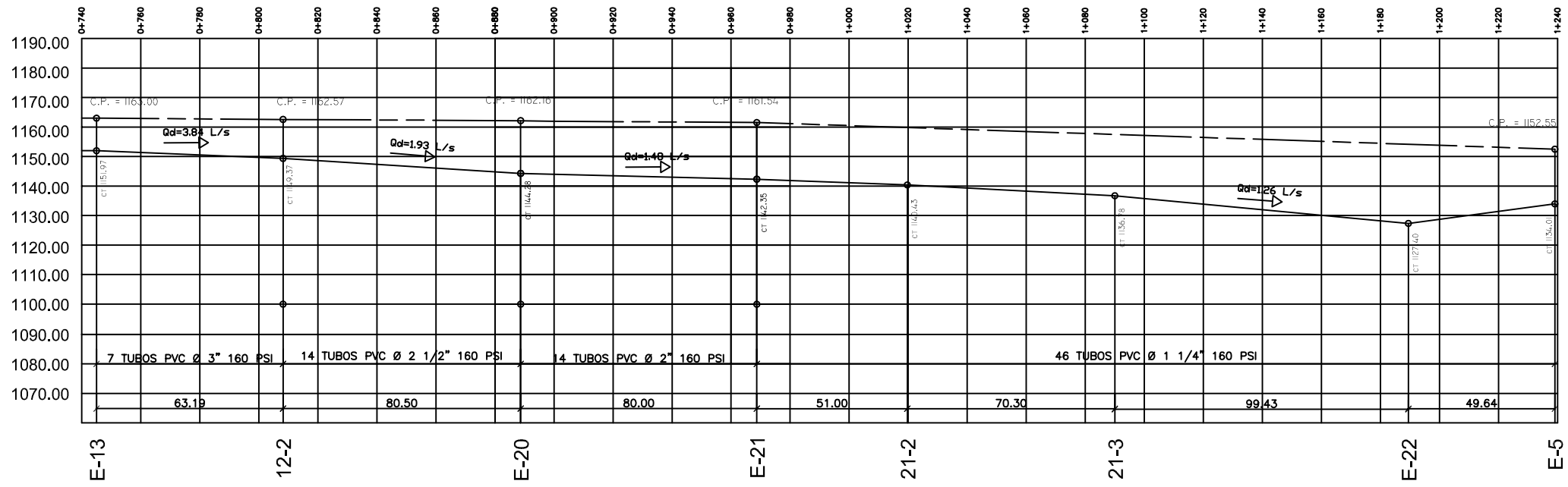
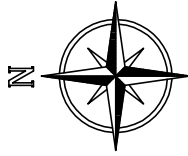
PLANTA Y PERFIL E-16 A 17-2 Y 17-2 A 17-1  
ESCALA 1/1000

PLANTA Y PERFIL E-16 A 13-2 Y E-14 A 14-1  
ESCALA 1/1250

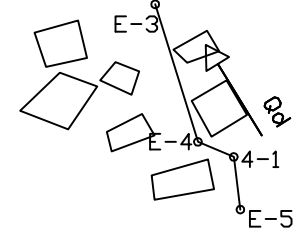
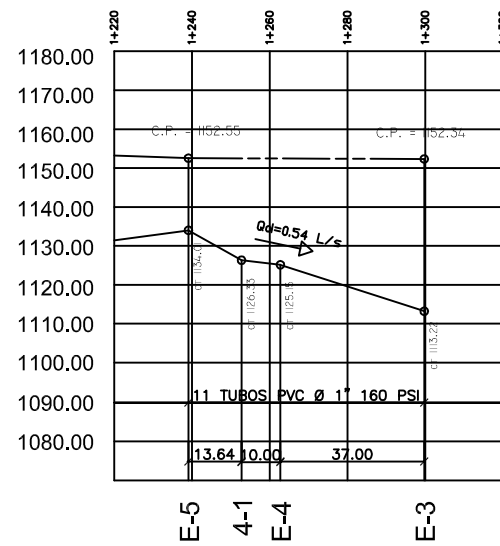
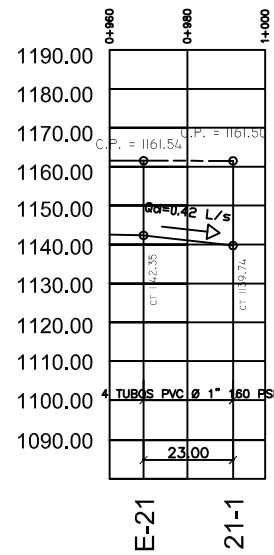
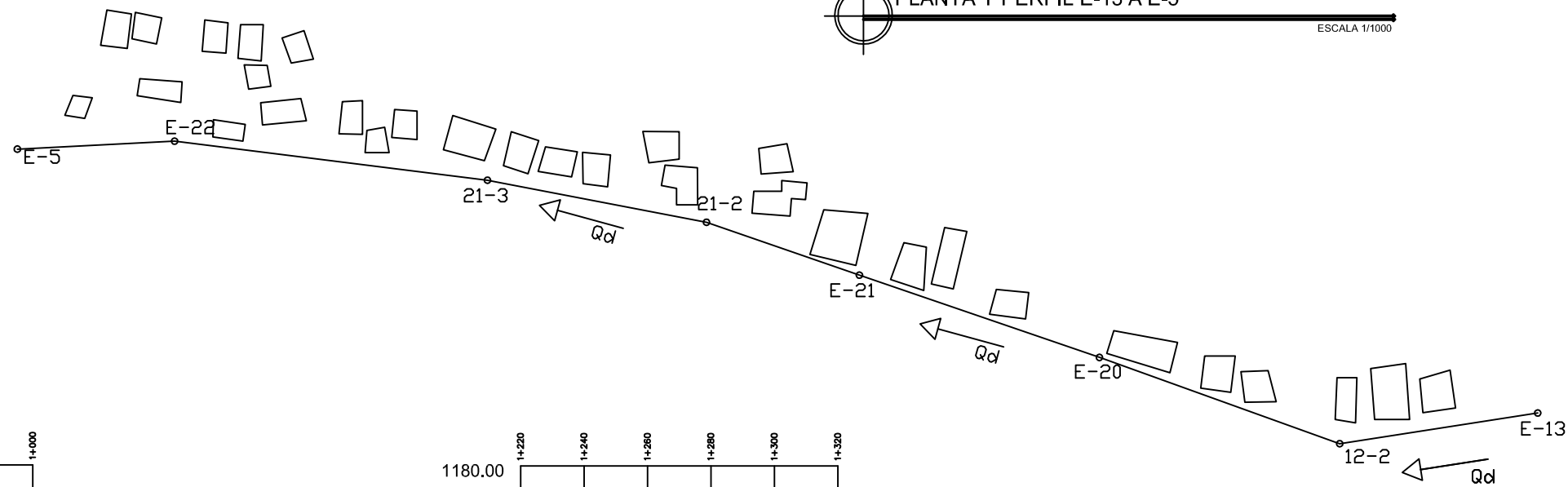


PLANTA Y PERFIL E-20 A E-18 Y E-20 A E-19  
ESCALA 1/1000


<p>E.P.S</p>	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA LLANO DE CALDERÓN, CASERÍO LA PRESA Y COLONIA NORUEGA, ZACAPA, ZACAPA.	
PLANO DE: PLANTA Y PERFIL E-20 A E-18, E-20 A E-19, E-16 A 13-2, E-14 A 14-1, E-20 A E-18 Y E-20 A E-19		PROPIEDAD DE: MUNICIPALIDAD DE ZACAPA, ZACAPA
DISEÑO: EDY RENÉ ANLEU	EPELISTA: EDY RENÉ ANLEU ÁRRECCIS	CARRÍE: 2006-11136
CALCULO: EDY RENÉ ANLEU	Vo.BO.	HOJA 3 / 8
DIBUJO: EDY RENÉ ANLEU	INE. JUAN MERCK COS SUPERVISOR E.P.S.	
ESCALA: INDICADA	EDY ANLEU EPELISTA	
FECHA: OCTUBRE DE 2013		

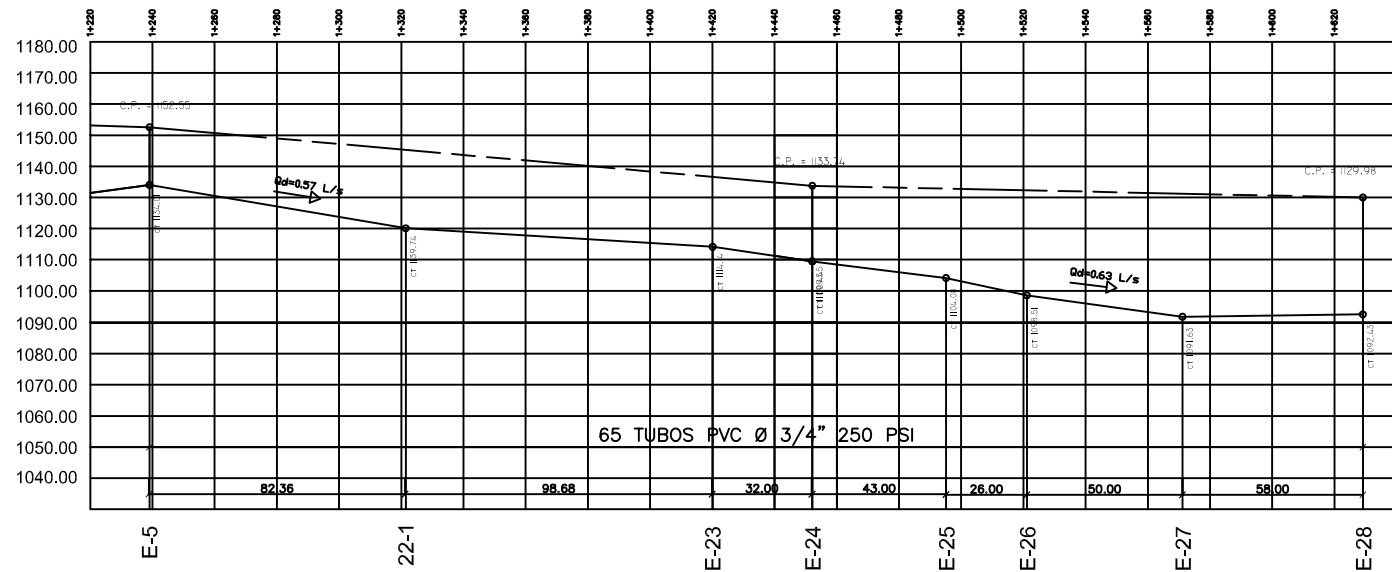
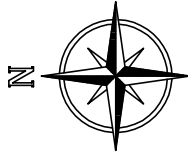


