



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

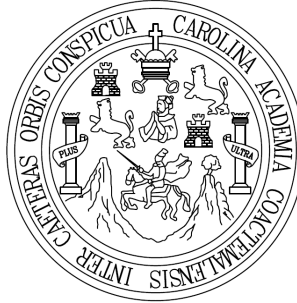
**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA
LA COMUNIDAD LAS CAÑAS Y DISEÑO DE PUENTE
VEHICULAR PARA LA ALDEA MAYUELAS DEL MUNICIPIO DE
GUALÁN, ZACAPA**

Darío Francisco Lucas Mazariegos

Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, septiembre de 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA
LA COMUNIDAD LAS CAÑAS Y DISEÑO DE PUENTE
VEHICULAR PARA LA ALDEA MAYUELAS DEL MUNICIPIO DE
GUALÁN, ZACAPA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN
PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR:

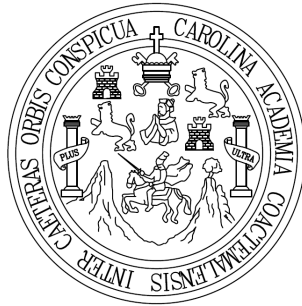
DARÍO FRANCISCO LUCAS MAZARIEGOS

ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, SEPTIEMBRE DE 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO:	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I:	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II:	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III:	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV:	Br. José Milton De León Bran
VOCAL V:	Br. Isaac Sultán Mejía
SECRETARIA:	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO:	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR:	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR:	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR:	Ing. Carlos Salvador Gordillo García
SECRETARIA:	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA COMUNIDAD LAS CAÑAS Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA MAYUELAS DEL MUNICIPIO DE GUALÁN, ZACAPA,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 9 de septiembre de 2008.



Darío Francisco Lucas Mazariegos



UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala 24 de agosto de 2009.
Ref.EPS.DOC.1191.08.09.

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

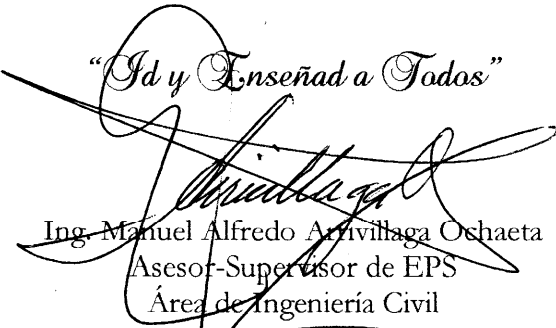
Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Dario Francisco Lucas Mazariegos** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200113175**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA COMUNIDAD LAS CAÑAS Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA MAYUELAS DEL MUNICIPIO DE GUALÁN, ZACAPA”**.

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

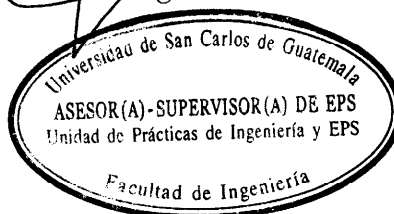
Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Dad y Enseñad a Todos”


Ing. Manuel Alfredo Arivillaga Ochaeta
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil

c.c. Archivo
MAAO/ra





UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala, 24 de agosto de 2009.
Ref.EPS.D.507.08.09

Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Samuels Milson.

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 PARA LA COMUNIDAD LAS CAÑAS Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA MAYUELAS DEL MUNICIPIO DE GUALÁN, ZACAPA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Dario Francisco Lucas Mazariegos**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el **Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta**.

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

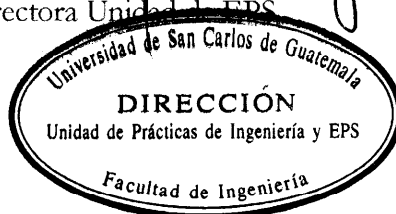
Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


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

NISZ/ra





Guatemala,
4 de septiembre de 2009

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA COMUNIDAD LAS CAÑAS Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA MAYUELAS DEL MUNICIPIO DE GUALÁN, ZACAPA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Darío Francisco Lucas Mazariegos, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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. Hugo Leonel Montenegro Franco
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



Guatemala,
7 de septiembre de 2009

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

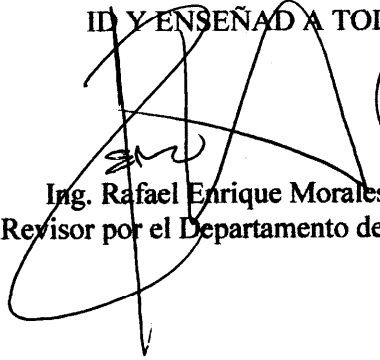
Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA COMUNIDAD DE LAS CAÑAS Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA MAYUELAS DEL MUNICIPIO DE GUALÁN, ZACAPA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Darío Francisco Lucas Mazariegos, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Atentamente,

Y ENSEÑAR A TODOS


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



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Dario Francisco Lucas Mazariegos, titulado DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA COMUNIDAD LAS CAÑAS Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA MAYUELAS DEL MUNICIPIO DE GUALÁN, ZACAPA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.



Mgter. Ing. Sydney Alexander Samuels Wilson



Guatemala, septiembre 2009.

/bbdeb.



El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA COMUNIDAD LAS CAÑAS Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA MAYUELAS DEL MUNICIPIO DE GUALÁN, ZACAPA,** presentado por el estudiante universitario **Darío Francisco Lucas Mazariegos,** autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos
DECANO

Guatemala, septiembre de 2009



/gdech

ACTO QUE DEDICO A:

MIS PADRES

Rubén Darío Lucas Chinchilla

Gloria Esperanza Mazariegos de Lucas (D.E.P.)

Por ser ejemplo de amor, comprensión, respeto dedicación y por brindarme su apoyo incondicional durante toda mi vida.

MIS HERMANOS

Rubén y

Genoveva

Por ser un ejemplo a seguir y su apoyo incondicional.

MI FAMILIA

Por el apoyo, afecto y cariño demostrado.

AGRADECIMIENTOS A:

DIOS

Por ser la fuente de luz en mi vida.

MIS PADRES

Por su amor y apoyo incondicional en momentos buenos y malos.

MI ASESOR

Ingeniero civil Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta, por su apoyo profesional brindado para el desarrollo del presente trabajo de graduación.

LA MUNICIPALIDAD DE GUALÁN, ZACAPA

Por permitirme desarrollar mi Ejercicio Profesional Supervisado en tan hospitalaria ciudad.

MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS

Por su apoyo, cariño y amistad.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	VII
GLOSARIO	XI
RESUMEN	XV
OBJETIVOS	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX

1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE GUALÁN, DEPARTAMENTO DE ZACAPA.

1.1	Características físicas	1
1.1.1	Localización y colindancias	1
1.1.2	Ubicación geográfica	1
1.1.3	Topografía	3
1.1.4	Clima	3
1.1.5	Tipo de vivienda	3
1.1.6	Población actual	4
1.2	Características de infraestructura	5
1.2.1	Vías de acceso	5
1.2.2	Servicios públicos	6
1.3	Características socioeconómicas	6
1.3.1	Origen de la comunidad	6
1.3.2	Actividad económica	7
1.3.3	Idioma y religión	8
1.3.4	Organización de la comunidad	9

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1.1 Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la comunidad Las Cañas, Gualán, Zacapa.

2.1.2	Descripción del proyecto	11
2.1.3	Aforos, dotación y tipo de servicio	11
2.1.4	Tasa de crecimiento poblacional	12
2.1.5	Período de diseño, población futura	12
2.1.6	Factores de consumo y caudales	14
2.1.6.1	Caudal medio diario	14
2.1.6.2	Caudal máximo diario	15
2.1.6.3	Caudal máximo horario	16
2.1.7	Calidad del agua	17
2.1.7.1	Análisis bacteriológico	17
2.1.7.2	Análisis físico	17
2.1.7.3	Análisis químico	18
2.1.8	Formulas, coeficientes y diámetros	19
2.1.9	Presiones y velocidades	21
2.1.10	Levantamiento topográfico	22
2.1.10.1	Altimetría	22
2.1.10.2	Planimetría	22
2.1.11	Diseño hidráulico	23
2.1.11.1	Captación	23
2.1.11.2	Línea de conducción	24
2.1.11.3	Tanque de almacenamiento	28
2.1.11.4	Línea y red de distribución abierta	41
2.1.11.5	Sistema de desinfección	43
2.1.12	Obras de arte	47
2.1.12.1	Pasos aéreos	47
2.1.12.2	Válvulas	65

2.1.12.2.1	Válvulas de limpieza	66
2.1.12.2.2	Válvulas liberadoras de aire	66
2.1.12.2.3	Válvula reguladora de presión	66
2.1.13	Presupuesto	67
2.1.14	Tarifa de servicio	68
2.1.15	Evaluación del impacto ambiental inicial	68
2.1.16	Valor presente neto	71
2.1.17	Tasa interna de retorno	72
2.1.18	Análisis de vulnerabilidad	75
2.1.18.1	Sismos	75
2.1.18.2	Huracanes	78
2.1.18.3	Inundaciones	79
2.2	Diseño del puente vehicular para la aldea Mayuelas, Gualán, Zacapa.	
2.2.1	Descripción del proyecto	81
2.2.2	Estudio hidrológico	81
2.2.3	Estudio de suelos	83
2.2.3.1	Granulometría	83
2.2.3.2	Límites de Atterberg	84
2.2.3.3	Capacidad de carga	85
2.2.4	Diseño estructural	87
2.2.4.1	Selección del sistema estructural	87
2.2.4.2	Análisis estructural	87
2.2.4.3	Líneas de influencia	88
2.2.5	Diseño de superestructura	89
2.2.5.1	Diseño de losa	89
2.2.5.2	Sistema de vigas	99
2.2.5.3	Diseño de diafragmas	109

2.2.6	Diseño de la subestructura	110
2.2.6.1	Cortina	111
2.2.6.2	Viga de apoyo	119
2.2.6.3	Estribos	120
2.2.7	Diseño de obras accesorias	131
2.2.7.1	Barandales y acera	131
2.2.7.2	Drenaje pluvial	132
2.2.8	Planos constructivos	132
2.2.9	Presupuesto	133
2.2.10	Evaluación del impacto ambiental inicial	134
2.2.11	Riesgos naturales	137
2.2.11.1	Sismos	137
2.2.11.2	Huracanes	138
2.2.11.3	Inundaciones	138
CONCLUSIONES		139
RECOMENDACIONES		141
BIBLIOGRAFÍA		143
ANEXOS		145
APÉNDICE		147

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Mapa departamental, Zacapa	2
2.	Dimensiones de muro	30
3.	Distribución de momentos en losa	38
4.	Elevación lateral de paso aéreo No. 1 (24.00m)	48
5.	Carga viva en losa	90
6.	Carga muerta en losa	92
7.	Carga muerta de flexión y corte en viga	102
8.	Carga viva de flexión en viga	103
9.	Carga viva de corte en viga	107
10.	Sección de cortina	111
11.	Efecto de carga de camión sobre cortina	113
12.	Cargas sobre estribo	121
13.	Cargas sísmica sobre estribo	127
14.	Sección Típica de barandal	131

TABLAS

I.	Población total por área, según el sexo.	4
II.	Población total por sexo, según el rango de edad.	4
III.	Población económicamente activa por área y sexo, según rama de actividad económica	8
IV.	Parámetros físicos del agua	18
V.	Parámetros químicos del agua	19
VI.	Coeficiente de fricción para diferentes materiales para la fórmula de Hazen y Williams	20
VII.	Diámetros comerciales de tubo PVC en Guatemala	20
VIII.	Diseño hidráulico línea de conducción	27
IX.	Momento estabilizante en el muro	32
X.	Diseño hidráulico línea de distribución	43
XI.	Tensión del cable de paso aéreo No. 1 (24 metros)	50
XII.	Longitud de péndolas en paso aéreo No. 1 (24.00m)	53
XIII.	Integración de costos de abastecimiento de agua	67
XIV.	Cronograma de ejecución de abastecimiento de agua	68
XV.	Cuadro de impactos ambientales	69
XVI.	Clasificación de los suelos por su plasticidad	85
XVII.	Cálculo de momento estabilizante	122
XVIII.	Cálculo de momento de volteo por fuerzas de sismo	128
XIX.	Integración de costos puente vehicular	133
XX.	Cronograma de ejecución puente vehicular	134
XXI.	Cuadro de impactos ambientales	135

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
H	Altura de cortina
b	Ancho de estribo o dimensión de base de elemento a flexión
A	Área
A_s	Área de acero de refuerzo longitudinal
$A_{s,max}$	Área de acero de refuerzo longitudinal máxima
$A_{s,min}$	Área de acero de refuerzo longitudinal mínima
A_{st}	Área de acero de refuerzo por temperatura y agrietamiento
A_v	Área de la sección transversal del acero
A_g	Área gruesa de sección una transversal
q_{adm}	Capacidad de carga admisible del suelo
q_u	Capacidad de carga última del suelo
P	Carga de eje trasero de camión de diseño
w_{cm}	Carga muerta distribuida
Q	Caudal
Q_1	Caudal de uso simultaneo
Q_{md}	Caudal medio diario
cm	Centímetro
cm^2	Centímetro cuadrado

C	Coeficiente de fricción o cohesión
n	Coeficiente de rugosidad
V_e	Corte de diseño
ϕV_c	Corte nominal del concreto
V_{cm}	Corte por carga muerta
V_{cv}	Corte por carga viva
V_u	Corte último de diseño
ρ_b	Cuantía de falla balanceada
ρ_{\max}	Cuantía máxima de acero
D	Diámetro
Dot	Dotación de agua
F_l	Empuje provocado por paso de camión de diseño
S	Espaciamiento
Est	Estación de caminamiento
N_x	Factor de capacidad de carga de Terzaghi
f_{hm}	Factor de hora máximo
f_{dm}	Factor día máximo
f_y	Fluencia del acero
E_{EQ}	Fuerza de sismo
F_{sob}	Fuerza de sobrecarga
W_{tc}	Gramos de tricloro
I	Incremento por fuerza de impacto
IP	Índice plástico
kN	Kilo Newton
kPa	Kilo pascal

kg	Kilogramo
km	Kilometro
lb	Libra
PSI	Libra sobre pulgada cuadrada
LL	Límite liquido
LP	Límite plástico
L	Longitud absoluta de puente o longitud de tubería
l_n	Luz libre entre apoyos (vigas)
MPa	Mega pascales
m	Metro
mca	Metro columna de agua
m^2	Metro cuadrado
m^3	Metro cúbico
mm	Milímetro
E	Módulo de elasticidad del concreto o acero
M_{vol}	Momento de volteo
M_E	Momento estabilizante
M_{max}	Momento máximo
M_{cm}	Momento por carga muerta
M_{cv}	Momento por carga viva
M_u	Momento último de diseño
N_d	Número de días que durara el tricloro
N	Número de viviendas
S	Pendiente o luz libre entre apoyos (vigas)
h_f	Pérdida por fricción en tuberías
n	Período de diseño

γ_{sob}	Peso específico de líquido equivalente AASHTO
γ	Peso específico del suelo
ft	Pies
P_f	Población final
P_i	Población inicial
P	Presión
P_{max}	Presión máxima
P_{min}	Presión mínima
h_{cg}	Profundidad del centro de gravedad
in	Pulgada
in^2	Pulgada cuadrada
in^3	Pulgada cúbica
R	Radio hidráulico
f'_c	Resistencia del concreto a los 28 días
s	Segundo
r	Tasa de crecimiento geométrico
V ó v	Velocidad
V_{comp}	Volumen compensador
$Q_{max,diario}$	Caudal máximo diario
$Q_{max,horario}$	Caudal máximo horario
ϕ	Ángulo de fricción interna del suelo ó factor de reducción de diseño
Ton	Tonelada
%	Porcentaje
@	A razón de
W	Peso total

GLOSARIO

AASHTO	Asociación Americana de Transportistas de Carreteras Estatales.
ACI	Instituto Americano del concreto.
Banco de marca	Punto referencial o cota de referencia.
Barra	Concepto en análisis estructural para referirse a columnas o vigas.
Cama	Se le denomina así, al arreglo de varillas longitudinales de acero en vigas, losas, placas y zapatas.
Carga lineal	Carga que actúa uniformemente a lo largo de un elemento estructural.
Caudal	Flujo másico de agua a través del tiempo
Cauce	Sección por donde pasa el flujo de agua de los ríos naturales o artificiales.