PLANTA Y PERFIL E-13 A E-5  
ESCALA 1/1000

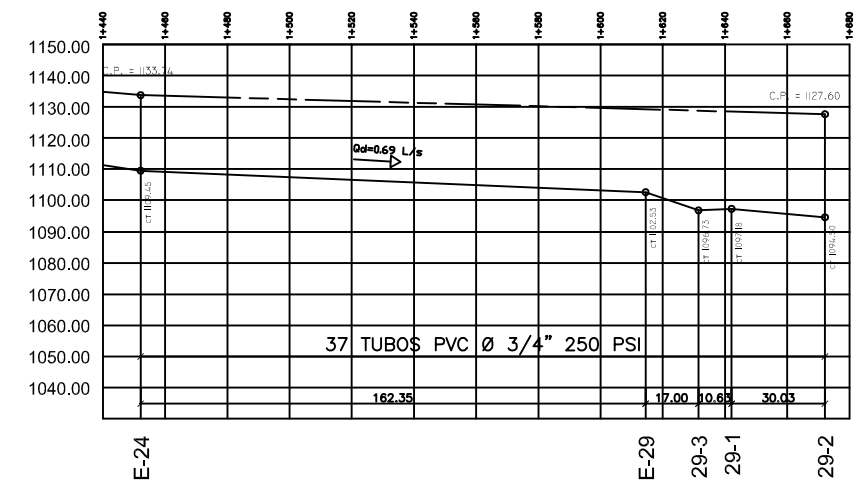
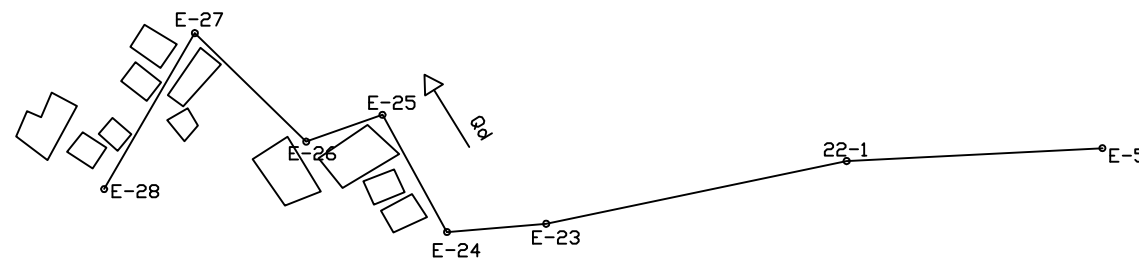


PLANTA Y PERFIL E-21 A 21-1 Y E-5 A E-3  
ESCALA 1/1000

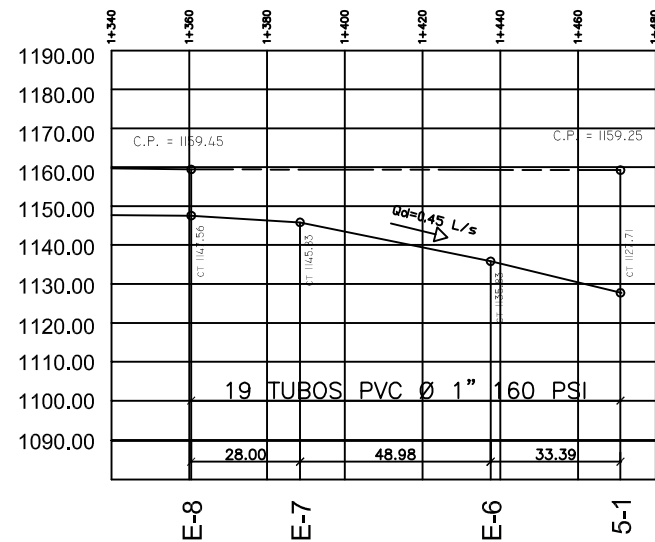
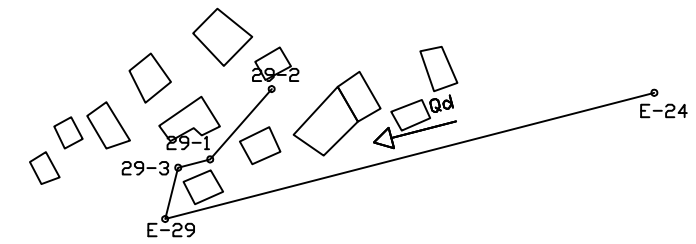
 E.P.S.	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA LLANO DE CALDERÓN, CASERÍO LA PRESA Y COLONIA NORUEGA, ZACAPA, ZACAPA.	
PLANO DE: PLANTA Y PERFIL E-13 A E-5. E-21 A 21-1 Y E-5 A E-3		PROPIEDAD DE: MUNICIPALIDAD DE ZACAPA, ZACAPA
DISEÑO: EDY RENÉ ANLEU CALCULO: EDY RENÉ ANLEU DIBUJO: EDY RENÉ ANLEU	EPESISTA: EDY RENÉ ANLEU ÁRRECIS Vo.BO.	CARRÍ: 2006-11136 HOJA 4/8
ESCALA: INDICADA FECHA: OCTUBRE DE 2013	ING. JUAN MERCK COS SUPERVISOR E.P.S. EDY ANLEU EPESISTA	



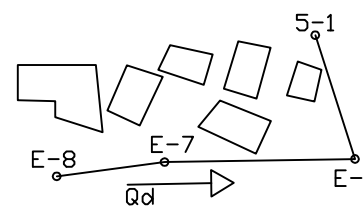
PLANTA Y PERFIL E-5 A E-28  
ESCALA 1/1250



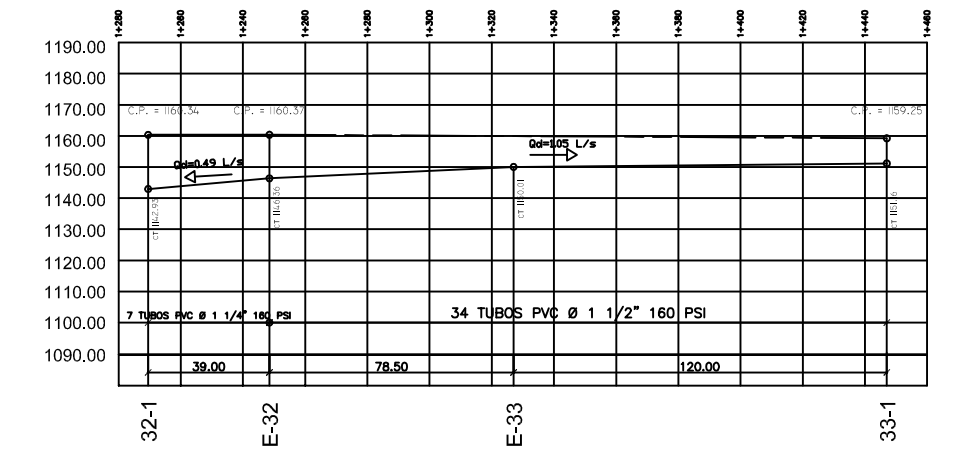
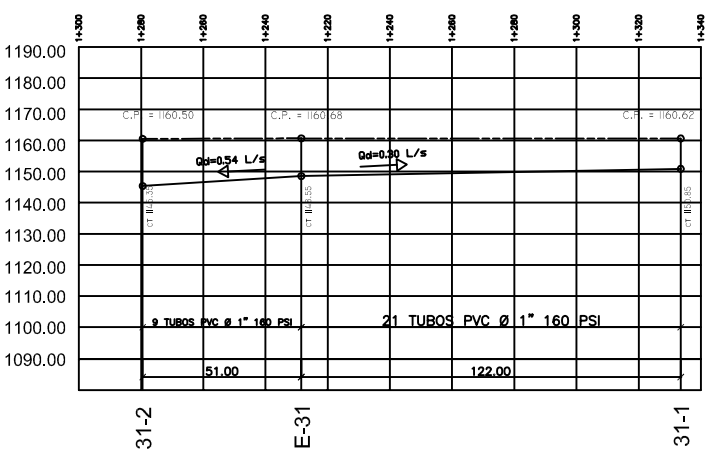
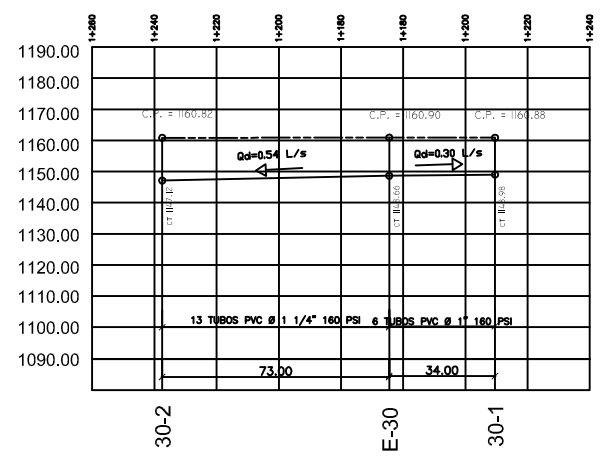
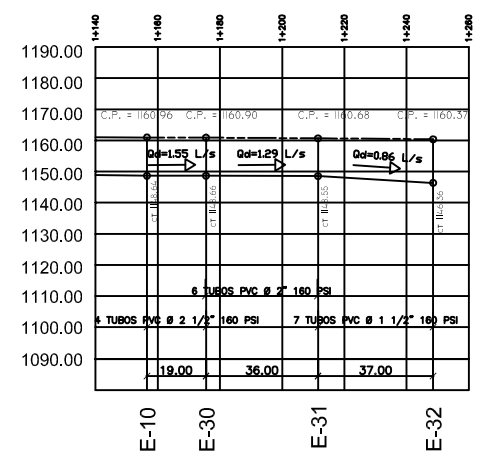
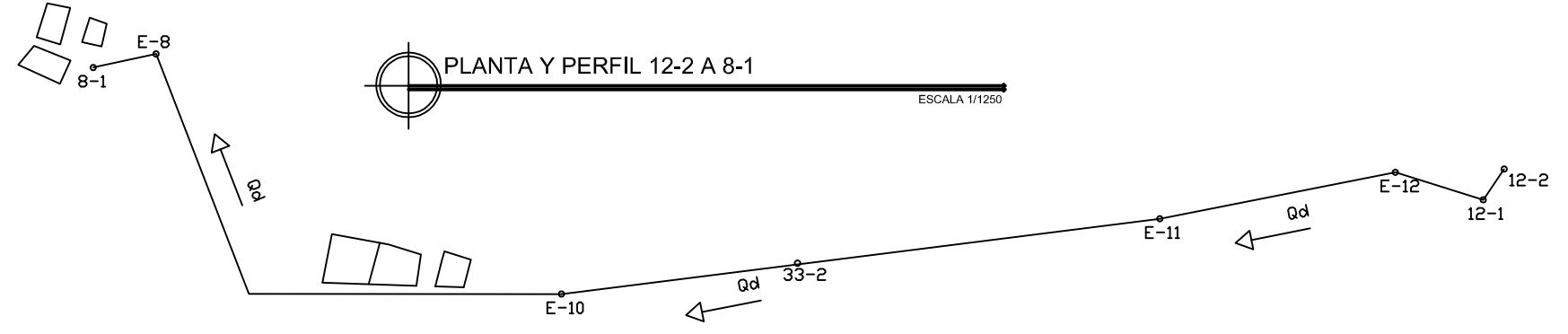
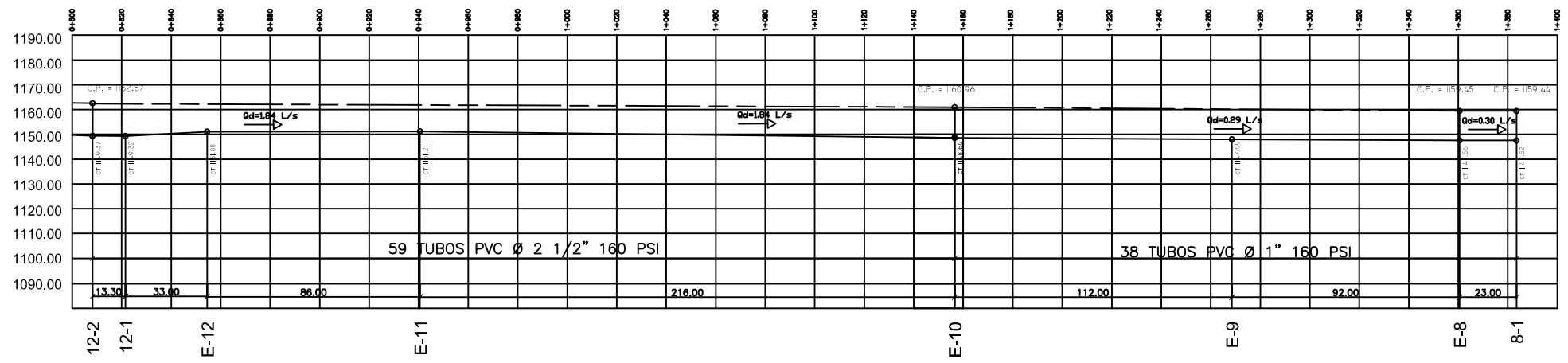
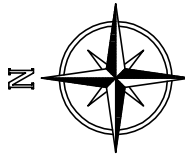
PLANTA Y PERFIL E-24 A 29-2  
ESCALA 1/1250