Concreto reforzado	Material compuesto de concreto y acero, a fin de elevar la resistencia de los elementos a tensión y otras fuerzas.
Confinamiento	Zona de aglomeración de acero a fin de dar resistencia a acciones de corte a los elementos estructurales.
Corte	Intensidad de fuerza que actúa tangente a una superficie.
Cota	Altura relativa de un punto espacial topográfico.
Cuantía	Proporción en porcentaje de área de acero en una sección de concreto armado.
Curado	Acción de proporcionar condiciones favorables de temperatura y humedad en el concreto fresco, a fin de alcanzar la resistencia de diseño.
Deflexión	Desplazamiento en elementos estructurales provocado por cargas, medida a partir del eje axial.
Cota de cimentación	Profundidad del estribo medida desde la superficie del terreno hasta la parte baja del estribo

Eje tándem	Comúnmente se conoce también como eje de llantas cuaches.
HG	Hierro galvanizado
INFOM	Instituto de Fomento Municipal.
Longitud efectiva de puente	Distancia absoluta del puente.
Momento	Intensidad de fuerza de giro de un punto determinado.
Predimensionamiento	Término para dar dimensiones previas a los elementos estructurales.
Presión hidrodinámica	Presión máxima en un punto cuando ocurre paso del flujo de agua.
Presión hidrostática	Presión máxima en un punto cuando el agua se encuentra en absoluto reposo
Presión	Intensidad de fuerza normal o tangente a una superficie.
PVC	Cloruro de polivinilo
Tirante	Distancia medida a partir de la superficie del agua hasta el fondo de una sección transversal hidráulica.

RESUMEN

El presente informe contempla la planificación y desarrollo de los estudios técnicos, realizados para las aldeas Las Cañas y Mayuelas del departamento de Zacapa, los cuales consisten en un sistema de abastecimiento de agua forzado por gravedad y el puente vehicular de concreto armado sobre el río Mayuelas.

La primera serie contiene la parte descriptiva y monográfica del lugar, así como las características más importantes de la comunidad de Gualán.

En su segunda sección se pueden observar los cálculos más detallados del diseño del sistema de abastecimiento forzado por gravedad de agua para la aldea Las Cañas, diseño que se basó en las Normas generales de abastecimientos de zonas rurales del Instituto de Fomento Municipal INFOM, y se deja una memoria de cálculo descriptiva y específica en cada punto tratado.

Por último, se desarrolla la planificación y diseño del puente vehicular que cruza el río Mayuelas, dejando de manera simplificada la memoria de cálculo para una mejor comprensión del lector, puente que se adapta a las especificaciones técnicas AASHTO y de la Dirección General de Caminos de Guatemala.

OBJETIVOS

GENERAL:

Mejorar la calidad de vida de los vecinos de la aldea Las Cañas y la aldea Mayuelas ambas del municipio de Gualán, del departamento de Zacapa.

ESPECÍFICOS:

1. Planificar la ejecución de las obras que contribuyan al desarrollo integral de las comunidades de Gualán, Zacapa.
2. Diseñar el sistema de abastecimiento de agua a través de una línea de conducción y una distribución por medio de una red abierta en la aldea Las Cañas, y diseñar el puente vehicular que cruza el río Mayuelas y que comunica la aldea Mayuelas con la cabecera municipal.
3. Trabajar en forma directa y conjunta con las comunidades del municipio de Gualán, departamento de Zacapa.

INTRODUCCIÓN

En muchas regiones del país de Guatemala aún no se cuenta con la infraestructura necesaria para poder proporcionar los servicios básicos tan importantes como lo son el agua entubada y vías de acceso, entre otros, a la población, y es la misma población afectada la que busca el apoyo de las autoridades respectivas para que se les brinde la atención requerida. Por este motivo se elaboró el presente trabajo de graduación en beneficio de todas esas personas afectadas.

La elaboración de un proyecto de esta magnitud conlleva la colaboración y el esfuerzo de muchas personas involucradas para obtener resultados funcionales y reales que lleguen a satisfacer completamente las necesidades iniciales.

Un proyecto completo de este tipo también implica una estimación de costos que junto con una buena planificación se espera realizar un excelente trabajo final que beneficie a toda la comunidad afectada, con el fin de aliviar el problema. En este trabajo de graduación se describe el diseño y funcionamiento de dichos proyectos, con el fin de describir la manera más sencilla y económica de llevarlos a cabo.

1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE GUALÁN, DEPARTAMENTO DE ZACAPA.

1.1 Características físicas

1.1.1 Localización y colindancias

El municipio de Gualán del departamento de Zacapa se encuentra ubicado a 168 kilómetros de la ciudad capital por la ruta CA-9 norte, se localiza a 36 Kilómetros de la cabecera departamental y a 2.5 Kilómetros de la aldea Mayuelas. La cabecera se encuentra en la margen del río Zapote, y río Motagua. Colinda al norte con los municipios de el Estor y los Amates, departamento de Izabal, al sur con el municipio de la Unión y Zacapa, al este con la república de Honduras y al oeste con el municipio de rio Hondo, Zacapa y el municipio de el Estor del departamento de Izabal.

1.1.2 Ubicación geográfica

El municipio de Gualán tiene una extensión de 696 Km² lo que representa el 25.9% de la extensión total del departamento de Zacapa, siendo entonces el municipio más grande de Zacapa.

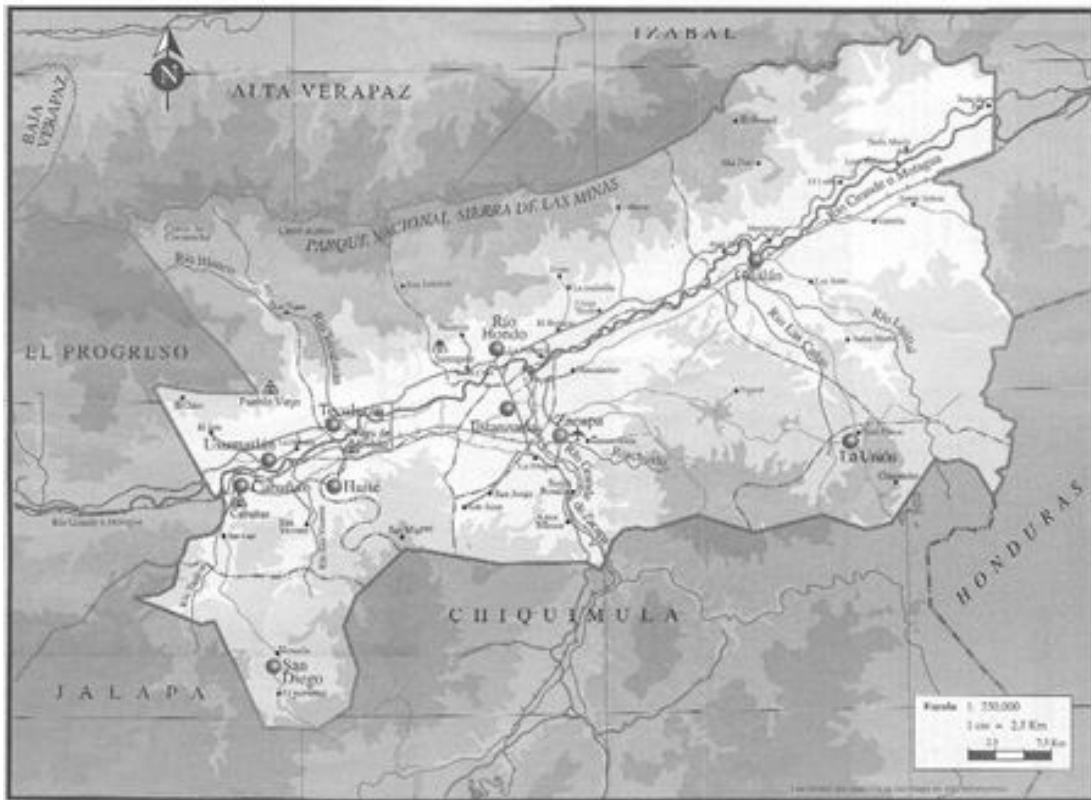
Localización geográfica es la siguiente:

Altitud: 130.00 metros sobre el nivel del mar.

Latitud: Norte 15°06'44''

Longitud: 89°21'45''

Figura 1. Mapa departamental, Zacapa



Fuente: Instituto Geográfico Nacional, **IGN**

1.1.3 Topografía

El terreno en general presenta desniveles considerables entre sus cotas mínima y máxima, de manera que, para ejecutar el proyecto de agua potable por un sistema de gravedad es bastante conveniente y eficiente.

1.1.4 Clima

La estación meteorológica más cercana corresponde a la del municipio de Río Hondo, la cual nos da los siguientes datos acerca del clima: 260 msnm, temperaturas entre 33.5°C y 20.3°C, absolutas de 42.0 y 9.0, precipitación de 721.3 ml, brillo solar 231.1 total/hrs./promedio/mes, humedad relativa de 72%, velocidad de viento 12 Km/hr, y evaporación de 210.5 ml., según el Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH). Aunque para el municipio de Gualán pueden presentar algunas variaciones.

1.1.5 Tipo de vivienda

En lo que es el casco urbano del municipio de Gualán la mayoría de casas son de paredes de block o adobe, y techos de lámina de zinc o losa de concreto, pero en las aldeas más lejanas a la cabecera municipal las casas son de madera o adobe con techos de lámina de zinc o paja, y cocinan a base de leña.

1.1.6 Población actual

La población total del municipio es de 53,172 habitantes, de los cuales el 44.66% son hombres y el 55.34 % son mujeres, distribuidos como lo muestra la tabla I y tabla II:

Tabla I. Población total por área, según el sexo.

SEXO	URBANA	%	RURAL	%	TOTAL	%
HOMBRES	5,763	10.9	17,981	33.44	23,744	44.66
MUJERES	10,778	20.4	18,650	34.69	29,428	55.34
TOTAL	16,541	31.3	36,631	68.13	53,172	100

Fuente: Instituto Nacional de Estadística, INE.

Tabla II. Población total por sexo, según el rango de edad.

RANGO DE EDAD	SEXO				TOTAL
	HOMBRES	%	MUJERES	%	
< 1 año	702	1.93	853	1.60	1,555
1 a < 5 años	3823	7.78	3327	6.26	7,150
7 a 12 años	3791	7.90	4582	8.62	8,373
13 a 15 años	685	1.90	708	1.33	1,393
16 a 19 años	5740	10.90	4545	8.35	10,285
20 a 64 años	6510	12.50	5425	10.43	11,935
65 a + años	2493	1.75	9988	18.75	12,481
TOTAL	23,744	44.66	29,428	55.34	53,172

Fuente: Instituto Nacional de Estadística, INE.

1.2 Características de infraestructura

Las características más relevantes de infraestructura pueden mencionarse los siguientes.

1.2.1 Vías de acceso

En la actualidad la vía más rápida para llegar a la ciudad de Gualán desde la ciudad de Guatemala es recorriendo 165 kilómetros en carretera asfaltada hasta la aldea Mayuelas, a través de la ruta CA-9 norte; al llegar a este punto se debe cruzar hacia la derecha y recorrer 3 kilómetros más en carretera también asfaltada hasta llegar a Gualán, de manera que se puede llegar en cualquier tipo de vehículo durante cualquier época del año.

La otra vía de acceso hacia la ciudad de Gualán desde la cabecera departamental, Zacapa, es llegando al municipio de la Unión y de ahí descender los 32 kilómetros de carretera asfaltada que conduce hacia el municipio, cabe mencionar que los 32 kilómetros que van de Zacapa hacia la Unión, no están asfaltados.

Existe otra vía que conduce de la cabecera departamental, Zacapa, hacia la ciudad de Gualán, esta es recorriendo 26 kilómetros en carretera de terracería, la cual solo es transitable en vehículo 4x4 durante la época lluviosa del año y que finaliza a un costado del cementerio municipal, de manera que se llega a Gualán por el suroeste de la ciudad.

1.2.2 Servicios públicos

La ciudad de Gualán cuenta con los siguientes servicios: energía eléctrica, agua potable, escuelas públicas, institutos y colegios privados, iglesias de diversas religiones, estación de bomberos y estación de policía; en cuanto al tema del agua potable, aún no se ha logra cubrir el servicio en un cien porciento a todas las comunidades existentes o a las creadas recientemente, de manera que los mismos habitantes de cada comunidad se muestran interesados en adquirir dicho servicio.

1.3 Características socioeconómicas

1.3.1 Origen de la comunidad

Gualán es uno de los municipios más antiguos de Zacapa. Sin embargo no se ha localizado ningún documento que se refiera a la fecha de su creación. Lo que si se encuentra documentado es que por disposición de las cortes de España, el 29 de junio de 1,821, se le dio a Gualán el título de Villa.

Esto no se hizo efectivo debido a los acontecimientos de la Independencia. El municipio fue agregado a Izabal por decreto del gobierno del 19 y 20 de noviembre en el cual ya recibe el título de Villa.

El 10 de noviembre de 1871, según Decreto No. 30, queda creado el departamento de Zacapa, estando Gualán incluido dentro de los municipios del nuevo departamento. Este municipio era conocido antiguamente con el nombre de San Miguel Gualán. Etimológicamente es posible que se derive de *uaxin*, árbol de el *cuje* o *yaje*, y *lan* que hace referencia a *tlan* el cual es un sufijo de abundancia. Es decir que Gualán significa “lugar donde abundan los yajes”.

1.3.2 Actividad económica

El 70% de las familias de esta comunidad se dedican a la agricultura, cuyos principales cultivos son: maíz, frijol, tomate, banano, naranja, etc.