PLANTA Y PERFIL E-8 A 5-1  
ESCALA 1/1000

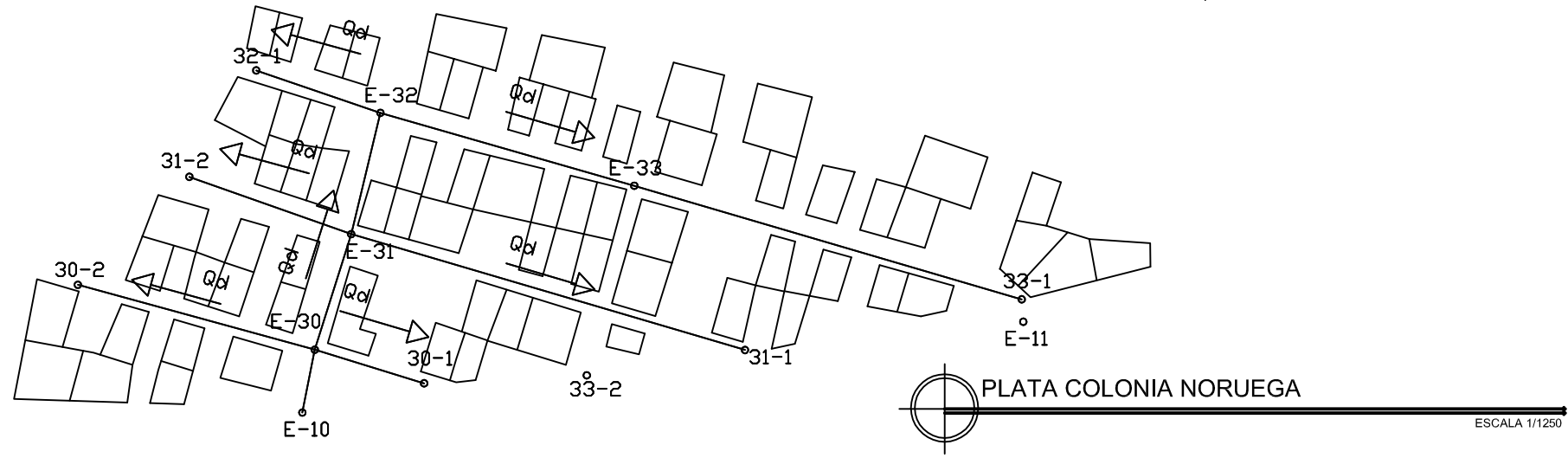


<p>E.P.S</p>	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA LLANO DE CALDERÓN, CASERÍO LA PRESA Y COLONIA NORUEGA, ZACAPA, ZACAPA.	
PLANO DE: PLANTA Y PERFIL E-5 A E-28, E-24 A 29-2 Y E-8 A 5-1		PROPIEDAD DE: MUNICIPALIDAD DE ZACAPA, ZACAPA
DISEÑO: EDY RENÉ ANLEU CALCULO: EDY RENÉ ANLEU DIBUJO: EDY RENÉ ANLEU	EPESISTA: EDY RENÉ ANLEU ÁRRECCIS Vo.BO.	CARRÉ: 2006-11136 HOJA 5/8
ESCALA: INDICADA FECHA: OCTUBRE DE 2013	ING. JUAN MERCK COS SUPERVISOR E.P.S.      EDY ANLEU EPESISTA	

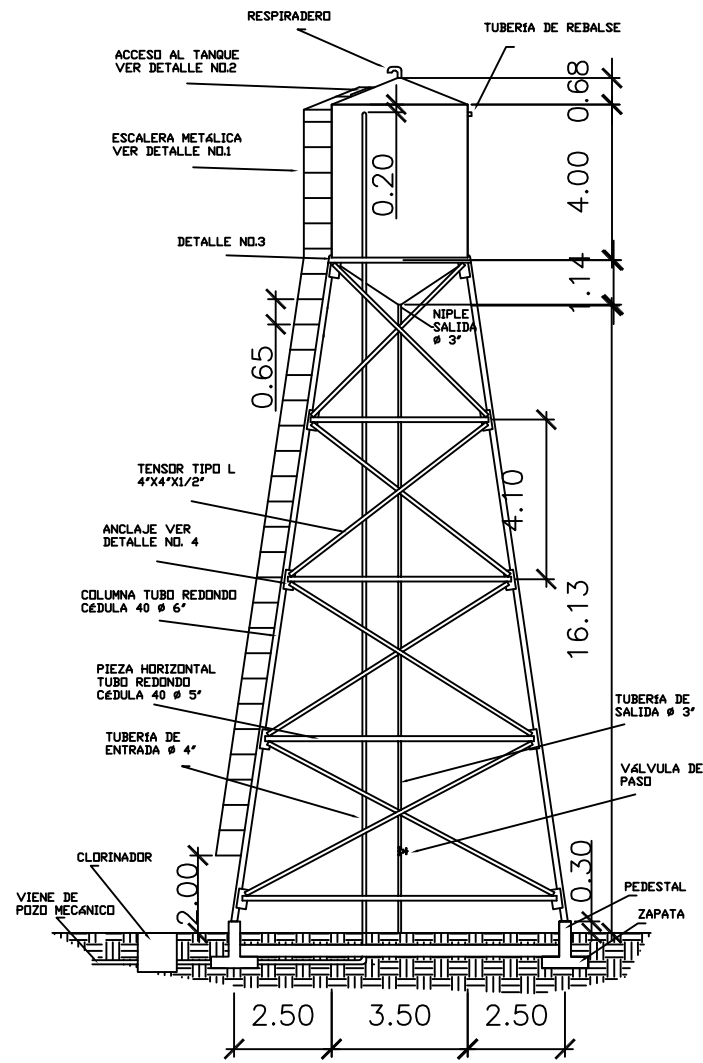


PERFIL E-10 A E-32 Y 30-2 A 30-1  
ESCALA 1/1250

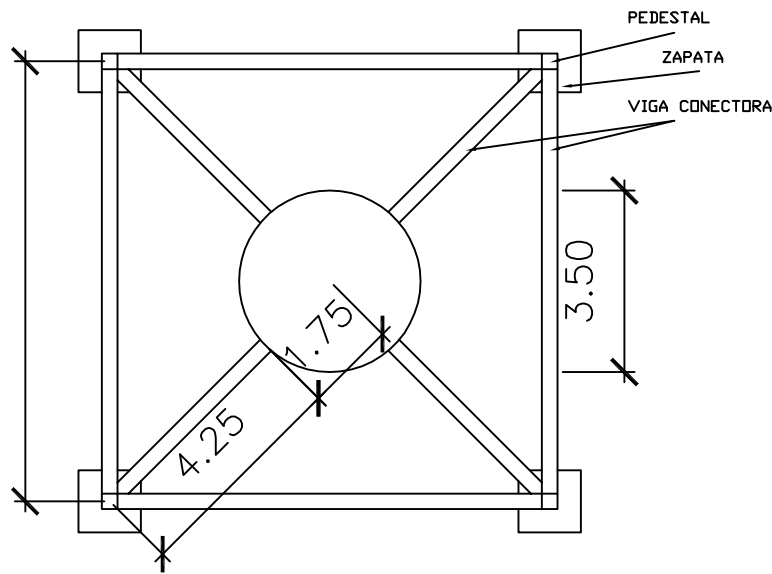
PERFIL 31-2 A 31-1 Y 32-1 A 33-1  
ESCALA 1/1250