Aunque las familias no pudieron precisar con exactitud sus ingresos económicos mensuales, se calcula que giran alrededor de los Q 1,000.00 a Q 1,500.00 por familia. A esto hay que sumarle los ingresos que las familias obtienen por la crianza de animales domésticos.

Tabla III. Población económicamente activa por área y sexo, según rama de actividad económica

ACTIVIDAD ECONOMICA	URBANA		RURAL	
	HOMBRES	MUJERES	HOMBRES	MUJERES
<i>Agricultura</i>	192		2,906	
<i>Comercio</i>	2,310	3191	877	3884
<i>Industria manufacturera</i>			1962	1977
<i>Construcción</i>	578		1667	
<i>Servicios comunales</i>			3706	4106
<i>Transporte</i>	77		56	
<i>Financieras, seguros ,etc.</i>	20			
<i>Enseñanza</i>	115	27	145	35
<i>Minas y canteras</i>			34	
<i>Otros</i>	558	3653	2432	4562
TOTAL	3850	6871	13785	14564

Fuente: Instituto Nacional de Estadística, INE.

1.3.3 Idioma y religión

La mayor parte de sus pobladores practican la religión católica, aunque también está muy bien arraigada la religión evangélica. Gualán cuenta con una iglesia católica y tres iglesias evangélicas en el casco urbano pero en el área rural existen aún más iglesias.

El idioma oficial es el español, tanto en el área rural como en el área urbana la mayoría de su población es ladina.

1.3.4 Organización de la comunidad

Gualán está organizado por una municipalidad, que se encarga de todos los asuntos del municipio y que a su vez delega hacia las comunidades a través del consejo comunitario de desarrollo COCODE que existen en cada comunidad rural.

El grupo de personas que conforman el COCODE son elegidas por la misma comunidad y suelen ser las personas más emprendedoras, colaboradoras y participativas.

Gualán además cuenta con estación de Policía Nacional Civil, estación de Bomberos Voluntarios y sede de la Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres CONRED.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño del sistema de abastecimiento de agua para la comunidad Las Cañas, Gualán, Zacapa.

2.1.1 Descripción del proyecto

Los vecinos de la comunidad Las Cañas se encuentran actualmente afectados por la falta del servicio de agua potable, y por tales razones se dispuso a diseñar la línea de conducción y la línea de distribución con ramales abiertos, líneas que serán dispuestas con material semiflexible PVC y Hg en los pasos aéreos, con lo que se va a solucionar y dar fin a dicha necesidad.

2.1.2 Aforos, dotación y tipo de servicio

El aforo consiste en la operación de medir el caudal de agua en la fuente que proveerá del vital líquido, existen diferentes métodos como: Directo, de vertederos, químico, de flotadores, etc. Pero como alternativa para el cálculo del aforo se determinó por el método volumétrico, por la facilidad de realizarlo y por ser un método bastante aproximado el dio un caudal de $Q_{aforo} = 9.96 L/s$.

La dotación se tomó según las especificaciones utilizadas para este proyecto ubicado en una región rural árida y de alto consumo, por lo tanto la dotación será de $Dot = 100 L / hab / dia$.

El tipo de servicio es domiciliario por lo convencional, para la comodidad y buen servicio de la población.

2.1.3 Tasa de crecimiento poblacional

Según el Instituto Nacional de Estadística INE, la tasa de crecimiento poblacional geométrico para la región de la aldea Las Cañas es en promedio del 2 % anual, según censos de años anteriores.

2.1.4 Período de diseño, población futura

Por ser un proyecto de agua potable con sistema forzado por gravedad puede disponerse de 20 años considerando la vida útil de los elementos, estructuras y el mantenimiento de los accesorios que conforman el proyecto.

En los lugares del interior de Guatemala se consideran como lugares en vías de desarrollo, por lo tanto se dispuso utilizar la predicción de la población futura, mediante el método matemático geométrico como se muestra a continuación.

$$P_f = P_i(1+r)^n$$

Donde:

P_f = Poblacion final

p_i = Poblacion inicial

r = Tasa de crecimiento geometrico

n = Periodo de diseño

Datos:

$p_i = 250hab$

$r = 2\%$

$n = 20años$

Cálculo de la población futura:

$$P_f = P_i(1+r)^n$$

$$P_f = 250(1+0.02)^{20}$$

$$P_f \approx 372hab$$

2.1.5 Factores de consumo y caudales

Los factores de consumo y caudal varían en cuanto a la región o ubicación del proyecto, para el área rural se adoptan factores como se muestra a continuación.

2.1.5.1 Caudal medio diario

El caudal medio diario Q_{md} es el producto de multiplicar la dotación de diseño por el número de habitantes estimados a futuro, dividiéndolo entre el número de segundos con que cuenta un día, dicho de otra manera es el consumo de agua una población realizado en un día completo.

$$Q_{md} = \frac{\text{Dotacion} * \text{poblacion}}{86400}$$

Cálculo del caudal medio diario:

$$Q_{md} = \frac{100L / hab / dia * 372hab}{86400s / dia}$$

$$Q_{md} = 0.43 \frac{L}{s}$$

2.1.5.2 Caudal máximo diario

El caudal máximo diario $Q_{\max,diario}$ o caudal de conducción es el máximo caudal producido en un día durante un período de observación de un año, el caudal máximo diario no es más que el resultado de multiplicar el consumo medio diario por el factor de día máximo. El factor fdm de día máximo oscila entre 1.2 y 1.5 en el área rural. El factor a utilizar dependerá del tamaño de la población a servir.

$$Q_{\max,diario} = fdm * Q_{md}$$

Donde:

$Q_{\max,diario}$ = Caudal máximo diario

fdm = Factor de día máximo entre 1.2 y 1.5 en el area rural

Q_{md} = Caudal medio diario

Cálculo del caudal máximo diario:

$$Q_{\max,diario} = fdm * Q_{md}$$

$$Q_{\max,diario} = 1.5 * 0.43 \frac{L}{s}$$

$$Q_{\max,diario} = 0.69 \frac{L}{s}$$

2.1.5.3 Caudal máximo horario

El caudal máximo horario $Q_{\max, \text{horario}}$ o caudal de distribución, es el máximo caudal producido durante una hora en un período de observación de un año y este se calcula multiplicando el caudal medio por el factor de hora máxima f_{hm} . El factor de hora máximo se encuentra entre 2.0 y 3.0. El factor a utilizar dependerá del tamaño de la población a servir.

$$Q_{\max, \text{horario}} = f_{hm} * Q_{md}$$

Donde:

$Q_{\max, \text{horario}}$ = Caudal máximo horario

f_{hm} = Factor de hora máximo entre 2.0 y 3.0 en el area rural

Q_{md} = Caudal medio diario

Cálculo del caudal máximo horario:

$$Q_{\max, \text{horario}} = f_{hm} * Q_{md}$$

$$Q_{\max, \text{horario}} = 2.0 * 0.43 \frac{L}{s}$$

$$Q_{\max, \text{horario}} = 0.86 \frac{L}{s}$$

2.1.6 Calidad del agua

Para efectos de operación, monitoreo y seguridad, debe efectuarse análisis de calidad del agua de la captación para el diseño. Para el diseño de la comunidad Las Cañas se tomaron y manipularon adecuadamente las muestras respectivas para su análisis tanto físico como químico (ver anexo).

2.1.6.1 Análisis bacteriológico

Esta prueba es necesaria, para determinar aquellas bacterias que no son patógenas pero que se encuentran en los intestinos de las personas, tanto como las que podrían causar enfermedades y epidemias.

2.1.6.2 Análisis físico

Este análisis determina las características físicas del agua, las cuales son percibidas a través de los sentidos por medio del olor, color, sabor, el potencial de hidrógeno, que determina la acidez o alcalinidad del agua; y la turbidez que es el efecto óptico que es consecuencia de la dispersión o interferencias de los rayos luminosos que pasan a través del agua, la que contiene pequeñas partículas en suspensión (ver anexo).

Tabla IV. Parámetros físicos del agua.

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS	LÍMITE MÁXIMO ADMISIBLE (LMA)	LÍMITE MÁXIMO PERMISIBLE (LMP)
Color	5.0 unidades	5.0 unidades
Olor	No rechazable	No rechazable
Ph	7 - 8.5	6.5 - 9.2
Sólidos totales	500 mg/L	1500 mg/L
Temperatura	10 a 30 grados C	No mayor que 34 grados C
Sabor	No rechazable	No rechazable
Turbiedad	5.0 utn	25.0 utn

Fuente: COGUANOR, **NGO 29 001**.

2.1.6.3 Análisis químico

El análisis químico es imperante en un diseño de agua potable, ya que permite determinar y cuantificar la materia mineral y orgánica que contiene el agua, este determina algunos factores para determinar su tratamiento de purificación.

Cabe mencionar que los parámetros más importantes en el agua como alcalinidad, dureza y cloro residual son aceptados en cantidades controladas y especificadas por los entes encargados del agua.

Las sustancias minerales químicas contenidas en el agua deben encontrarse en concentraciones inferiores a ciertos límites permisibles y aceptables, de lo contrario pueden afectar la salud, le dan mal olor y sabor al agua y además dañan la tubería y equipo.

Tabla V. Parámetros químicos del agua.

CARACTERISTICA QUIMICA	LÍMITE MÁXIMO ADMISIBLE (LMA)	LÍMITE MÁXIMO PERMISIBLE (LMP)
Cloro residual libre	0.5 mg/L	1.0 mg/L
Cloruro (Cl)	100.0 mg/L	250.00 mg/L
Conductividad	-----	Menor de 1500 uS/cm
Dureza total (CaCO ₃)	100.0 mg/L	500.00 mg/L
Potencial de hidrogeno	7.0 -7.5	6.5 - 8.5
Sólidos totales disueltos	500.0 mg/L	1000.00 mg/L
Sulfato (SO ₄)	100.0 mg/L	250.00 mg/L
Temperatura	15 - 25 grados C	34 grados C
Aluminio (Al)	0.050 mg/L	0.100 mg/L
Calcio (Ca)	75.00 mg/L	150.00 mg/L
Zinc (Zn)	3.00 mg/L	70.00 mg
Cobre (Cu)	0.050 mg/L	1.500 mg/L
Magnesio (Mg)	50.00 mg/L	100.00 mg/L

Fuente: COGUANOR, **NGO 29 001**.

2.1.7 Fórmulas, coeficientes y diámetros

Para el cálculo de las pérdidas por fricción en tuberías para conducciones y distribuciones de agua en sistemas forzados se implementa la fórmula de Hazen y Williams, con los principios de la física e hidráulico es posible calcular la pérdida de carga con la siguiente expresión:

$$h_f = \frac{1743.811LQ^{1.85}}{C^{1.85}D^{4.87}}$$

Donde:

h_f = Pérdida de carga (m)

L = Longitud de la tubería (m)

Q = Caudal (L/s)

C = Coeficiente de fricción (Ver tabla VI)

D = Diámetro (in)

Tabla VI. Coeficiente de fricción para diferentes materiales para la fórmula de Hazen y Williams.

MATERIAL	"C"
Acero o hierro galvanizado	100
Hierro fundido	100
Asbesto o cemento	100
Plástico (PVC)	150

Adaptado de: IMFOM, **Normas Generales de Abastecimiento de agua potable en zonas rurales**, Pág. 19

La tubería se dispuso conforme a los diámetros que se comercializan en Guatemala para tubos de 6 metros de largo, como se muestra en la tabla VII.

Tabla VII. Diámetros comerciales de tubo PVC en Guatemala.

PRESIÓN	DIÁMETRO COMERCIAL (in)
125 PSI (87.88 mca)	3, 4, 5, 6, 8, 10, 12, 15 y 18
160 PSI (112.49 mca)	1/2, 3/4, 1, 1 1/4, 1 1/2, 2, 2 1/2, 3, 4, 5, 6, 8, 10, 12 y 15.
250 PSI (175.77 mca)	3/4, 1, 1 1/4, 1 1/2, 2, 2 1/2, 3, 4, 5, 6, 8, 10 y 12.

Adaptado de: INMACO, **Catálogo de precios**.

2.1.8 Presiones y velocidades

La presión hidrostática máxima en líneas de conducción y de distribución debe ser menor que la presión nominal de la tubería a utilizar, aunque hay que tomar en cuenta la calidad de los accesorios y las válvulas para que no exista daños en el sistema una vez puesto en funcionamiento y así evitar fugas cuando el sistema esté en servicio.

La presión de servicio de un punto dependerá de su cota de terreno y las pérdidas por fricción hasta el tramo en mención, y la cual deberá estar dentro del rango siguiente:

$$P_{\min} = 10mca \text{ (presión de servicio)}$$

$$P_{\max} = 40mca \text{ (presión de servicio)}$$

Las velocidades dependerán de los sólidos en suspensión contenidas en el agua.

- a) Si se trata de agua con material en suspensión sedimentable o erosivo, la velocidad mínima debe de ser mayor de 0.4 m/s y menor de 3.0 m/s .
- b) Si es agua sin material sedimentable o erosivo no hay límite mínimo y el máximo se fijará solamente de acuerdo a la sobre presión del golpe de ariete (en caso de sistemas por bombeo) y en ningún caso mayor a 5 m/s .

2.1.9 Levantamiento topográfico

2.1.9.1 Altimetría

La altimetría no es más que medir las alturas del terreno por donde pasaran las líneas de tubería, todas medidas a partir de un banco de referencia, y se pueden realizar con un nivel de mano o un nivel diferencial.

En la medición del proyecto de Las Cañas se tomaron en cuenta todos los puntos referenciales posibles, tomando en cuenta las quebradas depresiones y ondulaciones posibles para una mejor apreciación de los perfiles del paso de tuberías y así no incidir en el cálculo de presiones hidrostáticas e hidrodinámicas

2.1.9.2 Planimetría

En esta etapa se miden las direcciones en el plano horizontal para dar la dirección. Generalmente se tomo como criterio principal de dirección, la línea donde existe el derecho de paso para las tuberías. Las libretas correspondientes se pueden apreciar en el anexo.

La topografía debe realizarse mediante los métodos convencionales a modo de ser eficaz y eficiente.

En esta etapa es bien importante recordar que la topografía debe ser lo mejor acertado y exacto posible, ya que a partir de esta forma de medición dependerán los cálculos hidráulicos para la determinación de las presiones hidrostáticas e hidrodinámicas del sistema.

2.1.10 Diseño hidráulico

2.1.10.1 Captación

Los manantiales de agua para fines de abastecimientos públicos pueden clasificarse en dos grupos, superficial y subterráneo. Los superficiales son los que están constituidos por arroyos, ríos, lagos, represas, etc. Los superficiales son los que están constituidos por aguas que provienen de las grietas del suelo, pueden aflorar a la superficie como lo es el caso de fuentes y nacimientos, o bien ser elevados artificialmente por medio de bombas.

Se puede definir por captación como toda estructura que sirve para recolectar convenientemente las agua, la finalidad básica de cualquier obra de captación es asegurar bajo cualquier condición el flujo durante todo el año, asimismo la captación del sistema de agua potable de las aldeas, para el proyecto de agua potable de la aldea Las Cañas se dispuso una caja de captación de $1 m^3$ compuesto de muros de concreto y lechos grava de diferentes graduaciones y arena.