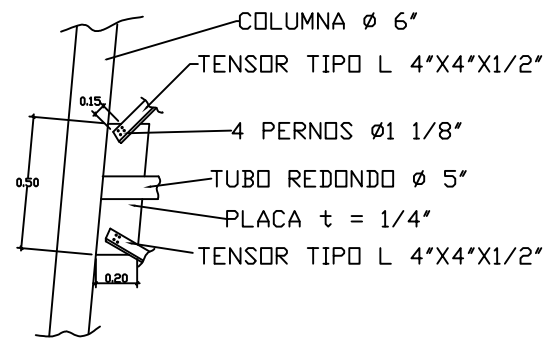
<p>E.P.S</p>	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA LLANO DE CALDERÓN, CASERÍO LA PRESA Y COLONIA NORUEGA, ZACAPA, ZACAPA.	
PLANO DE: PLANTA Y PERFIL 12-2 A 8-1, E-10 A E-32, 30-2 A 30-1, 31-2 A 31-1 Y 32-2 A 33-1		PROPIEDAD DE: MUNICIPALIDAD DE ZACAPA, ZACAPA
DISEÑO: EDY RENÉ ANLEU	EPELISTA: EDY RENÉ ANLEU ÁRREZIS	CARRÉ: 2006-11136
CALCULO: EDY RENÉ ANLEU	Vo.Bo.	HOJA 6/8
DIBUJO: EDY RENÉ ANLEU	INE. JUAN MERCK COS SUPERVISOR E.P.S.	EDY ANLEU EPELISTA
ESCALA: INE. JUAN MERCK COS	FECHA: OCTUBRE DE 2013	



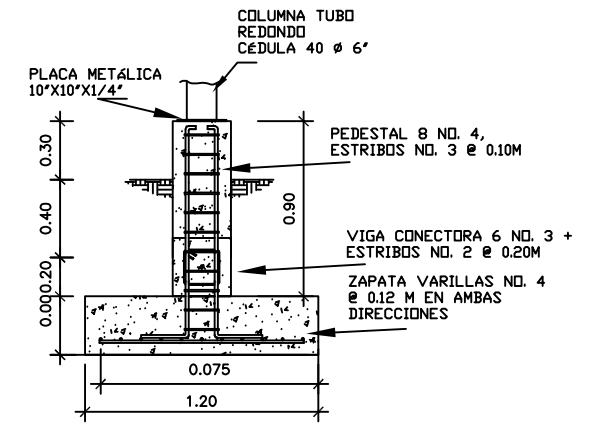
TANQUE ELEVADO ELEVACIÓN  
ESCALA 1/100



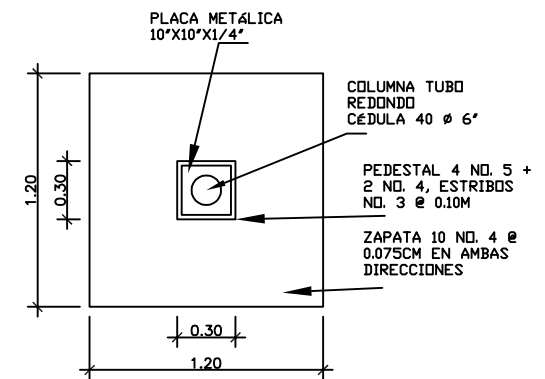
TANQUE ELEVADO PLANTA  
ESCALA 1/75



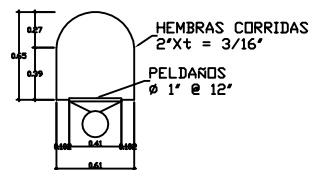
DETALLE NO.4 ANCLAJE DE TENSORES  
SIN ESCALA



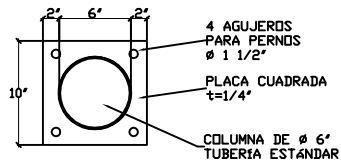
ELEVACIÓN DE PEDESTAL Y ZAPATA  
1:20



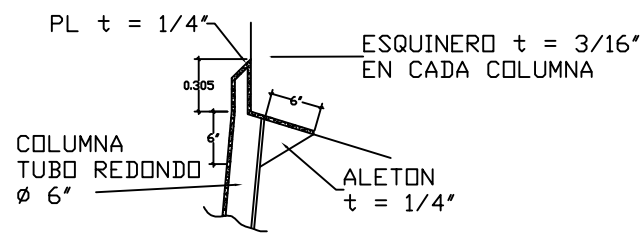
PLANTA DE PEDESTAL Y ZAPATA  
1:20



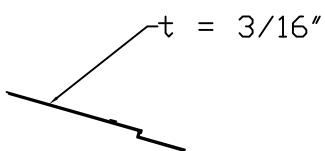
DETALLE NO.1 ESCALERA METALICA  
SIN ESCALA



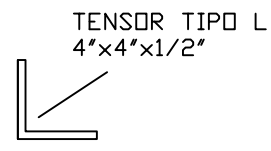
DETALLE DE PLACA METALICA  
SIN ESCALA



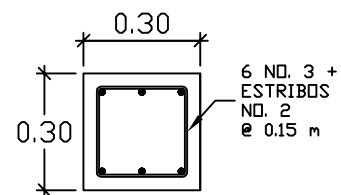
DETALLE NO.3 UNIÓN COLUMNA-TANQUE  
SIN ESCALA



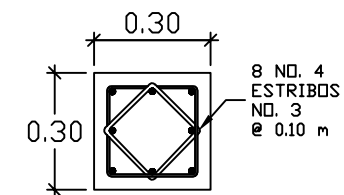
DETALLE NO.2 ACCESO AL TANQUE  
SIN ESCALA