2.1.10.2 Línea de conducción

La línea de conducción es la tubería por donde se conduce el caudal de día máximo, desde la captación o fuente, hasta el tanque de almacenamiento como sucede en este proyecto en particular.

Cálculo de la longitud de la tubería:

$$L = Est_{final} - Est_{inicial}$$

$$L = 847.51m - 0.00m$$

$$L = 847.51m$$

Cálculo de la longitud de la tubería de HG:

$$L_{HG} = L_{paso1} + L_{paso2} + L_{paso3} + L_{paso4}$$

$$L_{HG} = 23.74 + 18.02 + 16.98 + 15.06 = 73.80m$$

Cálculo de la longitud de la tubería de PVC:

$$L_{PVC} = L - L_{HG}$$

$$L_{PVC} = 847.51 - 73.80 = 773.81m$$

Cálculo de la diferencia de alturas entre los puntos de captación y el tanque de almacenamiento, debido que por la ley de Bernoulli las pérdidas deben ser igual a la diferencia de alturas será como se muestra a continuación:

$$H = h_f = Cota_{inicial} - Cota_{final}$$

$$H = 1000.00m - 969.49m$$

$$H = 30.51m$$

Cálculo del diámetro a utilizar:

Como:

$$H = h_f = \frac{1743.811LQ^{1.85}}{C^{1.85}D^{4.87}} \quad \therefore \quad D = \sqrt[4.87]{\frac{1743.811LQ^{1.85}}{HC^{1.85}}}$$

Entonces:

$$D = \sqrt[4.87]{\frac{1743.811LQ^{1.85}}{HC^{1.85}}}$$

$$D = \sqrt[4.87]{\frac{1743.811 * (773.81m * 1.05) * \left(0.69 \frac{L}{s}\right)^{1.85}}{(20.51m) * (150)^{1.85}}}$$

$$D = 1.27in \approx 1 \frac{1}{4}in \text{ o } 1 \frac{1}{2}in$$

Como las pérdidas deben ser menores a la diferencia de alturas debe chequearse la pérdida para cada diámetro propuesto, entonces:

$$h_{f_1} = \frac{1743.811LQ^{1.85}}{C^{1.85}D^{4.87}}$$

$$h_{f_1} = \frac{1743.811 * (773.81m * 1.05) \left(0.69 \frac{L}{s}\right)^{1.85}}{(150)^{1.85} (1.50in)^{4.87}}$$

$$h_{f_1} = 9.33m$$

$$h_{f_2} = \frac{1743.811LQ^{1.85}}{C^{1.85}D^{4.87}}$$

$$h_{f_2} = \frac{1743.811 * (773.81m * 1.05) \left(0.69 \frac{L}{s}\right)^{1.85}}{(150)^{1.85} (1.25in)^{4.87}}$$

$$h_{f_2} = 22.67m$$

Con estas pérdidas hay que determinar cuál es la longitud de tubería para cada uno de estos diámetros, de la siguiente manera:

$$L_2 = \frac{L * (H - h_{f_1})}{h_{f_2} - h_{f_1}} \qquad L_1 = L - L_2$$

Donde: L = Longitud de la tubería (m.)

H = Diferencia de altura total (m.)

h_{f_1} = Pérdida para el diámetro mayor (m.)

h_{f_2} = Pérdida para el diámetro menor (m.)

Entonces:

$$L_2 = \frac{773.81 * (16.8m - 9.33m)}{22.67m - 9.33m} = 433.31m$$

$$L_1 = 773.81m - 433.31m = 340.5m$$

Por lo tanto, la línea de conducción estará compuesta por tubo PVC y HG, en los pasos aéreos, de dos diámetros distintos, distribuidos de la siguiente manera, para PVC: 340.5mt diámetro 1½in 160 PSI con un total de tubos de 61 unidades, y 433.31mt diámetro 1¼in 160 PSI con un total de tubos de 82 unidades; y para HG: 23.74mt diámetro 1½in CED 40 con un total de tubos de 5 unidades, y 50.06mt diámetro 1¼in CED 40 con un total de tubos de 10 unidades.

Tabla VIII. Diseño hidráulico de línea de conducción.

TRAMO		COTA TOPOGRÁFICA		LONG. (m)	Q (lt/s)	Φ"	Hf (m)	VELOCIDAD (m/s)	TUBERÍA
EST	PO	INICIAL	FINAL						
E-0	E-22	1000	988.83	331.1	0.69	1 1/2	3.80	0.61	PVC
E-22	E-23	988.83	988.53	23.74	0.69	1 1/2	0.58	0.61	HG
E-23	E-26	988.53	976.05	68.65	0.69	1 1/4	1.92	0.87	PVC
E-26	E-27	976.05	973.76	18.02	0.69	1 1/4	1.06	0.87	HG
E-27	E-28	973.76	972.91	46.92	0.69	1 1/4	1.31	0.87	PVC
E-28	E-29	972.91	971.48	16.98	0.69	1 1/4	1.00	0.87	HG
E-29	E-30	971.48	970.07	21.01	0.69	1 1/4	0.59	0.87	PVC
E-30	E-31	970.07	970.5	15.06	0.69	1 1/4	0.89	0.87	HG
E-31	E-49	970.5	969.49	306.04	0.69	1 1/4	8.54	0.87	PVC

Fuente: elaboración propia en base a cálculos realizados.

2.1.10.3 Tanque de almacenamiento

Los tanques de almacenamiento tienen como fin principal cubrir las variaciones de los horarios para el consumo, teniendo como objetivo almacenar el agua durante las horas de bajo consumo y proporcionando los gastos requeridos a lo largo del día.

También se puede proporcionar agua durante algunas horas en un caso de emergencia, como por ejemplo cuando una tubería se rompe, o cuando se suspende el servicio de flujo del agua en una línea de conducción

Todos los tanques de almacenamiento de concreto o de mampostería, deberán cubrirse con losa de concreto reforzada, provista de boca de inspección con tapa sanitaria, para efectos de inspección y reparación. Dicha tapa debe ser de preferencia metálica, hermética y tener cierre de seguridad. El acceso deberá estar cerca de la entrada de la tubería de alimentación para poder realizar aforos cuando sea necesario.

Por razones económicas es recomendable que los tanques estén ubicados lo más cercano posible a la población a servir, pero tomando en consideración que su cota debe ser tal que permita mantener las presiones en la red dentro de los límites recomendados.

El volumen de almacenamiento se calcula por la expresión:

$$Vol = \frac{\%_{almacenamiento} * Q_{md} * 86,400 \text{ s/día} * 1_{mt^3}}{1000lt}$$

28

Donde: $Vol =$ Volumen del tanque (m^3)
 $Q_{md} =$ Caudal medio diario (l/s)

Sustituyendo datos en la fórmula anterior se tiene:

$$Vol = \frac{0.5 * 0.43l/s * 86,400s * 1_{mt^3}}{1000lt} = 18.58m^3$$

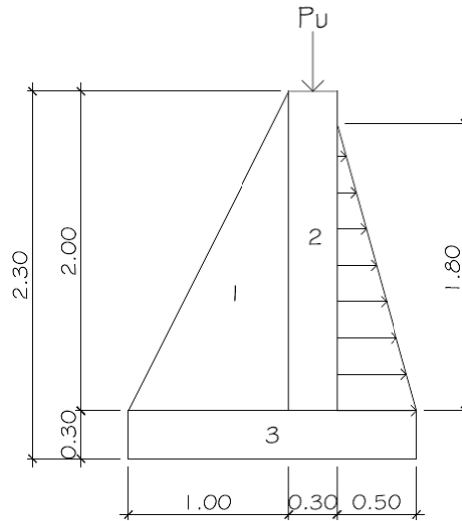
Para efectos de diseño, el volumen del tanque será de $20m^3$ y conforme la geología del terreno, se construirá de mampostería de piedra con especificaciones en el plano constructivo.

Diseño de muro

Datos:

Peso específico del suelo	$\gamma_s = 1,400 \text{ Kg/m}^3$
Peso específico del concreto	$\gamma_c = 2,400 \text{ Kg/m}^3$
Peso específico del concreto ciclópeo	$\gamma_{cc} = 2,500 \text{ Kg/m}^3$
Ángulo de fricción	$\theta = 27^\circ$
Valor soporte del suelo	$V_s = 10 \text{ T/m}^2$

Figura 2. Dimensiones de muro (m)



Carga uniforme distribuida (W_u)

$$W_u = W_{\text{losa}} + W_{\text{sobre carga}} + W_{\text{viga perimetral}} + W_{\text{carga viva}}$$

$$\begin{aligned} W_u &= 0.11\text{m} \cdot 4.3\text{m} \cdot 5.3\text{m} \cdot 2400\text{kg/m}^3 / 19.2\text{m} + \\ &50\text{kg/m}^2 \cdot 4.3\text{m} \cdot 5.3\text{m} / 19.2\text{m} + 0.15\text{m} \cdot 0.25\text{m} \cdot 2400\text{kg/m}^3 + \\ &100\text{kg/m}^2 \cdot 4.3\text{m} \cdot 5.3\text{m} / 19.2\text{m} = 581.41\text{kg/m} \end{aligned}$$

Se considera W_u como carga puntual (P_c)

$$P_c = 581.41\text{kg/m} \cdot 1\text{m} = 581.41\text{kg}$$

El momento que ejerce la carga puntual es:

$$M_c = 581.41kg * \left(1m + \frac{0.30m}{3}\right) = 668.62kg - m$$

Fuerza activa (F_A):

$$F_A = \gamma_{agua} * \left(\frac{H^2}{2}\right)$$

Donde: H = altura del agua
 γ_{agua} = peso específico del agua

$$F_A = 1000kg/m^3 * \left(\frac{(1.8m)^2}{2}\right) = 1,620 \frac{kg}{m}$$

Momento de volteo respecto de 0.00

$$M_{Act} = F_A * \left(\frac{H}{3} + E\right)$$

Donde: H = altura del agua
 E = espesor de losa

$$M_{Act} = 1620kg * \left(\frac{1.80m}{3} + 0.30m\right) = 1,458kg - m$$

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

Tabla IX. Momento estabilizante en el muro

SECCION	$\gamma_{cc} * A = W(\text{kg/m})$	BRAZO (m)	MR (KG-M/M)
1	$2500 * 1.00 = 2500$	$2/3 * (1) = 0.67$	1,675.00
2	$2500 * 0.60 = 1500$	$(1 + 0.3/2) = 1.15$	1,725.00
3	$2500 * 0.54 = 1350$	$(1.8/2) = 0.90$	1,215.00
	$\Sigma = 5,350$		$\Sigma = 4,615$

Carga total (WT = Wu + WR)

$$WT = 581.41 \text{ kg} + 5,350.00 \text{ kg} = 5,931.41 \text{ kg}$$

Verificación de la estabilidad contra el volteo ($F_{sv} \geq 1.5$)

$$F_s = \frac{MR + MC}{M_{Act}}$$

Sustituyendo datos en la expresión anterior obtenemos:

$$F_s = \frac{4615.00 \text{ kg} - m + 668.62 \text{ kg} - m}{1458 \text{ kg} - m} = 3.62$$

$$F_s = 3.62 > 1.5 \text{ por lo tanto si está bien}$$

Verificación de la estabilidad contra deslizamiento ($Fsd \geq 1.5$)

$$Fd = WT * \text{Coeficiente de fricción}$$

$$Fd = 5931.41kg * 0.9 * \text{Tg}(27^\circ) = 2,719.98kg$$

$$Fsd = \frac{Fd}{F_A}$$

Donde: Fd = factor de deslizamiento

$$Fsd = \frac{2719.98kg}{1620kg} = 1.68$$

$Fsd = 1.68 > 1.5$ por lo tanto si está bien

Verificación de la presión bajo la base del muro, $Pmax < Vs$ donde la excentricidad

$$e_x = \frac{Base}{2} - a$$

Donde: a = excentricidad del muro

$$a = \frac{MR + MC - M_{act}}{WT}$$

Sustituyendo en las fórmulas tenemos:

$$a = \frac{4615.00kg - m + 668.62kg - m - 1458.00kg - m}{5931.41kg} = 0.64m$$

$$e_x = \frac{1.80m}{2} - 0.64m = 0.26m$$

Módulo de sección (Sx)

$$Sx = \frac{1}{6} * Base^2 * long$$

$$Sx = \frac{1}{6} * (1.80m)^2 * 1m = 0.54m^3$$

La presión es:

$$P_{max} = \frac{WT}{A} + \frac{WT * e_x}{Sx}$$

$$P_{max} = \frac{5931.41kg}{1.80m * 1m} + \frac{5931.41kg * 0.26m}{0.54m^3} = 6,151.09kg/m^2$$

$$P_{max} = 6,151.09 \frac{kg}{m^2} < 10,000 \frac{kg}{m^2}$$

Por lo tanto, se concluye que el diseño del muro propuesto esta bien.