DETALLE DE TENSORES  
1:5

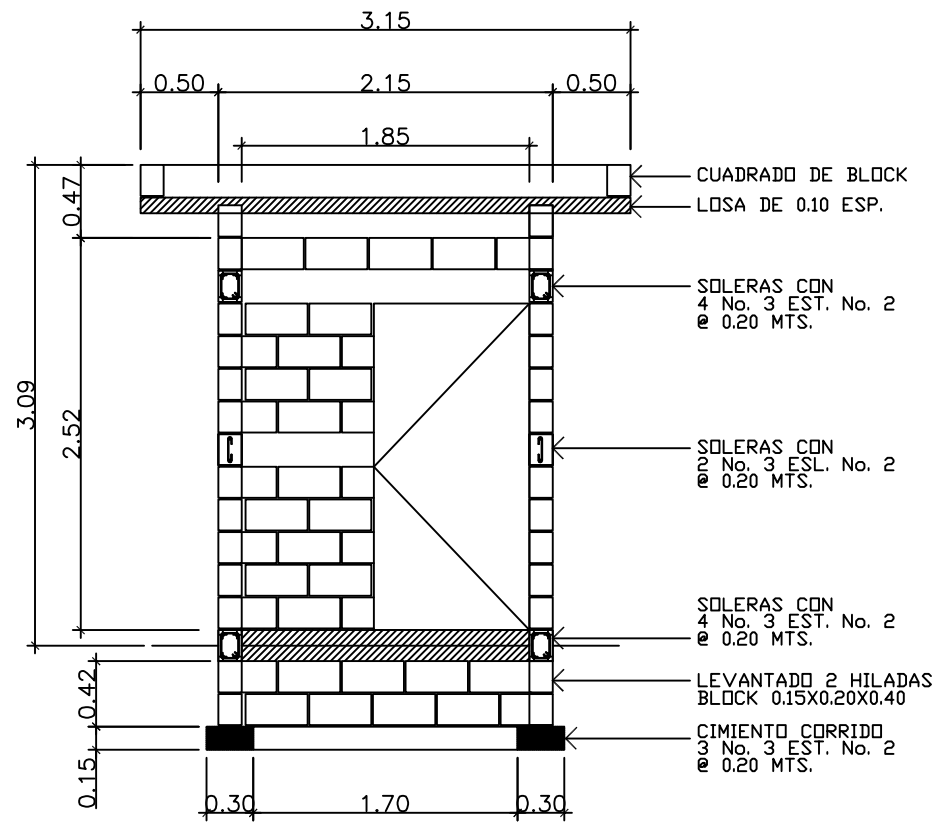


ARMADO DE VIGA CONECTORA  
1:10

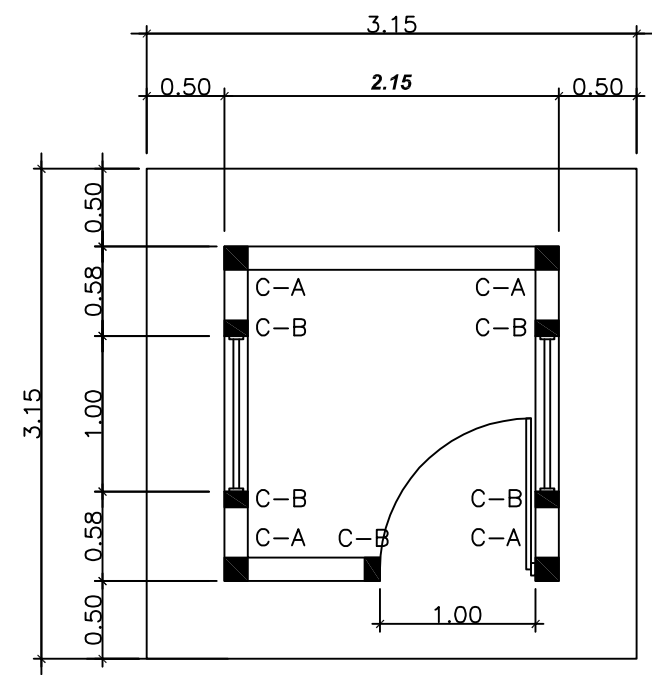


ARMADO DE PEDESTAL  
1:30

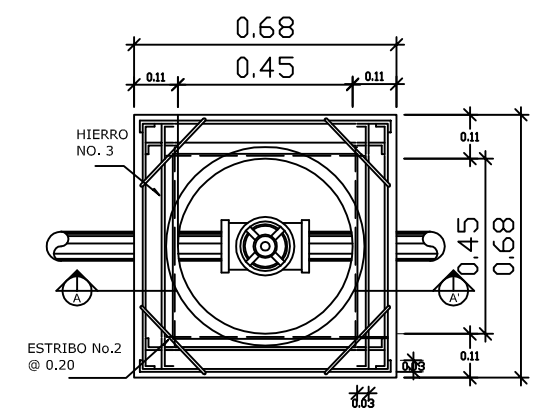
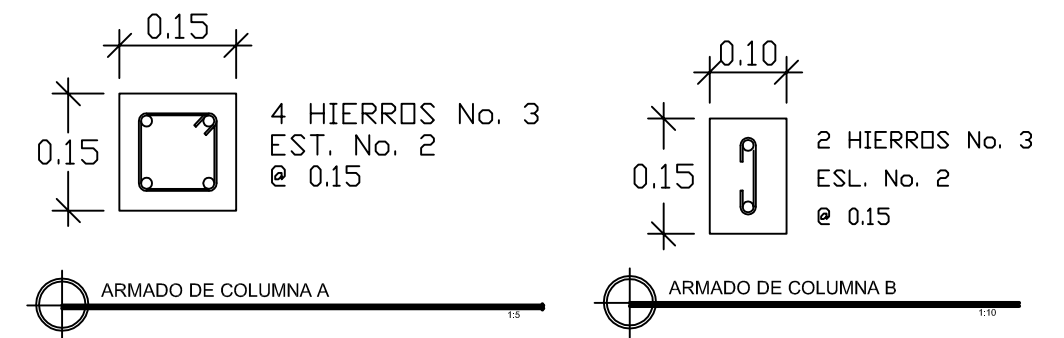
<p>E.P.S</p>	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFECIONAL SUPERVISADO	
	PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA LLANO DE CALDERÓN, CASERÍO LA PRESA Y COLONIA NORUEGA, ZACAPA, ZACAPA.	
PLANO DE: TANQUE ELEVADO + DETALLES		PROPIEDAD DE: MUNICIPALIDAD DE ZACAPA, ZACAPA
DISEÑO: EDY RENÉ ANLEU CALCULO: EDY RENÉ ANLEU DIBUJO: EDY RENÉ ANLEU	EPESISTA: EDY RENÉ ANLEU ÁRRECIS Vo.Bo.	CARRÉ: 2006-11136 HOJA 7/8
ESCALA: INDECAD FECHA: OCTUBRE DE 2013	ING. JUAN MERCK COS SUPERVISOR E.P.S. EDY ANLEU EPESISTA	



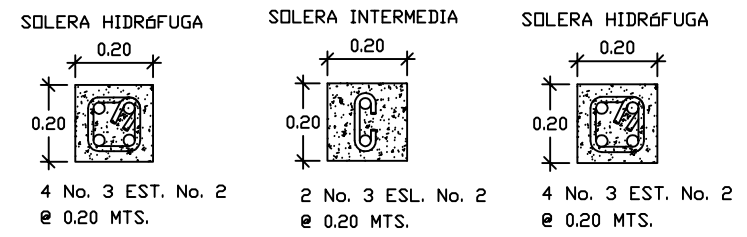
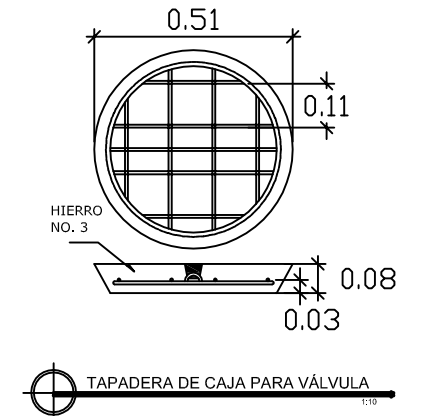
SECCIÓN DE CASETA DE BOMBEO 1:25



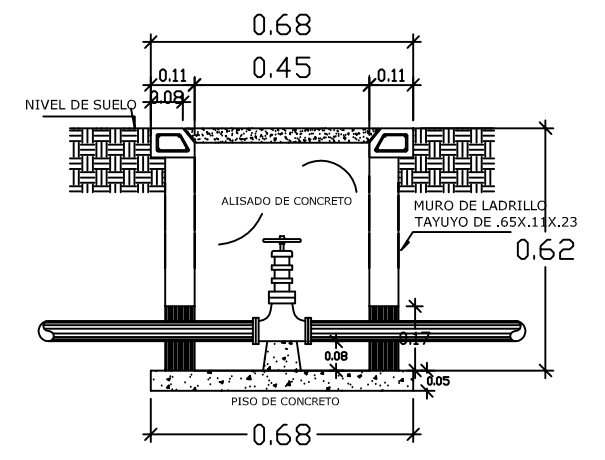
PLANTA DE CASETA DE BOMBEO 1:25



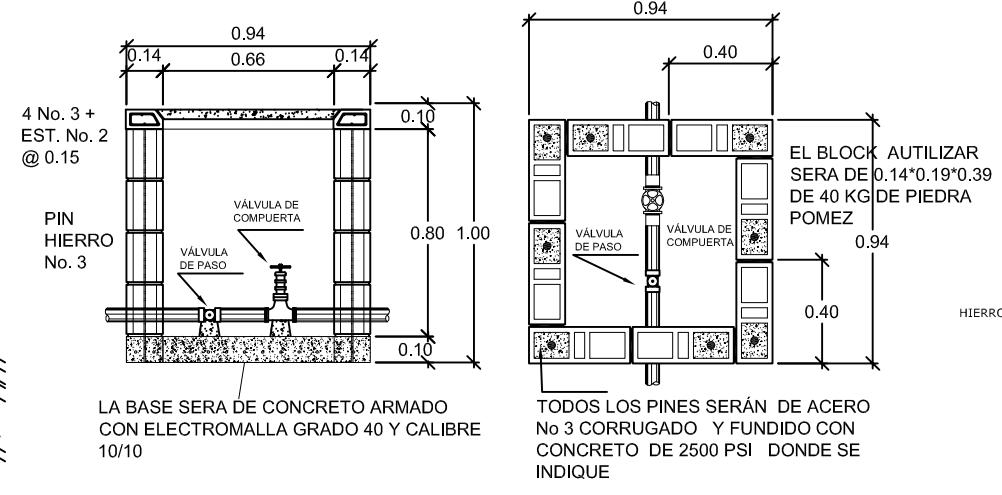
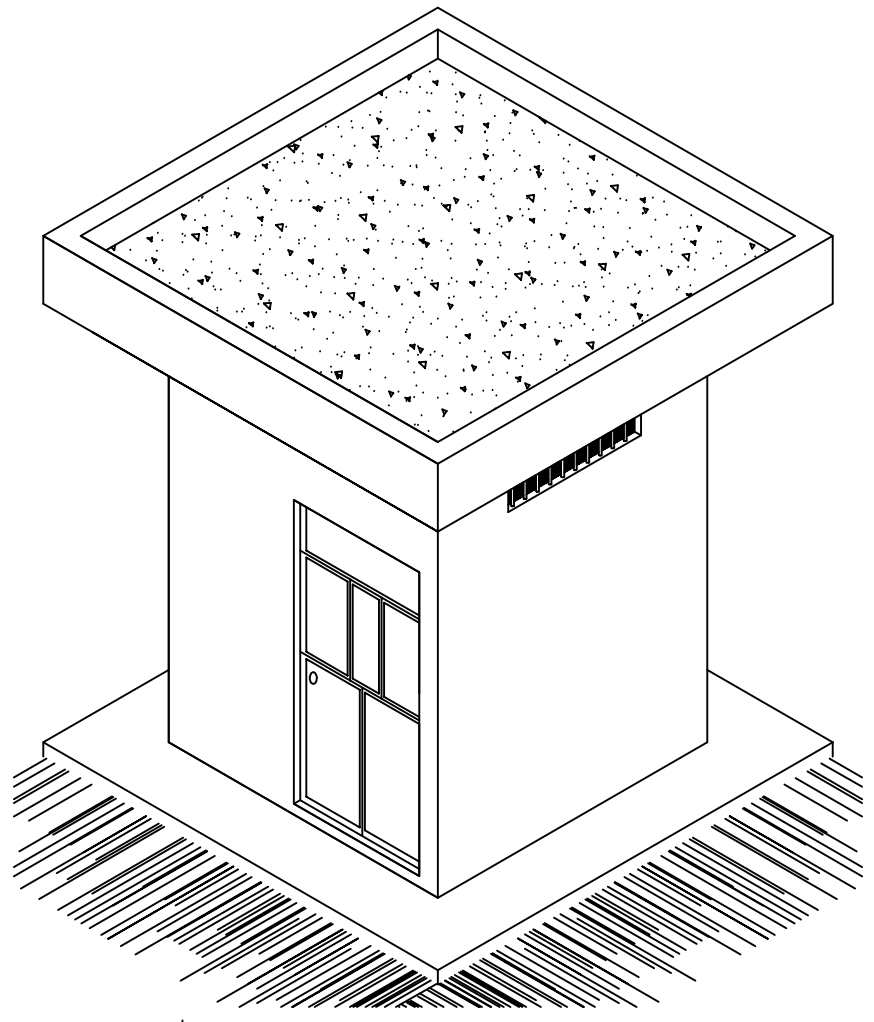
PLANTA DE CAJA PARA VÁLVULA 1:10