Diseño de losa

Las dimensiones de la losa serán de 4.30m*5.30m, para el diseño de la misma se empleara el método 3 de la American Concrete Institute (ACI):

Cálculo de peralte o grosor de la losa:

El método usa como variables las dimensiones de la superficie de la losa y el tipo de apoyos que tiene.

$$t_{losa} = \frac{\text{Perímetro}}{180}$$

$$t_{losa} = \frac{(3.80m + 3.5m) * 2}{180} = 0.08 m$$

Por lo que se diseñará la losa con un espesor de 10cm

Materiales:

$$\begin{aligned} f_y &= 2,810\text{kg/cm}^2 \\ f'_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ W_c &= 2,400\text{kg/m}^3 \\ E_c &= 2.67 \times 10^5 \text{kg/cm}^2 \\ E_s &= 2 \times 10^6 \text{kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Recubrimiento:

$$\text{Losas} = 2.5\text{cm}$$

Cargas:

$$\begin{aligned} W_{losa} &= 0.10 * 2400 = 240\text{kg/m}^2 \\ W_{sobre carga} &= 50 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$W_{\text{carga viva}} = 100\text{kg/m}^2$$

Determinando cómo trabaja la losa:

$$m = \frac{L_{\text{menor}}}{L_{\text{mayor}}}$$

Si $m \geq 0.50$ la losa trabaja en 2 sentidos

Si $m < 0.50$ la losa trabaja en 1 sentido

Donde: L = Longitud de lado de losa

Sustituyendo datos en expresión anterior tenemos:

$$m = \frac{3.50\text{m}}{3.80\text{m}} = 0.92$$

Por lo que sería el caso 2 y trabaja en 2 sentidos

Cálculo de la carga última o carga de diseño:

$$CU = 1.2 \cdot CM + 1 \cdot CV$$

$$CMU = 1.2 \cdot (W_{\text{losas}} + W_{\text{sobre carga}})$$

$$CVU = 1 \cdot (W_{\text{carga viva}})$$

Por lo que obtenemos:

$$CMU = 1.2 \cdot (240\text{kg/m}^2 + 50 \text{ kg/m}^2) = 348\text{kg/m}^2$$

$$CVU = 1 \cdot (100 \text{ kg/m}^2) = 100\text{kg/m}^2$$

$$CU = 348\text{kg/m}^2 + 100\text{kg/m}^2 = 448 \text{ kg/m}^2$$

Cálculos de momentos, estos se determinan mediante las fórmulas siguientes:

Momentos negativos

$$M_{a,neg} = C_{a,neg} * CU * l_a^2$$

$$M_{b,neg} = C_{b,neg} * CU * l_b^2$$

Momentos positivos

$$M_{a,pos} = C_{a,pos} * CMU * l_a^2 + C_{a,pos} * CVU * l_a^2$$

$$M_{b,pos} = C_{b,pos} * CMU * l_b^2 + C_{b,pos} * CVU * l_b^2$$

Donde:

C = Coeficiente para momentos

a = lado corto de la losa

b = lado largo de la losa

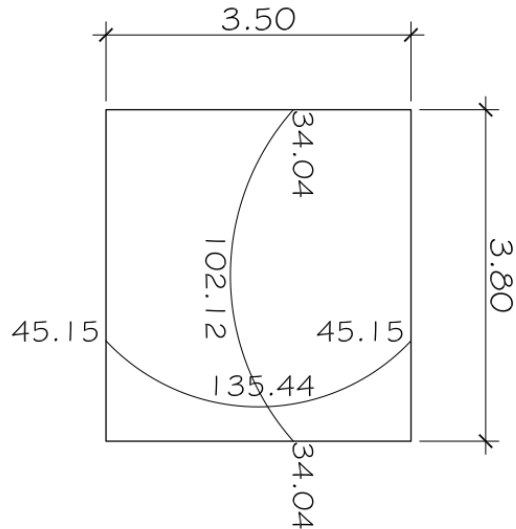
Por lo que los momentos serán:

$$\begin{aligned} M_{a,pos} &= 0.022 * 348\text{kg/m}^2 * (3.5\text{m})^2 + 0.034 * 100\text{kg/m}^2 * (3.5\text{m})^2 \\ &= 135.44\text{kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{b,pos} &= 0.014 * 348\text{kg/m}^2 * (3.8\text{m})^2 + 0.022 * 100\text{kg/m}^2 * (3.80\text{m})^2 \\ &= 102.12\text{kg-m} \end{aligned}$$

En los bordes discontinuos se usará un momento negativo igual a un tercio (1/3) del momento positivo.

Figura 3. Distribución de momentos en losa (Kg-m)



Diseño del acero de refuerzo

Cálculo de peralte (d)

$d = \text{espesor}_{\text{losa}} - \text{recubrimiento}$

$d = 10.00\text{cm} - 2.50\text{cm} = 7.50\text{cm}$

$A_{s_{min}}$ de losa es igual al 40% $A_{s_{min}}$ de viga en base a una franja unitaria de 1 metro.

$$A_{s_{min}} = 40\% * \frac{14.1}{f_y} * b * d$$

Sustituyendo tenemos:

$$A_{s_{min}} = 0.40 * \frac{14.1}{2810\text{kg/cm}^2} * 100.00\text{cm} * 7.50\text{cm} = 1.51\text{cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento de $A_{s_{min}}$:

$$S = \frac{A_{s_{varilla}} * 100}{A_s}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 2 * t$$

Donde:

$S =$ Espaciamiento entre varillas en cm

$A_{s_{varilla}} =$ Área de acero de la varilla a utilizar, en este caso se utilizará No. 3
 $A_s = 0.71\text{cm}^2$

100 = Base en cm la cual requiere el A_s

$t =$ Espesor de losa

$S_{m\acute{a}x} =$ De acuerdo con el código ACI 318S-05 sección 13.3.2

Sustituyendo datos en la fórmula anterior obtenemos:

$$S = \frac{0.71\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{1.71\text{cm}} = 41.52\text{cm}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 2 * 10.00\text{cm} = 20\text{cm}$$

Por lo que el espaciamiento de $A_{s_{min}}$ será: $S = 20\text{cm}$ por lo que el área de acero requerida para dicho espaciamiento será:

$$A_s = \frac{0.71\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{20\text{cm}} = 3.56\text{cm}^2$$

No. 3 @ 20cm

Cálculo del momento máximo que resiste el As:

$$Mu = \phi * \left[As * fy * \left(d - \frac{As * fy}{1.7 * f'c * b} \right) \right] \quad \phi_{flexion} = 0.90$$

$$Mu = 0.90 * \left[3.56cm^2 * 2810kg/cm^2 * \left(7.50cm - \frac{3.56cm^2 * 2810kg/cm^2}{1.7 * 210kg/cm^2 * 100cm} \right) \right]$$

$$Mu = 650.50kg - m$$

Chequeo por corte

Cálculo del corte máximo actuante:

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{CU * L}{2}$$

Donde:

L = Lado corto

Sustituyendo datos en la fórmula anterior:

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{448.00kg/m * 3.50m}{2} = 784.00kg$$

Cálculo del corte que resiste el concreto

$$V_{CU} = \phi * 1.70 * \sqrt{\frac{f'c}{10}} * b * d \quad ; \quad \phi_{corte} = 0.75$$

$$V_{CU} = 0.75 * 1.70 * \sqrt{\frac{210kg/cm^2}{10}} * 100cm * 7.50cm = 4,320.24kg$$

Si $V_{CU} < V_{m\acute{a}x}$ Aumentar el peralte de la losa
 $V_{CU} > V_{m\acute{a}x}$ El peralte es el adecuado; como en este caso.

2.1.10.4 Línea y red de distribución abierta

La línea de distribución es el conjunto de tuberías que llevan el agua desde el tanque de almacenamiento hasta los grifos en los domicilios a servir.

Para el proyecto de la aldea Las Cañas, el sistema se diseñó con una línea central y tres ramales auxiliares como se presenta a continuación:

El diseño de los ramales abiertos se hace empleando las siguientes ecuaciones:

Caudal de uso simultaneo:

$$Q_1 = \sqrt{k(N-1)}$$

Donde:

Q_1 = Caudal de uso simultaneo

N = Número de viviendas

k = coeficiente, cuyo valor se encuentra entre 0.15 y 0.20

Caudal unitario:

$$Q_2 = \frac{fdm * fhm * Dot * P_f}{86400}$$

Donde:

Q_2 = Caudal unitario

fdm = Factor dia máximo

fhm = Factor horario máximo

Dot = Dotacion adoptada

P_f = Poblacion a final del periodo de diseño

Cálculo del caudal de uso simultáneo y unitario:

$$Q_1 = \sqrt{k(N-1)} \qquad Q_2 = \frac{fdm * fhm * Dot * P_f}{86400}$$
$$Q_1 = \sqrt{0.20(75-1)} \qquad \text{y} \qquad Q_2 = \frac{2.0 * 1.6 * 100L / hab / dia * 372 hab}{86400s / dia}$$
$$Q_1 = 3.85 \frac{L}{s} \qquad Q_2 = 1.37 \frac{L}{s}$$

Por lo tanto, se adopta el mayor para el diseño, que es de $3.85 \frac{L}{s}$.

Tabla X. Diseño hidráulico de línea de distribución.

TRAMO		COTA TOPOGRAFICA		ΔH (m)	LONG. (m)	NUMERO VIVIENDAS	Q (lt/s)	Φ"	Hf (m)	VELOCIDAD (m/s)	COTA PIEZOMETRICA	PRESION ESTATICA	PSI	PRESION DINAMICA
EST	PO	INICIAL	FINAL											
E-49	E-52	969.49	939.24	30.25	164.66	44	0.86	1 1/4	6.91	1.09	962.58	30.25	160	23.34
E-52	E-71	939.24	918.95	20.29	229.48	39	0.76	1	22.82	1.50	939.76	50.54	160	20.81
E-71	E-92	918.95	903.56	15.39	183.26	22	0.43	3/4	25.65	1.51	914.11	65.93	160	10.55

Fuente: elaboración propia en base a cálculos realizados.

Por lo tanto, la línea de distribución estará compuesta por tubo PVC de 3 diámetros distintos, distribuidos de la siguiente manera, 164.66mt diámetro 1¼" 160 PSI con un total de tubos de 31 unidades, 229.48mt diámetro 1" 160 PSI con un total de tubos de 42 unidades y 183.26mt diámetro ¾" 160 PSI con un total de tubos de 34 unidades.

2.1.10.5 Sistema de desinfección

Según los análisis físicos y químicos (ver anexo) se puede decir que no es necesario un proceso de purificación pero aunque no se requiera de la construcción de una planta de purificación para el sistema de agua potable, el tratamiento mínimo que se le debe dar al agua es la desinfección con el fin de entregarla libre de organismos patógenos que son los causantes de enfermedades en el organismo humano. También se debe prever una protección adicional contra la contaminación en el sistema.

2.1.10.5.1 Hipoclorador hidráulico

Este método de cloración es recomendado por diferentes instituciones encargadas de estudiar el abastecimiento de agua a las diferentes comunidades. Por su fácil manejo y gran efectividad, se recomienda a las pequeñas y medianas comunidades. Requiere de una persona para realizar el procedimiento inicial; luego, automáticamente clora toda el agua del tanque de distribución. El hipoclorador que funciona por gravedad, basado en el principio de carga hidráulica constante. Se compone de un flotador plástico, que soporta un elemento de toma para la captación de la solución; y de un dispositivo de control de la solución que va unido a una manguera flexible, que es por donde se suministra la solución al agua que ingresa al tanque de almacenamiento.

2.1.10.5.2 Tabletas de tricloro

Es una presentación comercial de cloro, consiste en tabletas que tienen un tamaño de 3 in de diámetro, por 1 in de espesor, con una solución de cloro al 90 % y un 10 % de estabilizador, el peso de la tableta es de 200 gr y la velocidad a la que se disuelve en agua en reposo es de 15 gr en 24 hrs.

2.1.10.5.3 Alimentador automático de tricloro

El alimentador de tricloro es un recipiente en forma cilíndrica que alberga tabletas, las que se disuelven mediante el paso del agua en el mismo; estos

alimentadores vienen en diferentes capacidades de tabletas, lo que depende del caudal de paso.

Se propone el uso de tabletas a través del alimentador automático, dado que este método es mucho más económico en cuanto a su costo y operación, comparado con el hipoclorito que necesita de un operador experimentado y a tiempo completo, sin mencionar el costo y operación del gas cloro que es otra opción en el mercado. Para la determinación del número de tabletas se puede hacer mediante la siguiente expresión.

$$W_{tc} = \frac{86400 Q_{\max, diario} N_d C}{\%_C}$$

Donde:

W_{tc} = Gramos de tricloro

$Q_{\max, diario}$ = Caudal máximo diario

N_d = Número de días que durara el tricloro

C = Cantidad de gramos por litro

$\%_C$ = Concentración de cloro

Cálculo de la cantidad de tricloro:

Datos:

$$Q_{\max, diario} = 0.69 \frac{L}{s}$$

N_d = 15 días (propuesto)

$$C = 0.001 \frac{mg}{L}$$

$\%_C$ = 90%

Entonces:

$$W_{tc} = \frac{86400 Q_{\max, \text{diario}} N_d C}{\%_C}$$

$$W_{tc} = \frac{86400 \frac{s}{\text{dia}} * 0.69 \frac{L}{s} * 15 \text{días} * 0.001 \frac{gr}{L}}{0.90}$$

$$W_{tc} = 993.60 \text{ gr}$$

Cálculo de la cantidad de tabletas:

$$Cant_{\text{tabletas}} = \frac{993.60 \text{ gr}}{200 \frac{\text{gr}}{\text{tableta}}}$$

$$Cant_{\text{tabletas}} = 4.96 \approx 5 \text{ tabletas}$$

Para la demanda de 5 tabletas para 15 días se propone alimentador automático modelo C-250, con capacidad de 5 tabletas como mínimo.

La instalación de este tipo de sistema de cloración debe hacerse en función del diámetro de la tubería de conducción, que en este caso es de 1 ¼ in y el alimentador se coloca en paralelo con la línea de impulsión justo antes de la entrada de la tubería del tanque de almacenamiento.

2.1.11 Obras de arte

2.1.11.1 Pasos aéreos

Un paso aéreo sirve como conexión para el paso de la tubería en donde existan depresiones muy pronunciadas o existan cauces de ríos y paso pluviales, y no es más que una columna corta en cada extremo del paso, soportando un cable anclado en los extremos que sostiene la tubería, dicha tubería debe ser únicamente de material hg según las especificaciones.

Para el proyecto se contemplan cuatro pasos aéreos, en donde se utilizaran tubos de H.G., que estarán soportados por cable galvanizado sujeto a dos columnas de concreto reforzado, con anclajes de concreto ciclópeo. El procedimiento a seguir para diseñar los pasos aéreos, se describe a continuación, tomando como ejemplo el diseño del paso aéreo No. 1, el cual consta de 24.00m.

Datos:

Longitud: 24.00m

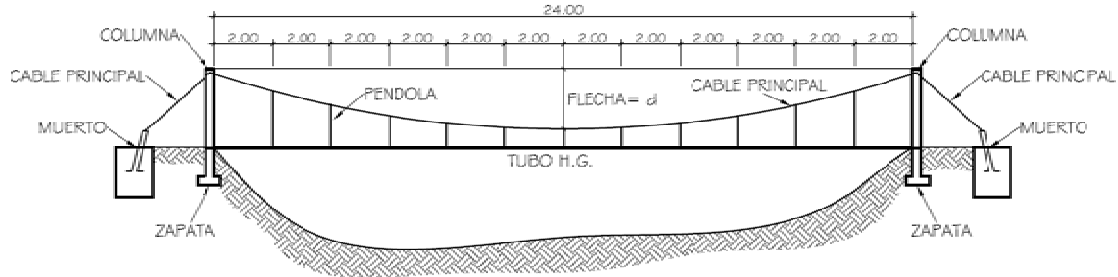
Diámetro de tubería H.G.: $\Phi = 1 \frac{1}{2}''$

Peso de tubería H.G. $\Phi = 1 \frac{1}{2}''$: 4.10kg/m

Peso específico del agua: $\gamma_{\text{agua}} = 1,000\text{kg/m}^3$

Área de tubería $\Phi = 1 \frac{1}{2}''$: 0.00114m^2

Figura 4. Elevación lateral de paso aéreo 1 (24.00m)



Cálculo de carga muerta y carga viva

$$Carga Muerta = CM = \text{Peso del agua} + \text{Peso de tubería}$$

$$\text{Peso del agua} = \text{Área de tubería} * \gamma_{\text{agua}}$$

$$\text{Peso del agua} = 0.00114\text{m}^2 * 1000.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 1.14 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$CM = 1.14 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 4.10 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 5.24 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

En la carga viva, se debe considera el paso de una persona de 70.00kg cada 6.00m

$$Carga Viva = CV = \frac{70.00\text{kg}}{6.00\text{m}} = 11.67 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Cálculo de carga horizontal (W)

Considerar una velocidad de viento de 60 km/hora como carga crítica y una presión de viento de 74kg/m².

$$W = \text{diametro de la tubería} * \text{presión de viento}$$

$$W = \left(1 \frac{1}{2} * 0.0254m/\text{''}\right) * 11.67 \frac{kg}{m^2} = 0.445 \frac{kg}{m}$$

Cálculo de integración de cargas (U)

Para determinar los efectos producidos por las cargas aplicadas, se utilizará la combinación de cargas, según el ACI 318S-2005, capítulo 9, sección 9.2.1 que aparece a continuación:

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L$$

$$U = 1.2 * \left(5.24 \frac{kg}{m}\right) + 1.6 * \left(0.445 \frac{kg}{m}\right) + 1.0 * \left(11.67 \frac{kg}{m}\right) = 18.67 \frac{kg}{m}$$

Se diseñará con la condición de carga crítica de 30kg/m, por lo cual se realizará el diseño con esta carga.

Diseño del cable principal

Se utilizará la fórmula del Wire Rope.

$$H = \frac{W * S^2}{8 * d}$$

$$T = H * \left[1 + \left(16 * \frac{d^2}{S^2}\right)\right]$$

$$V = \sqrt{T^2 - H^2}$$

$$Y = W * X * \frac{S - X}{2 * H}$$

Donde:

H = Tensión horizontal del cable

T = Tensión máxima del cable

V = Tensión vertical

Y = Variación del la flecha

W = Carga última

S = Luz

d = Flecha

Se recomienda una relación económica de flecha y luz de S/9 hasta S/12. En la determinación de la flecha se adoptó con el criterio de una relación de flecha y luz de:

$$d = \frac{S}{12} = \frac{24}{12} = 2.00m$$

Tabla XI. Tensión del cable de paso aéreo 1 (24 metros)

RELACION FLECHA-LUZ	S (m)	W (kg/m)	d (m)	H (kg)	T (kg)	V (kg)
S/12	24.00	30.00	2.00	1080.00	1200.00	523.07

Fuente: elaboración propia en base a cálculos realizados.

Para los pasos aéreos de agua potable los diámetros de cable más usados son de $\varnothing = 1/2''$ con un esfuerzo de ruptura de 27,200lb $\approx 12,337.71\text{kg}$ y un peso de 0.42lb/pie $\approx 0.6250\text{kg/m}$ y el de $\varnothing 3/8''$ con un esfuerzo de ruptura de 12,620 $\approx 5,724.34\text{kg}$ Lb y un peso de 0.22lb/pie $\approx 0.3274\text{kg/m}$

Con estos datos se seleccionó el cable de 3/8" de diámetro, que resiste la tensión de 12,620 libras, con alma de acero de 6 * 9 hilos.

Integrando el valor del peso propio del cable a la carga muerta se tiene:

$$CM = 5.24 \frac{kg}{m} + 0.33 \frac{kg}{m} = 5.57 \frac{kg}{m}$$

Por lo que el nuevo valor de carga última será:

$$U = 1.2 * \left(5.57 \frac{kg}{m} \right) + 1.6 * \left(0.445 \frac{kg}{m} \right) + 1.0 * \left(11.67 \frac{kg}{m} \right) = 19.07 \frac{kg}{m} < 30.00 \frac{kg}{m}$$

Debido a que es menor a la carga crítica considerada, se continuará utilizando 30kg/m, por lo que los datos de la tabla anterior no se modificarán.

Longitud total del cable

Según el Wire Hand Book, cuando la flecha "d" es el 5% de "S", la longitud suspendida entre soportes se define con la fórmula siguiente:

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

$$L = 24 + \frac{8 * 2.00m^2}{3 * 24m} = 24.45 \approx 24.50m$$

También se recomienda una relación adecuado de S/4 como longitud de tensor.

$$SI = \frac{24m}{4} = 6.00m$$

$$LI = \sqrt{6.00m^2 + 2m^2} = 6.32m \approx 6.50m$$

La longitud del cable se incrementara un 10% por dobleces en el anclaje y por los empalmes:

$$L_{total} = 1.10 * (24.50m + 2 * 6.50m) = 41.25m$$

Cálculo de péndolas o tirantes

Estos son los tirantes que sostienen la tubería, se unen al cable principal, la separación optima es de 2.00 metros, el tirante central debe tener un mínimo de 0.50 metros. Para determinar la carga de trabajo de cada péndola se utiliza la fórmula siguiente:

$$Q = U * L = \text{Carga última} * \text{Separación entre péndolas}$$

$$Q = 30 \frac{kg}{m} * 2m = 60kg$$

Se usará cable galvanizado de 1/4" de diámetro con una resistencia a la ruptura de 3,600lb \approx 1,632.93kg. La longitud de las péndolas se calcula con la formula siguiente, como se muestra en la tabla XII:

$$Y = W * X * \frac{S - X}{2 * H}$$

Donde:

Y = Variación del la flecha

W = 30kg/m

H = 1080kg

X = Variable

S = 24m

Tabla XII. Longitud de péndolas de paso aéreo 1 (24.00m)

PÉNDOLAS No.	X (m)	S-X (m)	W/2H (1/m)	Y (m)	LONG. DE PÉNDOLAS (m)	PÉNDOLAS (#)	LONG. * # DE PÉNDOLAS (m)
1	2.00	22.00	0.0139	0.61	1.89	2	3.78
2	4.00	20.00	0.0139	1.11	1.39	2	2.78
3	6.00	18.00	0.0139	1.50	1.00	2	2.00
4	8.00	16.00	0.0139	1.78	0.72	2	1.44
5	10.00	14.00	0.0139	1.94	0.56	2	1.11
6	12.00	12.00	0.0139	2.00	0.50	1	0.50

Σ= 11.61

Fuente: elaboración propia en base a cálculos realizados.

Debido a que las péndolas van sujetas por medio de accesorios como: guardacables y abrazaderas, su longitud debe incrementarse en un 15% de la forma siguiente:

$$Longitud = 1.15 * 11.61m = 13.35m$$

Torres o soportes

Estas torres servirán fundamentalmente para cambiar el sentido a la tensión del cable principal, en dirección del momento o del anclaje. Serán de

concreto reforzado, mientras que sus dimensiones son altura de 3.35 m, con una sección de 0.30 * 0.30 m. Estos elementos tienen una zapata de 0.25 m de espesor y 0.80 m por lado.

Los datos son los siguientes:

Módulo de elasticidad del concreto (E):	$15,100 * \sqrt{f'_c}$
Resistencia a compresión del concreto f'_c :	210kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero grado 40 F_y :	2810 kg/cm ²
Peso específico del concreto γ_c :	2.40T/m ³
Peso específico del suelo γ_s :	1.60T/m ³
Peso específico del concreto ciclópeo γ_{cc} :	2.0060T/m ³
Valor soporte del suelo V_s :	10 T/m ²

Esbeltez

En una columna la esbeltez está en función de la luz libre (L_u) y su dimensión transversal, que se llama radio de giro ($r = L/A$) los que también están en función de la inercia y del área. Por consiguiente, un parámetro que determina en una columna la esbeltez es L/r . Solamente que esta relación es válida solo si L es igual a la distancia de dos puntos de inflexión, el caso general no será igual a la luz libre.

Por lo que se considera una longitud efectiva, $L_e = K L_u$ que es proporcional a la luz libre, donde el factor k depende del tipo de apoyo que tiene la columna, que para el caso general no será simplemente apoyada ni un empotramiento perfecto. Por lo que se clasifica como columna esbelta cuando la relación de esbeltez se mantiene entre el intervalo siguiente:

$$22 < \frac{Klu}{r} < 100$$

Cálculo del momento de inercia:

$$I = \frac{B * h^3}{12} = \frac{0.30m * 0.30m^3}{12} = 6.75 * 10^{-4}m^4$$

Cálculo del radio de giro

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{6.75 * 10^{-4}m^4}{0.30m * 0.30m}} = 0.0866m$$

Chequeo por esbeltez

$$E = \frac{K * Lu}{r}$$

Donde: $K = 2$

$$Lu = 3.35 \text{ m}$$

$$E = \frac{2 * 3.35m}{0.0866m} = 65.82$$

Por lo que es una columna esbelta, al estar en su intervalo.

Carga crítica de una columna (P_c)

Esta carga crítica es la que en dos puntos de inflexión produce pandeo, en la longitud que es la longitud efectiva. Para encontrar la carga crítica de una columna con un extremo libre y el otro empotrado se utiliza la fórmula de Euler siendo la siguiente:

$$P_c = \frac{2 * \pi^2 EI}{(kl_u)^2}$$

$$P_c = \frac{2 * \pi^2 * 15100 * \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2} * 67500 cm^4}}{(2 * 3.35)^2} = 649,487.06 kg \approx 649.49 T$$

Refuerzo en la columna

Se considera que en la columna solo está actuando una carga axial muy pequeña, en comparación con la resistencia de la columna, al tener un valor de $V = 523.07 kg \approx 0.52 T$. De lo anterior se usará el criterio de la sección 10.9.1 del reglamento ACI 318S-2005 que nos indica que el área mínima de refuerzo longitudinal para una columna será el 1% su área gruesa, por lo que se calcula así:

$$A_{s_{min}} = 0.01 * A_g$$

Donde: $A_g =$ área gruesa (cm^2)

$$A_{s_{min}} = 0.01 * 30 cm * 30 cm = 9.00 cm^2$$

Por lo que se propone utilizar 4 varillas No. 6 = 11.40cm²

La carga axial que soporta la columna será:

$$P_u = \phi * (0.85 * f'_c * A_g + A_s * F_y) \quad \phi_{compresión} = 0.65$$

$$P_u = 0.65 \left(0.85 * 210 \frac{kg}{cm^2} * 900cm^2 + 11.40cm^2 * 2810 \frac{kg}{cm^2} \right)$$

$$P_u = 296,436.92kg \approx 296.44T$$

Zapatas

Debido a que la carga que soporta la zapata no es muy grande, se adoptará el peralte mínimo recomendado por el ACI.

Peralte mínimo arriba del refuerzo inferior: 15cm

Recubrimiento mínimo del refuerzo: 7.5cm

Al sumar lo anterior: 22.5cm se adoptara 25 cm de peralte

$$F_{cu} = \frac{U}{(CM + CV)} = \frac{30.00 \frac{kg}{m}}{5.57 \frac{kg}{m} + 11.67 \frac{kg}{m}} = 1.74$$

Carga que soporta la zapata:

$$Fuerza de corte = \frac{V}{2}$$

Donde: V = tensión vertical, 523.07 Kg (T)

$$\text{Fuerza de corte} = \frac{0.52T}{2} = 0.26T$$

$$\text{Peso propio columna} = \gamma_c * A_g * h = 2.4 \frac{T}{m^3} * 0.09m^2 * 3.35m = 0.724T$$

$$\text{Peso propio suelo} = \gamma_s * \text{Desplante} * \text{Área} = 1.6 \frac{T}{m^3} * 0.75 * 0.55 = 0.66T$$

$$\text{Peso propio zapata} = \gamma_c * t * b^2 = 2.4 \frac{T}{m^3} * 0.25 * 0.80^2 = 0.384T$$

$P_z = \text{suma de cargas que actúan bajo la zapata}$

$$P_z = 0.26T + 0.724T + 0.66T + 0.384T = 2.03T$$

$A_z = \text{Área de zapata}$

$$\frac{P_z}{A_z} \leq V_x = \frac{2.03T}{0.80m * 0.80m} = 3.17 \frac{T}{m^2}$$

Se cumple que la relación $\frac{P_z}{A_z}$ es menor al valor soporte del suelo.

La carga última que soporta la zapata es:

$$W_u = \frac{P_z}{A_z} * F_{cu} = 3.17 \frac{T}{m^2} * 1.74 = 5.52 \frac{T}{m^2}$$

Chequeo por corte simple

Se debe cumplir que: $V_a < V_c$

Donde:

V_a = Corte actuante

V_c = Corte resistente

d = Peralte – recubrimiento= 0.25m – 0.08m= 0.17m

$$V_a = W_u * b * t = 5.52 \frac{T}{m^2} * 0.80m * 0.25m = 1.104T$$

$$V_c = \frac{0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d}{1000} = \frac{0.85 * 0.53 * \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}} * 80 * 17}{1000} = 8.87T$$

Como $V_a = 1.10T < V_c = 8.87T$, por lo que resiste el corte simple.

Chequeo por corte punzonante

Se debe cumplir que: $V_c > V_a$

$$V_a = W_u * (\text{Área de zapata} - \text{Área de punzonante})$$

$$V_a = 5.52 \frac{T}{m^2} * (0.80m^2 - (0.30m + 0.17m)^2) = 3.20T$$

$$V_c = \frac{0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * (\text{Perímetro punzonante}) * d}{1000}$$

$$V_c = \frac{0.85 * 0.53 * \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}} * 188 * 17}{1000} = 41.73T$$

Como $V_c = 41.73T > V_a = 1.94T$, por lo se puede concluir que resiste el corte punzonante.

Chequeo por flexión

$$M_u = \frac{W_u * t^2}{2} = \frac{5.52 \frac{T}{m^2} * (0.25m)^2}{2} = 0.1725T - m \approx 172.50kg - m$$

Datos:

M_u = Momento último = 172.50kg-m

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero = 2810kg/cm²

f'_c = Esfuerzo máximo del concreto = 210kg/cm²

d = Peralte = 17cm

b = Base = 100cm

Cálculo del refuerzo mínimo y máximo:

$$\rho_{mín} = \frac{0.40 * 14.1}{F_y} = \frac{0.40 * 14.1}{2810 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$As_{mín} = 0.002 * 100 * 17 = 3.40cm^2$$

Para área de acero la fórmula utilizada es:

$$As = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{Mu * d}{0.003825 * f'_c}} \right] * \frac{0.85 * f'_c}{Fy}$$

$$As = \left[100 * 17 - \sqrt{(100 * 17)^2 - \frac{144.69 * 100}{0.003825 * 210}} \right] * \frac{0.85 * 210}{2810} = 0.34cm^2$$

Como $As_{mín} > As$, se toma $As_{mín} = 3.40cm^2$, usando hierro No. 4 se tiene:

$$S = \frac{0.71cm^2 * 100cm}{3.40cm^2} = 20.88cm$$

Se colocará hierro No. 4, a cada 20c, en ambos sentidos.

Anclaje o muerto

El anclaje o muerto se diseñará de concreto ciclópeo, enterrado con la superficie superior a nivel del terreno. Se utilizará la teoría de ranking para el empuje de tierras.