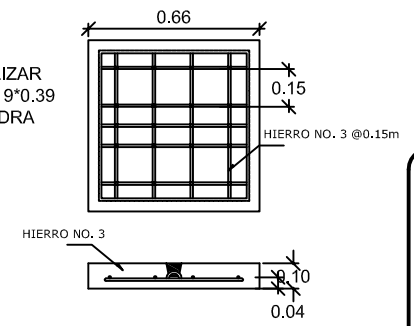
DETALLE DE SOLERAS 1:10



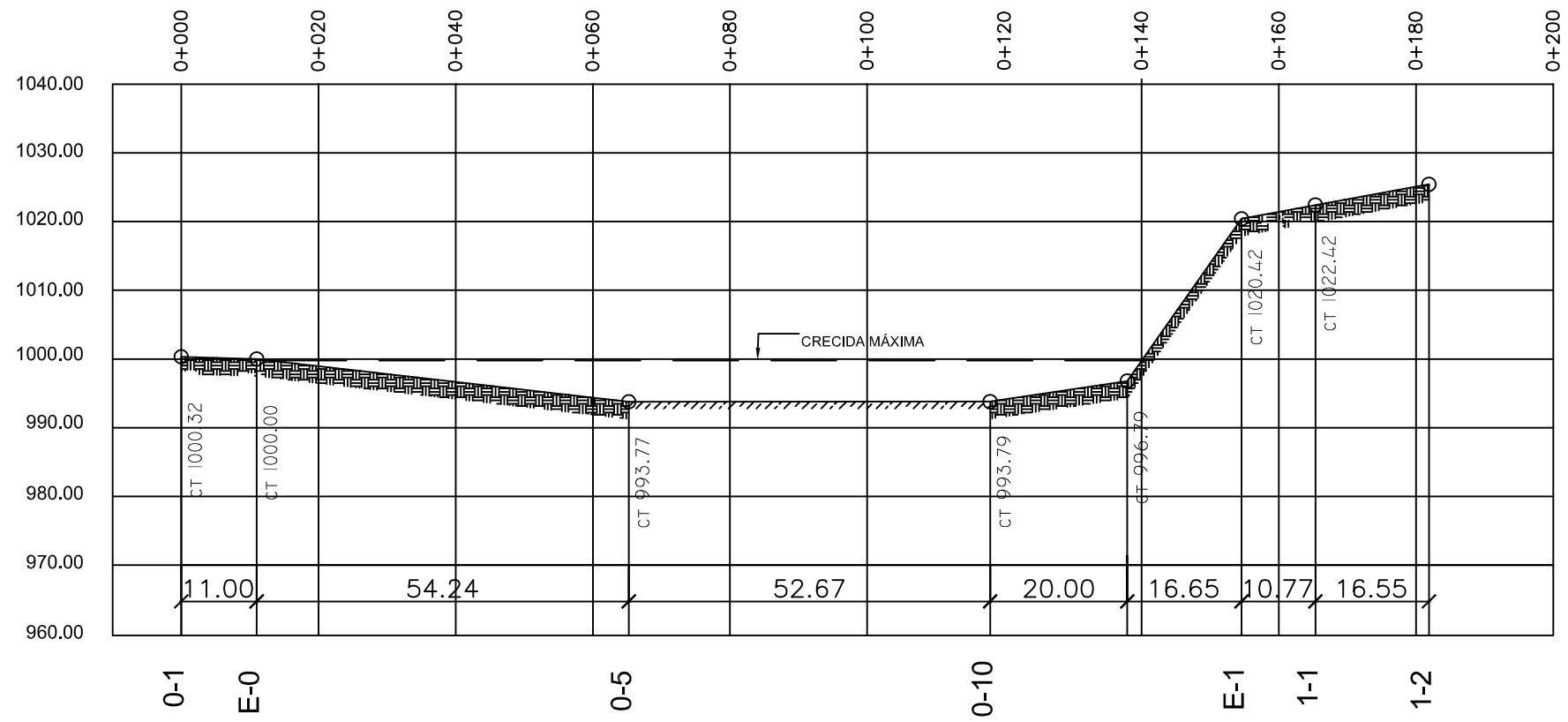
ELEVACIÓN DE CAJA PARA VÁLVULA 1:10



ACOMETIDA DOMICILIAR 1:15

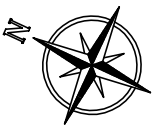


<p>E.P.S</p>	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA LA ALDEA LLANO DE CALDERÓN, CASERÍO LA PRESA Y COLONIA NORUEGA, ZACAPA, ZACAPA.	
PLANO DE: CASETA DE BOMBEO + DETALLES		PROPIEDAD DE: MUNICIPALIDAD DE ZACAPA, ZACAPA
DISEÑO: EDY RENÉ ANLEU	EPELISTA: EDY RENÉ ANLEU ÁRREZIS	CARRIE: 2006-11136
CALCULO: EDY RENÉ ANLEU	Vo.Bo.	HOJA 8 / 8
DIBUJO: EDY RENÉ ANLEU	ESCALA: INDECAD	INGENIERO SUPERVISOR E.P.S. EDY ANLEU EPELISTA
FECHA: OCTUBRE DE 2013		



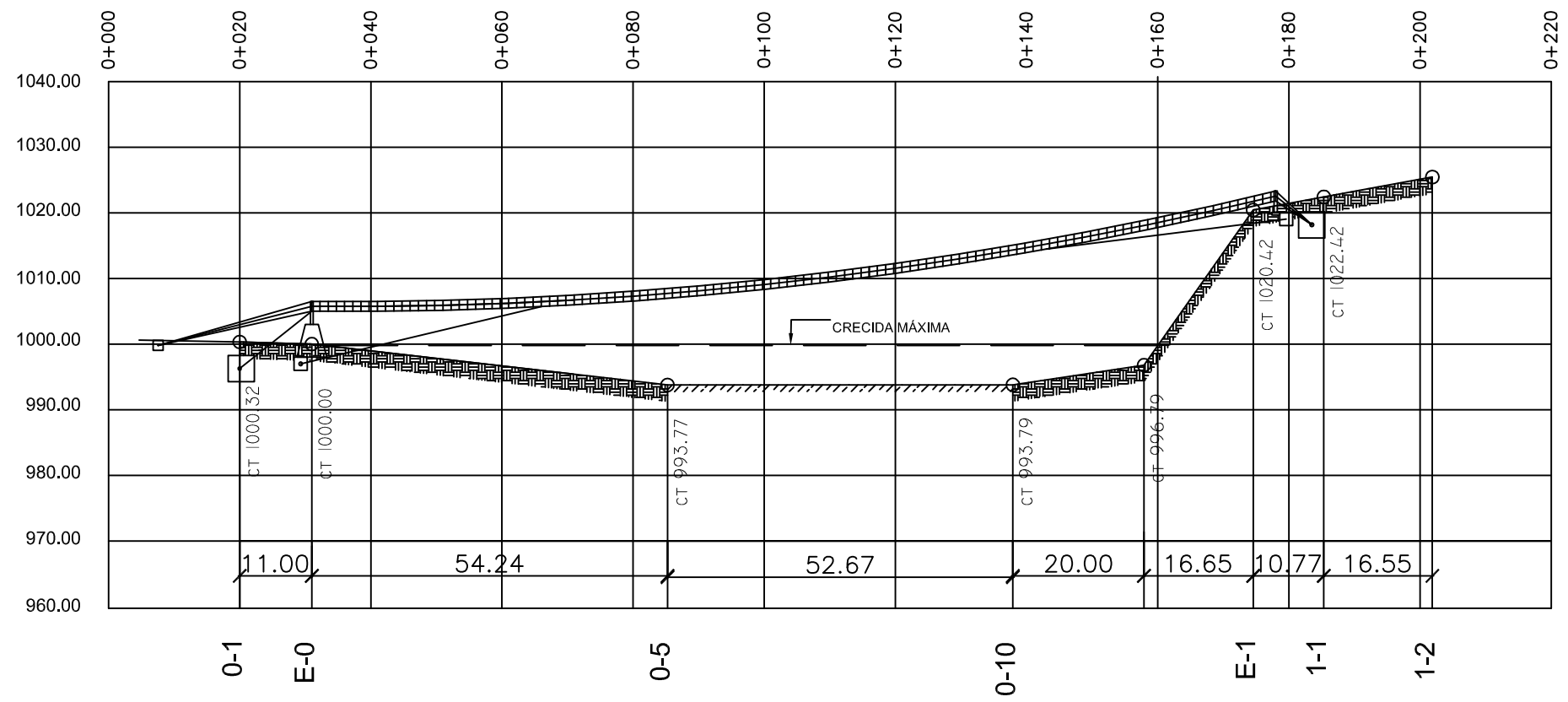
PERFIL DEL TERRENO  
ESCALA 1/500

LIBRETA TOPOGRÁFICA				
ESTACIÓN	P.O.	DISTANCIA	AZIMUT	ELEVACIÓN
E-0	0-1	11.00	335°42'40"	1000.32
E-0	0-2	9.00	25°41'50"	1000.34
E-0	0-3	13.00	40°59'20"	1000.52
E-0	0-4	15.99	16°13'55"	1000.89
E-0	0-5	54.24	157°08'10"	993.77
E-0	0-6	53.27	168°12'55"	993.93
E-0	0-7	57.31	177°51'45"	993.87
E-0	0-8	52.26	146°46'15"	993.97
E-0	0-9	49.21	136°06'45"	993.97
E-0	0-10	109.66	151°22'40"	993.79
E-0	0-11	103.64	154°03'30"	993.77
E-0	0-12	105.72	142°18'25"	994.45
E-0	E-1	140.88	154°58'00"	1020.42
E-1	1-1	10.77	168°23'25"	1022.39
E-1	1-2	27.26	177°37'00"	1025.44
E-1	1-3	28.41	160°07'00"	1023.01
E-1	E-2	25.87	198°17'05"	1025.94
E-2	2-1	34.57	169°19'10"	1026.04
E-2	2-2	45.98	199°37'00"	1027.74



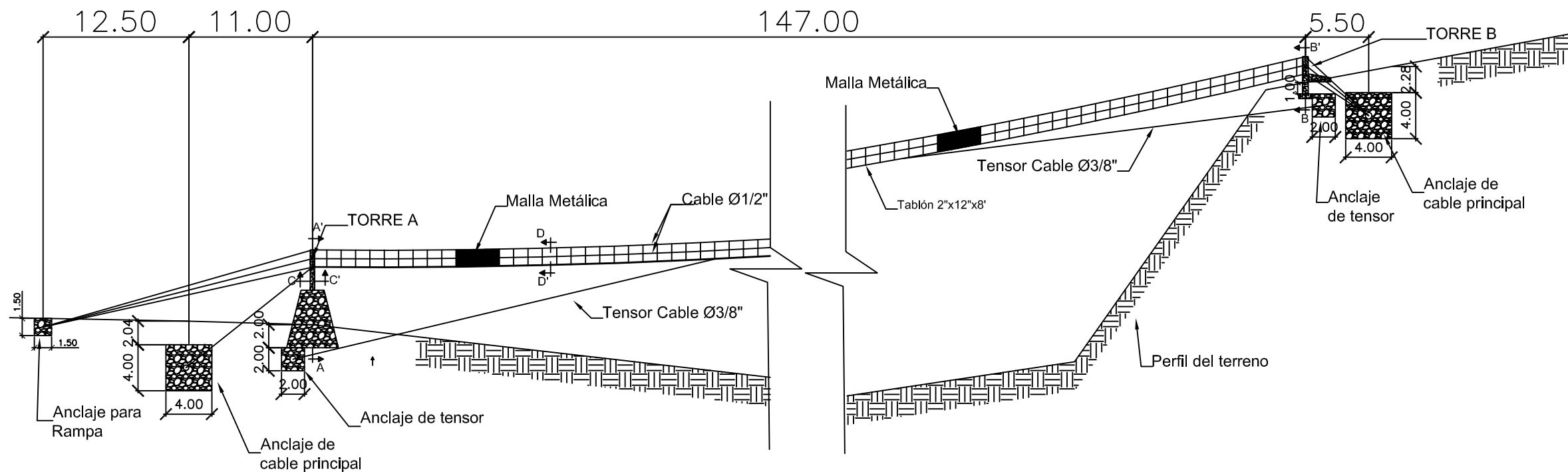
SIMBOLOGÍA	
SÍMBOLO	NOMENCLATURA
—	LÍNEA DEL TERRENO
—	CRECIDA MÁXIMA DEL RÍO
○	ESTACIÓN TOPOGRÁFICA
CT	COTA DE TERRENO
E-#	NÚMERO DE ESTACIÓN
0+000	ESTACIONAMIENTO