Datos:

$$H = 1,080.00\text{kg} \approx 1.08\text{T}$$

$$T = 1,200.00\text{kg} \approx 1.20\text{T}$$

$$V = 523.07\text{kg} \approx 0.52\text{T}$$

Donde: $W =$ Peso del muerto
 $F =$ Fuerza de fricción
 $W = \gamma_{cc} * h^3 = 2 * h^3$
 $E =$ Empuje
 $h =$ Ancho= Largo = Altura

$$K = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} = \frac{1 + \text{sen } 30^\circ}{1 - \text{sen } 30^\circ} = 3.00$$

En donde ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo se tomará 30°

$$E = \frac{1}{2} * \gamma_s * h^3 * K = \frac{1}{2} * 1.60 * h^3 * 3.00 = 2.40h^3$$

Chequeo por volteo:

$$\frac{\sum M_{resistente}}{\sum M_{actuantes}} > 1.50$$

$$Mw = \frac{1}{2} * h * w = \frac{1}{2} * h * 2h^3 = h^4$$

$$ME = \frac{1}{3} * h * E = \frac{1}{3} * h * 2.40h^3 = 0.80h^4$$

$$MV = 1.50 * \left(\frac{1}{2} * h * V\right) = 1.50 * \left(\frac{1}{2} * h * 0.39\text{T}\right) = 0.29h$$

$$MH = 1.50 * (h * H) = 1.50 * (h * 0.80T) = 1.20h$$

Comparando $\sum M_{resistente} = \sum M_{actuanes}$

$$h^4 + 0.80h^4 = 0.29h + 1.20h$$

$$1.80h^4 = 1.49h$$

$$h = \left(\frac{1.49}{1.80}\right)^{1/3} = 0.94m$$

Por lo que adoptará 1.00m

Chequeo con $h = 1.00m$:

$$\frac{\sum M_{resistente}}{\sum M_{actuanes}} > 1.50$$

$$M_w = \frac{1}{2} * h * w = \frac{1}{2} * 1.00 * 2 * (1.00)^3 = 1.00T$$

$$M_E = \frac{1}{3} * h * E = \frac{1}{3} * 1.00 * 2.40 * (1.00)^3 = 0.80T$$

$$M_V = \frac{1}{2} * h * V = \frac{1}{2} * 1.00 * 0.39 = 0.20T - m$$

$$MH = h * H = 1.00 * 0.80 = 0.80T - m$$

$$\sum M_{resiste} = \sum M_{actuanes}$$

$$\frac{1.00 + 0.80}{0.20 + 0.80} = 1.80$$

Como $1.80 > 1.50$ chequea por volteo.

Chequeo por deslizamiento:

$$\frac{F + E}{H} > 1.50$$

$$F = M * w = 0.5 * [2 * 1.00^3] = 1.00T$$

$$E = 2.40 * (1.00)^3 = 2.40T$$

$$\frac{(1.00 + 2.40)}{0.80} = 4.25$$

Como $4.25 > 1.50$ chequea por deslizamiento.

Fuerza de viento

La fuerza es igual a la presión del viento por área de contacto.

$$Fuerza\ de\ viento = Presión\ de\ viento * Área\ de\ contacto$$

$$Fuerza\ de\ viento = 73.25 \frac{kg}{m^2} * \left(\frac{1.5'' * 2.54 \frac{cm}{''}}{100 \frac{cm}{m}} * 24m \right) = 66.98kg$$

Factor de seguridad = 1.33

$$Fu = 66.98kg * 1.33 = 89.08kg$$

Los pasos aéreos restantes fueron analizados de la misma forma que el paso aéreo de 24 metros. El armado y detalles finales pueden observarse en la hoja de detalles de pasos aéreos del conjunto de planos mostrados en los anexos.

2.1.11.2 Válvulas

Una válvula es un dispositivo mecánico que interrumpe un flujo mediante la iniciación obstrucción o regulación del fluido (agua), para provocar ciertos efectos hidráulicos en el sistema de tuberías, existen varios tipos diferenciándolos únicamente por su función ya que su mecanismo es muy similar.

2.1.11.2.1 Válvulas de limpieza

Sirve para extraer el material sedimentario que contiene el agua en los puntos más bajos del sistema de tuberías que es en donde se concentra dicho material por su peso en comparación del agua.

2.1.11.2.2 Válvulas liberadoras de aire

Esta válvula tiene como función extraer e introducir aire dentro del sistema a fin de evitar obstrucciones de flujo y presiones negativas dentro de las líneas de tubería. La acumulación de aire se genera en los puntos más altos de las líneas de tuberías.

2.1.11.2.3 Válvula reguladora de presión

Sirven como dispositivos en los puntos calculados donde sea necesario reducir las cargas piezométricas a fin de contemplar el rango dispuesto en 2.1.8. de este informe.

2.1.12 Presupuesto

Tabla XIII. Integración de costos de abastecimiento de agua.

RESUMEN DE COSTOS DIRECTOS								
CONCEPTO	MATERIALES	M.O.	MAQ/EQUIP	TOTAL				
Caja de captación	Q 11,317.11	Q 6,500.00	Q -	Q 17,817.11	\$ 2,227.14			
Línea de conducción	Q 10,097.50	Q 46,475.00	Q -	Q 56,572.50	\$ 7,071.56			
Pasos aéreos	Q 71,919.90	Q 27,000.00	Q -	Q 98,919.90	\$ 12,364.99			
Caja para válvula de aire	Q 1,969.50	Q 1,500.00	Q -	Q 3,469.50	\$ 433.69			
Caja para válvula de limpieza	Q 3,885.00	Q 3,000.00	Q -	Q 6,885.00	\$ 860.63			
Caja para válvula reguladora de presión	Q 2,019.50	Q 1,500.00	Q -	Q 3,519.50	\$ 439.94			
Tanque de distribución	Q 22,452.50	Q 63,500.00	Q -	Q 85,952.50	\$ 10,744.06			
Línea de distribución	Q 10,936.10	Q 42,570.00	Q -	Q 53,506.10	\$ 6,688.26			
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS				Q 326,642.11	\$ 40,830.26			

RESUMEN DE COSTOS INDIRECTOS								
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	TOTAL				
Administración municipal	%	1.7	Q 5,552.92	Q 5,552.92	\$ 694.11			
Administración comunal	%	1.2	Q 3,919.71	Q 3,919.71	\$ 489.96			
Administración ejecutora	%	10	Q 32,664.21	Q 32,664.21	\$ 4,083.03			
Impuestos	%	17	Q 55,529.16	Q 55,529.16	\$ 6,941.14			
Encargado de obra	mes	4	Q 3,000.00	Q 12,000.00	\$ 1,500.00			
Supervisión técnica	mes	4	Q 8,000.00	Q 32,000.00	\$ 4,000.00			
Rotulo y comunicados	unidad	1	Q 2,150.00	Q 2,150.00	\$ 268.75			
TOTAL DE COSTOS INDIRECTOS				Q 143,815.99	\$ 17,977.00			

COSTO TOTAL DEL PROYECTO								
COSTOS DIRECTOS				Q 326,642.11	\$ 40,830.26			
COSTOS INDIRECTOS				Q 143,815.99	\$ 17,977.00			
COSTO TOTAL DEL PROYECTO				Q 470,458.10	\$ 58,807.26			

CUATROCIENTOS SETENTA MIL CUATROCIENTOS CINCUENTA Y OCHO QUETZALES CON DIEZ CENTAVOS

COSTO DIRECTO DEL METRO LÍNEAL DE TUBERÍA	Q 192.14	
	\$ 24.02	

Fuente: elaboración propia en base a cálculos realizados.

Tabla XIV. Cronograma de ejecución de abastecimiento de agua.

DESCRIPCION	MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	Por.	Subtotal
Caja de captacion	■				0.12	Q 57,866.35
Linea de conduccion	■	■			0.15	Q 70,568.72
Pasos aereos	■	■	■		0.21	Q 98,796.20
Caja para valvula de aire		■	■		0.05	Q 23,522.91
Caja para valvula de limpieza		■	■		0.05	Q 23,522.91
Caja para valvula reguladora de presion		■	■		0.05	Q 23,522.91
Tanque de distribucion		■	■	■	0.25	Q 117,614.53
Linea de distribucion		■	■	■	0.12	Q 55,043.60
COSTO POR MES	Q 84,682.46	Q 103,500.78	Q 150,546.59	Q 131,728.27	1	Q 470,458.10
COSTO TOTAL DEL PROYECTO	Q 470,458.10				100%	Q 470,458.10

CUATROCIENTOS SETENTA MIL CUATROCIENTOS CINCUENTA Y OCHO QUETZALES CON DIEZ CENTAVOS

Fuente: elaboración propia en base a cálculos realizados.

2.1.13 Tarifa de servicio

Dado que el sistema diseñado es un sistema forzado por gravedad, el recurso de energía no está limitado por dispositivos ni por otros aspectos que involucren consumo de energía, ya que solo necesitará gastos mantenimiento y cloración, la municipalidad dispuso aplicar la tarifa establecida para las áreas que ya cuentan con el servicio a fin de mantener el balance entre tarifas, la cual quedó establecida en Q.30.00.

2.1.14 Evaluación del impacto ambiental inicial

El impacto ambiental se puede definir como la alteración o modificación de las condiciones naturales del ambiente, producido por la actividad humana, en términos de ingeniería debe de evitarse en lo menos posible la degradación de los recursos naturales por lo importante que la naturaleza representa en la vida del ser humano.

Para el proyecto de la introducción del agua potable en la aldea Las Cañas no se producirá ninguna alteración tanto en la fuente como en las líneas de tuberías, por ser un sistema de tubos enterrados y pasos aéreos empotrados por lo que no requiere trabajos que perjudiquen al medio ambiente.

Tabla XV. Cuadro de impactos ambientales.

No.	Aspecto Ambiental	impacto ambiental	Tipo de impacto ambiental	Indicar los lugares de donde se espera se generen los impactos ambientales	Manejo ambiental Indicar qué se hará para evitar el impacto al ambiente, trabajadores y/o vecindario.
1	Aire	Gases o partículas (polvo, vapores, humo, hollín, monóxido de carbono, óxidos de azufre, etc.)	Levantamiento de pequeñas cantidades de partículas de polvo y de cemento Portland en la construcción del proyecto.	En los lugares en donde se construirá dicho proyecto.	Dar un manejo adecuado al cemento y humedecer si es necesario en las áreas a excavar.
		Ruido	No aplica	No aplica	No aplica porque es una construcción nueva y no va a generar ningún tipo de ruido que pueda causar una contaminación ambiental a través de ruidos.
		Vibraciones	No aplica	No aplica	No aplica porque es una construcción nueva, y de dimensiones pequeñas.
		Olores	No aplica	No aplica	No aplica para este proyecto porque es un proyecto de infraestructura.
2	Agua	Abastecimiento de agua	Generación de gran cantidad de aguas residuales por el uso desmedido del agua.	En la comunidad que se va a abastecer.	Se utilizará únicamente la cantidad de agua necesaria, tanto para la construcción como para el consumo de la comunidad beneficiada, a través de una dotación diaria y de un control de acceso y de cuidado a las fuentes de agua.
		Aguas residuales Ordinarias (aguas residuales generadas por las actividades domésticas)	Cantidad: el porcentaje de retorno estipulado según la dotación asignada a cada persona	En el ambiente de la comunidad que se va a abastecer.	Conducir el agua residual hacia un punto de desfogeo asignado, en donde no sea fuente de infecciones ni contaminación.

Continuación

		Aguas residuales Especiales (aguas residuales generadas por servicios públicos municipales, actividades de servicios, industriales, agrícolas, pecuarias, hospitalarias)	Cantidad: No aplica	Descarga: No aplica	No aplica para esta construcción
		Mezcla de las aguas residuales anteriores	Cantidad: No aplica	Descarga: No aplica	No aplica para esta construcción
		Agua de lluvia	Captación No aplica	Descarga: No aplica	No aplica para esta construcción
3	Suelo	Desechos sólidos (basura común)	Cantidad: los producido por los materiales de construcción.	En toda el área de construcción del proyecto	Recolectar todos los desechos sólidos producidos, y trasportarlos al depósito de basura de la comunidad.
		Desechos Peligrosos (con una o mas de las siguientes características: corrosivos, reactivos, explosivos, tóxicos, inflamables y bioinfecciosos)	Cantidad: No aplica	Disposición No aplica	No aplica para esta construcción
		Descarga de aguas residuales (si van directo al suelo)	No aplica	No aplica	No aplica para esta construcción
		Modificación del relieve o topografía del área	No aplica	No aplica	No aplica para esta construcción
4	Biodiversidad	Flora (árboles, plantas)	No aplica	No aplica	No aplica para esta construcción
		Fauna (animales)	No aplica	No aplica	No aplica para esta construcción
		Ecosistema	No aplica	No aplica	No aplica para esta construcción

Continuación

5	Visual	Modificación del paisaje	No aplica	No aplica	No aplica para esta construcción
6	Social	Cambio o modificaciones sociales, económicas y culturales, incluyendo	No aplica	No aplica	No aplica para esta construcción

2.1.15 Valor Presente Neto (VPN)

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

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

Cuando el VPN es menor que cero implica que hay una pérdida a una cierta tasa de interés, mientras que por el contrario si el VPN es mayor que cero se presenta una ganancia, cuando el VPN es igual a cero se dice que el proyecto es indiferente. Al ser un método que tiene en cuenta el valor tiempo de

dinero, los ingresos futuros esperados, como también los egresos, son a la fecha del inicio del proyecto.

Para el proyecto de abastecimiento de agua para la comunidad Las Cañas, requiere la inversión inicial del costo total del proyecto siendo Q. 470,458.10, teniendo únicamente los ingresos anuales de la forma siguiente: 44 viviendas * Q30.00 * 12 meses = Q. 15,840.00 y con valor de rescate nulo, con tasa de interés 5% anual para 20 años.

$$VPN = -Q470458.10 + Q15840.00(P/A, 5\%, 20)$$

$$VPN = -Q470458.10 + Q15840.00 * \left(\frac{(1 + 0.05)^{20} - 1}{0.05 * (1 + 0.05)^{20}} \right)$$

$$VPN = -Q470458.10 + Q15840.00 * (12.4622) = -Q273056.85$$

Como se puede observar, el valor presente neto de este proyecto es negativo, es decir que no produce utilidad alguna; puesto que es de carácter social y su objetivo es promover el desarrollo para la comunidad Las Cañas, con el saneamiento adecuado y la reducción de enfermedades.

2.1.16 Tasa Interna de Retorno (TIR)

La tasa interna de retorno (TIR) es igual a la suma de los ingresos actualizados, con la suma de los egresos actualizados igualando al egreso

inicial, también se puede decir que es la tasa de interés que hace que el VPN del proyecto sea igual a cero. Este método consiste en encontrar una tasa de interés en la cual se cumplen las condiciones buscadas en el momento de iniciar o aceptar un proyecto de inversión.

La TIR es aquélla tasa que está ganando un interés sobre el saldo no recuperado de la inversión en cualquier momento de la duración del proyecto, es el método más utilizado para comparar alternativas de inversión y se obtiene del valor presente.

Para la TIR, el proyecto es rentable cuando la TIR es mayor que la tasa de costo de capital, dado que se ganará más ejecutando el proyecto, que efectuando otro tipo de inversión.