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO	
ESFUERZO MÁXIMO DEL CONCRETO	210.00 kg/cm <sup>2</sup>
ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO	2,810.00 kg/cm <sup>2</sup>
PESO ESPECÍFICO DEL CONCRETO	2400 kg/m <sup>3</sup>
PESO ESPECÍFICO DEL CONCRETO CICLOPEO	2500 kg/m <sup>3</sup>
PESO ESPECÍFICO DEL SUELO	1480 kg/m <sup>3</sup>
CAPACIDAD SOPORTE DEL SUELO	28.00 ton/m <sup>2</sup>
ESFUERZO A TENSIÓN DEL CABLE	115,125.00 lb/plg <sup>2</sup>
MADERA DE PINO TRATADA	

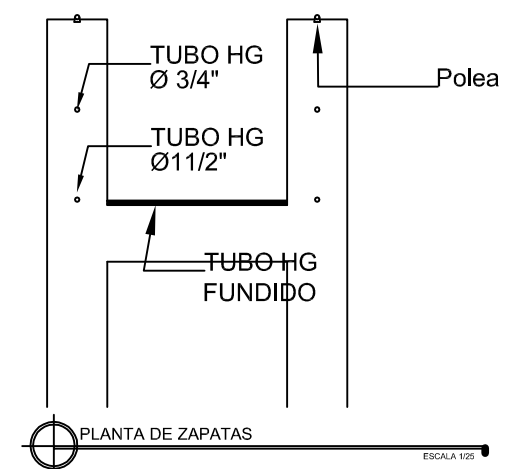
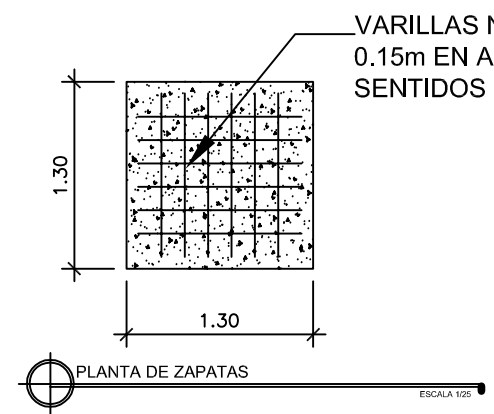
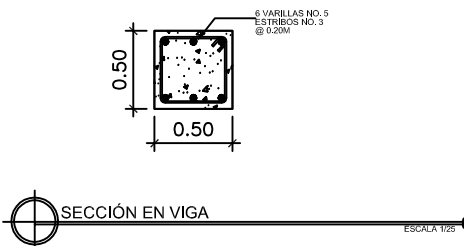
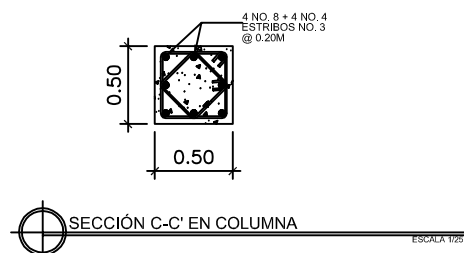
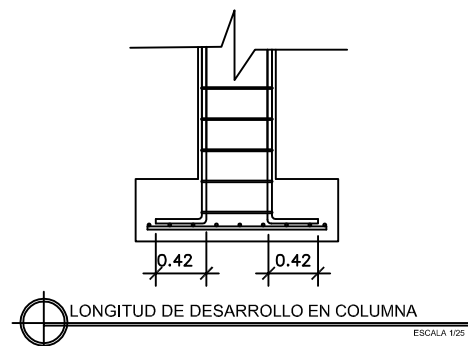
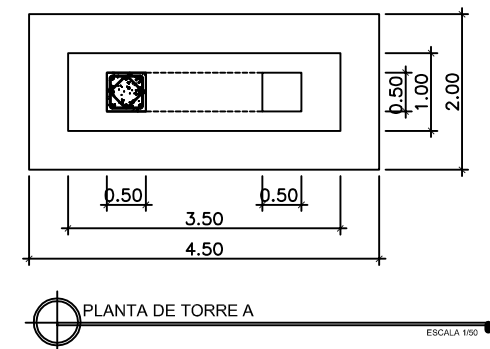
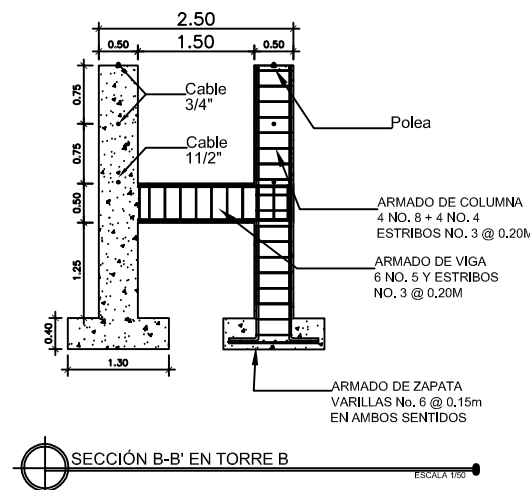
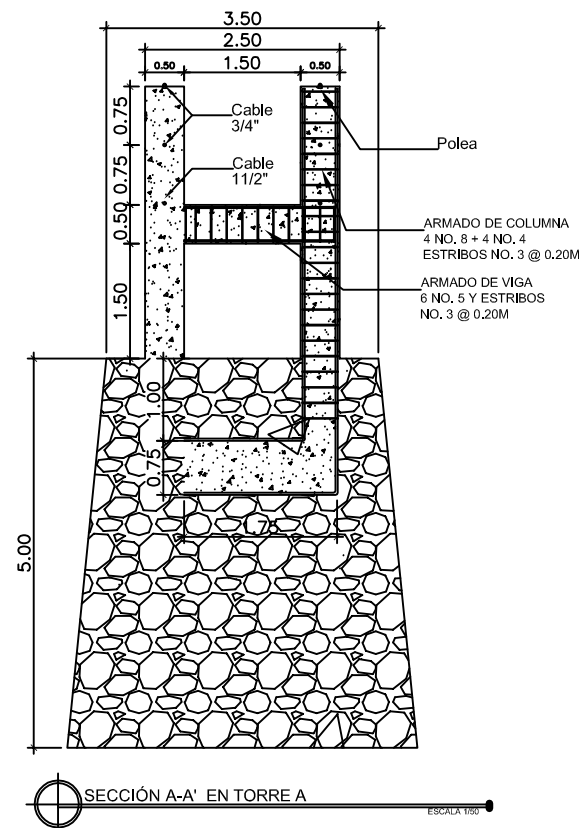


ELEVACIÓN PUENTE PEATONAL COLGANTE  
ESCALA 1/500

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE PEATONAL COLGANTE PARA LA ALDEA SAN PABLO, ZACAPA, ZACAPA.	
PLANO DE: PERFIL ACOTADO PUENTE PEATONAL COLGANTE		PROPIEDAD DE: MUNICIPALIDAD DE ZACAPA, ZACAPA
DISEÑO: EDY RENÉ ANLEU	ESPELISTA: EDY RENÉ ANLEU ÁRRECIS	CARRIE: 2006-11136
CÁLCULO: EDY RENÉ ANLEU	Vo.Bo.:	HOJA
DIBUJO: EDY RENÉ ANLEU	ING. JUAN MERCK COS SUPERVISOR E.P.S.	1/3
ESCALA: INDECAD	EDY ANLEU ESPELISTA	
FECHA: OCTUBRE DE 2013		



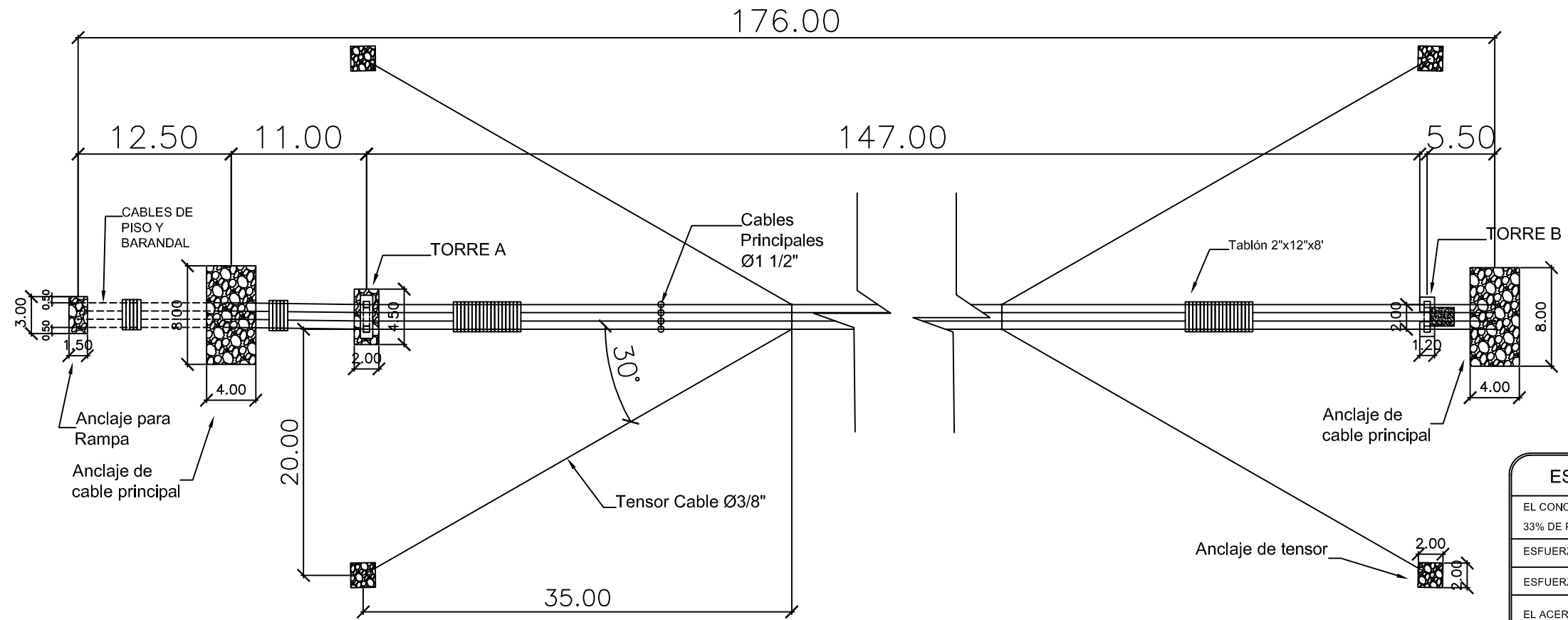
**ELEVACIÓN PUENTE PEATONAL COLGANTE**  
 ESCALA 1/225



ESPECIFICACIONES DE DISEÑO	
EL CONCRETO CICLOPEO SE HARÁ DE LA SIGUIENTE MANERA: 33% DE PIEDRA BOLA Y 67% DE CONCRETO	
ESFUERZO MÁXIMO DEL CONCRETO	210.00 kg/cm <sup>2</sup>
ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO	2,810.00 kg/cm <sup>2</sup>
EL ACERO A UTILIZAR EN CIMENTOS, COLUMNAS Y VIGAS DEBE SER DE GRADO 40.	
ESFUERZO A TENSION DEL CABLE DEBE SER DE	115,125.00 lb/plg <sup>2</sup>
PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO CICLOPEO	2500 kg/m <sup>3</sup>

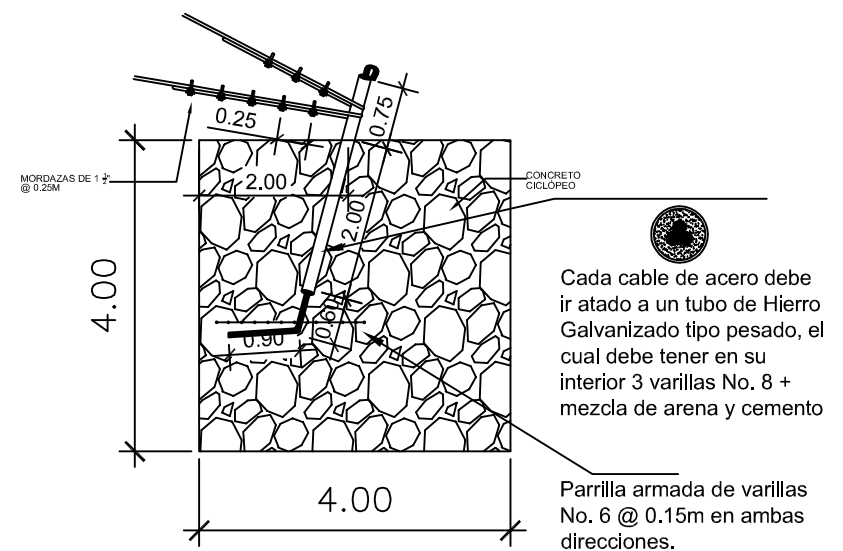
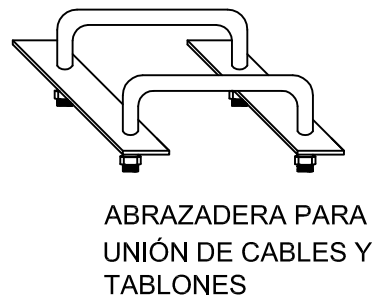
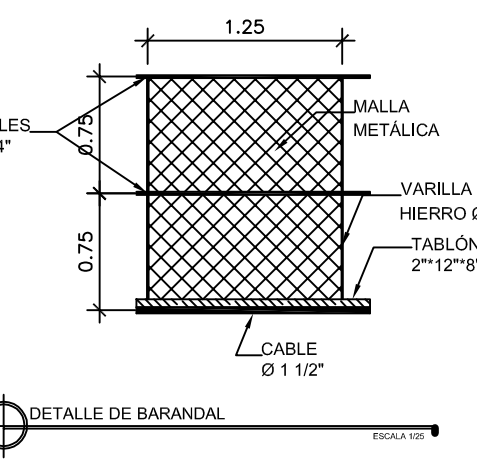
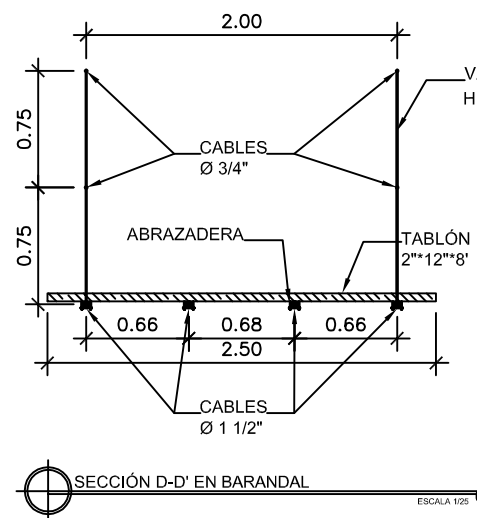
<p>E.P.S.</p>	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE PEATONAL COLGANTE PARA LA ALDEA SAN PABLO, ZACAPA, ZACAPA.	
PLANO DE: ELEVACIÓN DE PUENTE PEATONAL COLGANTE Y DETALLES		PROPIEDAD DE: MUNICIPALIDAD DE ZACAPA, ZACAPA
DISEÑO: EDY RENÉ ANLEU CALCULO: EDY RENÉ ANLEU DIBUJO: EDY RENÉ ANLEU ESCALA: INDICADA FECHA: OCTUBRE DE 2013	EFESISTA: EDY RENÉ ANLEU ÁRRECIS Vo.Bo.	CARRIE: 2006-11136 HOJA: 2/3
Ing. JUAN MERCK COS SUPERVISOR E.P.S.		EDY ANLEU EFESISTA



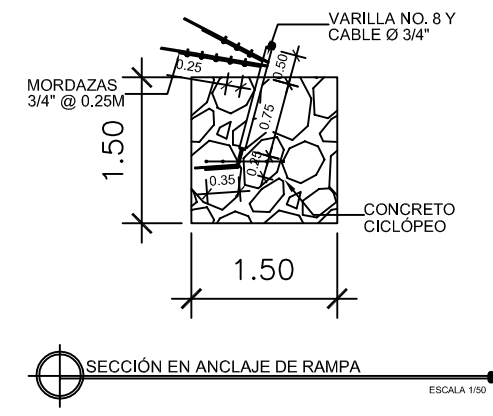


PLANTA PUENTE PEATONAL COLGANTE  
ESCALA 1/225

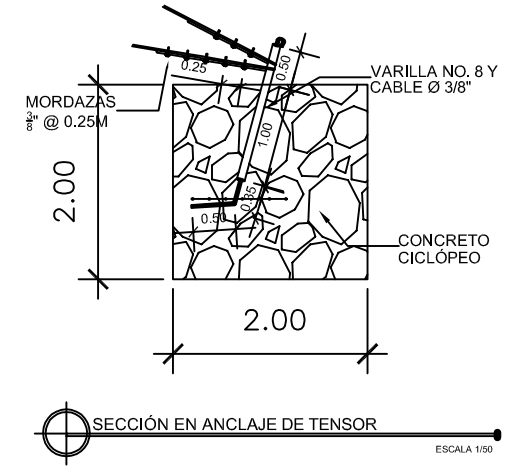
ESPECIFICACIONES DE DISEÑO	
EL CONCRETO CICLOPEO SE HARÁ DE LA SIGUIENTE MANERA: 33% DE PIEDRA BOLA Y 67% DE CONCRETO	
ESFUERZO MÁXIMO DEL CONCRETO	210.00 kg/cm <sup>2</sup>
ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO	2,810.00 kg/cm <sup>2</sup>
EL ACERO A UTILIZAR EN CIMENTOS, COLUMNAS Y VIGAS DEBE SER DE GRADO 40.	
ESFUERZO A TENSIÓN DEL CABLE DEBE SER DE	115,125.00 lb/plg <sup>2</sup>
PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO CICLOPEO	2500 kg/m <sup>3</sup>



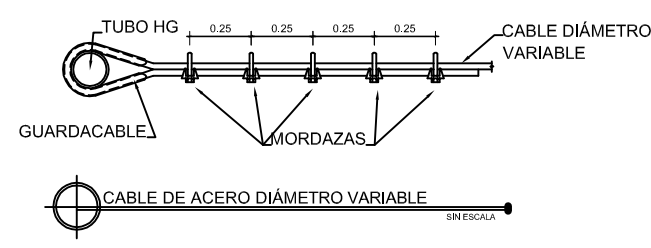
SECCIÓN EN ANCLAJE PRINCIPAL  
ESCALA 1/50



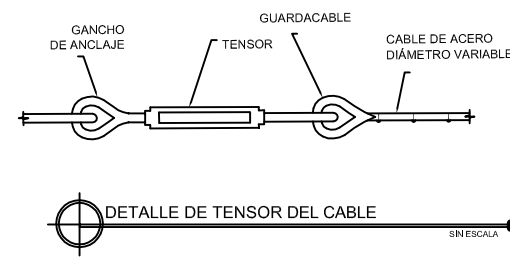
SECCIÓN EN ANCLAJE DE RAMPA  
ESCALA 1/50



SECCIÓN EN ANCLAJE DE TENSOR  
ESCALA 1/50



CABLE DE ACERO DIÁMETRO VARIABLE  
SIN ESCALA



DETALLE DE TENSOR DEL CABLE  
SIN ESCALA

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE PEATONAL COLGANTE PARA LA ALDEA SAN PABLO, ZACAPA, ZACAPA.	
PLANO DE: PLANTA PUENTE PEATONAL COLGANTE Y DETALLES		PROPIEDAD DE: MUNICIPALIDAD DE ZACAPA, ZACAPA
DISEÑO: EDY RENÉ ANLEU	EPELISTA: EDY RENÉ ANLEU ARRECIS	CARRIE: 2006-11136
CALCULO: EDY RENÉ ANLEU	ESCALA: INDICADA	HOJA: 3/3
DIBUJO: EDY RENÉ ANLEU	FECHA: OCTUBRE DE 2015	ING. JUAN MERCK COS SUPERVISOR E.P.S.
Vo.Bo.		EDY ANLEU EPELISTA