El modelo matemático es el siguiente:

$$I = (VP - VR) * Crf + (VR * i) + D$$

Donde:

I = Ingresos

VP = Valor presente

VR = Valor de rescate

Crf = Factor de recuperación de capital

i = Tasa de interés

D = Desembolsos

El cálculo de la TIR consiste en prueba y error se comienza con una tasa tentativa de actualización y con el mismo se trata de calcular un valor actual neto, se calcula hasta que sufra un cambio de signo el (VP). Después continúa a través de la siguiente fórmula:

$$i = \left(\frac{\text{Resultado de la 1}^{\text{era. prueba}}}{\text{Valor presente}} \right) * 100$$

$$i = \left(\frac{\text{Última tasa}}{\text{Trabajada}} \right) + \left(\frac{\text{Resultado de la última prueba}}{\text{Valor presente}} \right) * 100$$

$$TIR = \frac{\text{Tasa anterior}}{\text{Trabajada}} + \left(\frac{\text{Resultado tasa anterior}}{\text{Tasa anterior} - \text{última tasa}} \right) * \left(\frac{\text{Diferencia}}{\text{Tasas trabaajadas}} \right)$$

Para el proyecto se tiene para inversión I = Q. 470,458.10 y producir un beneficio anual de Q. 15,8400.00, con vida de servicio de 20 años.

$$VP_{3\%} = -Q470458.10 + Q15840.00 * (P/A, 3\%, 20)$$

$$VP_{3\%} = -Q470458.10 + Q15840.00 * (14.8775) = -Q234798.50$$

$$VP_{1\%} = -Q470458.10 + Q15840.00 * (P/A, 1\%, 20)$$

$$VP_{1\%} = -Q470458.10 + Q15840.00 * (18.0456) = -Q184615.79$$

Al igual que la evaluación del valor presente neto al final en conclusión se tienen pérdidas para el proyecto de agua para la comunidad Las Cañas, porque con ninguna tasa de interés se pueden tener ganancias, pero se justifica al ser un proyecto de beneficio social. Es decir es un proyecto del sector Público que tiene como objetivo principal, proveer servicios a la ciudadanía, buscando el bienestar público y no las ganancias.

2.1.17 Análisis de vulnerabilidad

2.1.17.1 Sismos

Según su magnitud los sismos pueden producir fallas en las rocas, en el subsuelo, hundimientos de la superficie del terreno, derrumbes, deslizamientos de tierra y avalanchas de lodo, pueden producir destrucción y otros daños directos en cualquier parte de los sistemas de abastecimiento de agua.

La magnitud y característica de los daños estará usualmente relacionada con:

- La magnitud del sismo y la extensión geográfica que cubre.
- El diseño de las obras, su calidad constructiva, su mantenimiento y estado real a la fecha del desastre.

- La calidad del terreno donde se sitúan las obras y también el de la zona adyacente ya que existe la posibilidad de que las obras mismas resistan al sismo, pero un deslizamiento de tierras adyacentes podría causar daños por efecto en cadena del terreno, lo cual podría dañar las tuberías de agua potable, estas se constituyen bajo el nivel del suelo; luego se rellenan, por lo que no están usualmente a la vista. Las estructuras enterradas reaccionan, frente a un sismo, de manera distinta que los edificios o estructuras sobre el nivel del suelo.

En las obras sobre el nivel del suelo, que en su mayor parte están a la vista, la operación visual de los daños es casi desde el momento de producir un sismo. En estas obras, la resistencia de la estructura depende de la relación entre su rigidez y su masa, mientras que para las tuberías enterradas no es relevante la masa, sino principalmente las deformaciones del terreno producidas por el movimiento telúrico; es importante mencionar que se puede esperar menores daños en las tuberías relativamente mas flexibles como el PVC.

Algunos de los efectos que pueden ser esperados en caso de sismos, en los sistemas de agua potable son:

- Destrucción total o parcial de las estructuras de la captación conducción, almacenamiento y distribución.
- Fallas en muros, piso, loza o en uniones de dichos elementos, así como en las entradas o salidas de las tuberías. Estas fallas pueden

variar desde las fácilmente reparables, hasta las que implican reconstruir totalmente la obra.

- Ruptura de las tuberías de conducción, distribución y daños en las uniones entre tuberías, o con el tanque de distribución o las diferentes obras de arte, por consiguiente pérdidas de agua.
- Variación en el nivel freático y en caudales.
- Alteración de la calidad del agua por deslizamientos.
- Cambio del sitio de afloración del agua en manantiales.
- Hundimientos del suelo en el perímetro del pozo, con daños de leves a graves; colapso y pérdida total del pozo.

2.1.17.2 Huracanes

La vulnerabilidad a los huracanes esta muy influenciada por el tipo de construcción, la intensidad de los vientos huracanados puede ser modificada por la topografía del área adyacentes al sitio de interés; los efectos o daños que pueden causar los huracanes radican principalmente en obras sobre el nivel del suelo. El riesgo aumenta en relación directa con la altura de las obras y con la superficie expuesta al viento; los daños dependen de la resistencia al viento con que hayan sido construidas las obras.

Los daños que pueden ser causados debido a ese tipo de fenómenos, son:

- Daño total y parcial en: obras de arte del sistema, debido a la fuerza de los vientos.
- Ruptura de tuberías, en pasos expuestos, tales como ríos y quebradas, debido a correntadas, sismo en zonas montañosas provocado por deslizamiento de suelos.
- Contaminación del agua en tanques y tuberías.
- Falla en las tuberías y estructuras por asentamientos de terreno, debido a inundaciones.

2.1.17.3 Inundaciones

Este es un fenómeno natural que tiene como origen la lluvia, el crecimiento anormal del nivel del mar, la fusión de la nieve en gran volumen o en combinación de estos fenómenos. La precipitación que cae en una zona determinada es el resultado de una serie de factores que influyen sobre la lluvia, tal como:

- La altitud: de manera general se puede indicar que la precipitación disminuye con la altitud porque la disminución de temperatura hace crecer la humedad atmosférica.

- Distancia a la fuente de humedad: mientras más cercana se encuentre la zona a fuentes de humedad como mar, lagos, entre otros, existirá mayor posibilidad de lluvias.
- Presencia de montañas: el ascenso orográfico favorece la precipitación. Así, en una cadena montañosa ocurren precipitaciones más pesadas o intensas en las laderas expuestas a los vientos, cayendo solo trazas de lluvia en la ladera no expuesta de las montañas.

2.2 Diseño del puente vehicular para la aldea Mayuelas, Gualán, Zacapa

2.2.1 Descripción del proyecto

La realización del diseño del puente vehicular que comunica a la aldea Mayuelas y el municipio de Gualán, por una vía secundaria, se hizo con base a especificaciones técnicas para nuestro medio (Dirección General de Caminos). Se procedió al diseño de un puente de 20.10 m que atraviesa el río Mayuelas, puente que se dispondrá de concreto armado, diseñado para una carga de camión de diseño **H 15-44** con una vía en ambos sentidos.

2.2.2 Estudio hidrológico

El estudio hidrológico se basa en muchos factores que generalmente son datos muy minuciosos en su forma de obtención, dicho estudio nos da una comparación de las diferentes crecidas que pueden afectar a las bases de cimentación de un puente o llegar a alturas que afecten la superestructura. Como un dato significativo puede obtenerse una idea de este comportamiento considerando la suposición básica de que el río se comporta como un canal hidráulico natural, por lo que pueden determinarse estos factores con la fórmula de Manning como se ve a continuación.

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

Donde:

Q = Caudal

n = Coeficiente de rugosidad

R = Radio hidráulico = área/perímetro mojado

S = Pendiente

A = Área de la sección

A partir de medición directa sobre curvas de nivel del plano 1/3 (ver anexo) se obtiene:

Pendiente:	0.077
Área de la sección:	17.06 m ²
Perímetro mojado:	16.37 m
Rugosidad:	0.30

Cálculo del caudal máximo:

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

$$Q = \frac{1}{0.3s} \left(\left(\frac{17.06m^2}{16.37m} \right)^{2/3} * (0.077)^{1/2} \right) * 17.06m^2$$

$$Q = 15.44 \frac{m^3}{s}$$

2.2.3 Estudio de suelos

Sobre las muestras obtenidas en los reconocimientos se realizan diversos ensayos, que pueden clasificarse en ensayos de identificación y ensayos de evaluación de comportamiento, que para el diseño de puentes solo es necesario el de capacidad de carga.

Los ensayos de identificación pueden ser básicos (granulometría y plasticidad). Por su parte, los ensayos de caracterización del comportamiento en puentes es el de capacidad de carga.

2.2.3.1 Granulometría

La granulometría de un suelo es quizá la propiedad más característica de un suelo, hasta el punto de que el propio lenguaje geotécnico distingue los suelos, según el tamaño de las partículas: grava, arena, arcilla, limo, etc. En ingeniería, y por razones mencionadas, es necesario determinar la granulometría cuantitativamente conociendo la proporción en la que intervienen los distintos tamaños de partículas en una porción de suelo. La facilidad de la medida de esta propiedad hace que sea la más empleada en la clasificación de suelos.

La representación gráfica de estas fracciones se realiza por razones prácticas en ejes semilogarítmicos, con los tamaños en un eje de abscisas logarítmico y los porcentajes pasantes en un eje de ordenadas lineal.

2.2.3.2 Límites de Atterberg

La plasticidad de un suelo depende de su humedad y de la naturaleza de sus posibles componentes arcillosos. En lo referente al contenido de agua, esto es intuitivo si se consideran dos estados límites: suelo disuelto en agua y suelo totalmente seco. El primero tiene un comportamiento no plástico, sino viscoso, mientras que un suelo totalmente seco es frágil y no presenta plasticidad. Entre ambos extremos hay todo un rango de situaciones intermedias. Así, pues, la plasticidad en sí no es una propiedad intrínseca del suelo al depender de la humedad, pero sí son las humedades de las que es preciso dotar a este suelo para alcanzar una cierta consistencia.

Con los límites líquido y plástico se obtiene un índice útil para el estudio de los suelos, llamado índice plástico, su expresión es la siguiente.

$$IP = LL - LP$$

Donde:

IP = Índice plástico

LL = Límite líquido

LP = Límite plástico

Tabla XVI. Clasificación de los suelos por su plasticidad

INDICE PLASTICO (IP)	PLASTICIDAD DEL SUELO
$IP = 0$	No plástico
$0 < IP < 7$	Baja plasticidad
$7 < IP < 17$	Mediana plasticidad
$IP > 17$	Alta plasticidad

Adaptado de: Carlos Kraemer, **Ingeniería de Carreteras**, tomo II, pág. 34.

2.2.3.3 Capacidad de carga

Los resultados de la teoría de la elasticidad se emplean frecuentemente para calcular los esfuerzos producidos en una masa de suelo por las cargas aplicadas exteriormente. Esta teoría parte de la hipótesis de que el esfuerzo es proporcional a la deformación. La mayoría de las soluciones más útiles de esta teoría suponen también que el suelo es homogéneo e isótropo, para calcular la capacidad del suelo, se hizo por medio del método de capacidad de carga de Terzaghi.

$$q_u = 1.3CN_c + \gamma D_f N_q + 0.4B\gamma N_\gamma$$

Donde:

q_u = Capacidad de carga del suelo

C = Cohesion del suelo = 11.80 Ton/m^2

N_x = Factores de capacidad de carga de Terzaghi

γ = Peso específico del suelo = 1.3 Ton/m^3

D_f = Desplante de cimentacion = $5m$

B = 1m de base

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo = 30°

Los factores de capacidad de carga se pueden encontrar mediante las siguientes expresiones, en función del ángulo de fricción interna, resultado de los datos de la prueba de laboratorio (ver anexo).

$$N_c = e^{2\left(\frac{3\pi - \phi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan(\phi)} = e^{2\left(\frac{3\pi - 30}{4} - \frac{30}{2}\right)\tan(30)} = 37.16$$

$$N_q = 2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}\right) = 22.46$$

$$N_\gamma = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi - \phi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan(\phi)}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)} = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi - 30}{4} - \frac{30}{2}\right)\tan(30)}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}\right)} = 19.32$$

Sustituyendo los valores encontrados, entonces:

$$q_u = 1.3 * 11.8 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * 37.16 + 1.30 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} * 5.0\text{m} * 22.46 + 0.4 * 1\text{m} * 1.30 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} * 19.32$$

$$q_u = 726.00 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Por razones de seguridad es necesario un factor de seguridad F_s para reducir la carga de falla, entonces:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_s}$$

$$q_{adm} = \frac{726 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}}{6}$$

$$q_{adm} = 121.0 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

2.2.4 Diseño estructural

La característica particular más importante de cualquier elemento estructural es su resistencia real, la cual debe ser lo suficientemente elevada para resistir, con algún margen de reserva, todas las cargas previsibles que puedan actuar sobre aquél durante la vida de la estructura, sin que se presente falla o cualquier otro inconveniente.

Un elemento diseñado debe demostrar un comportamiento satisfactorio bajo las cargas normales de servicio, y también así, aquellas fuerzas eventuales como las fuerzas inerciales de movimientos sísmicos.

2.2.4.1 Selección del sistema estructural

Esta selección depende de la vida útil y longitud del claro, por lo que las exigencias del lugar, la accesibilidad y la disposición del material y mano de obra se determino el diseño de un puente de concreto armado.

2.2.4.2 Análisis estructural

El análisis estructural es la determinación de las reacciones para las sollicitaciones de carga como las gravimétricas vivas y muertas, así como también las inerciales producidas por el sismo.

Este análisis está basado en la suposición de barras y nudos dispuestos de tal manera que puedan funcionar seguro y eficientemente, y así poder aplicar los preceptos de ingeniería estructural como se verá en el diseño de cada elemento estructural a continuación.

En el análisis estructural de un puente, debe tenerse en cuenta que la carga que va a afectar a la estructura, tanto vivas móviles como muertas de peso considerable dependiendo si es una carga de pista o una carga de camión, esta determinación la genera el planificador dependiendo de las características viales en que se diseñe.

2.2.4.3 Líneas de influencia

La línea de influencia puede definirse como la gráfica cuyas ordenadas representan la magnitud y el carácter o sentido de cierta función o efecto en una estructura, a medida que una carga unitaria móvil se desplaza a lo largo de la misma, y se utiliza primordialmente para calcular ciertas fuerzas y determinar posiciones de cargas vivas que produzcan fuerzas críticas o máximas.

2.2.5 Diseño de superestructura

2.2.5.1 Diseño de losa

El tablero se dispuso mediante losas compuestas por concreto armado y son los elementos que soportan las cargas provocadas por el paso del tráfico, bajo consideraciones de AASHTO.

Datos de diseño de losa:

Carga de camión:	H 15-44
Espesor:	0.18 m
Recubrimiento:	0.05 m
No de apoyos (vigas):	3
Luz libre entre apoyos:	1.62 m
Pendiente transversal:	2%
Resistencia del concreto:	210 kg/cm²
Resistencia del acero:	2810 kg/cm²

El momento por carga viva puede determinarse mediante la siguiente expresión, considerando que esta ecuación es aplicable para losas con refuerzo perpendicular al sentido del tráfico.

$$M_{cv} = 0.80 \left(\frac{S + 0.61}{32} \right) P$$

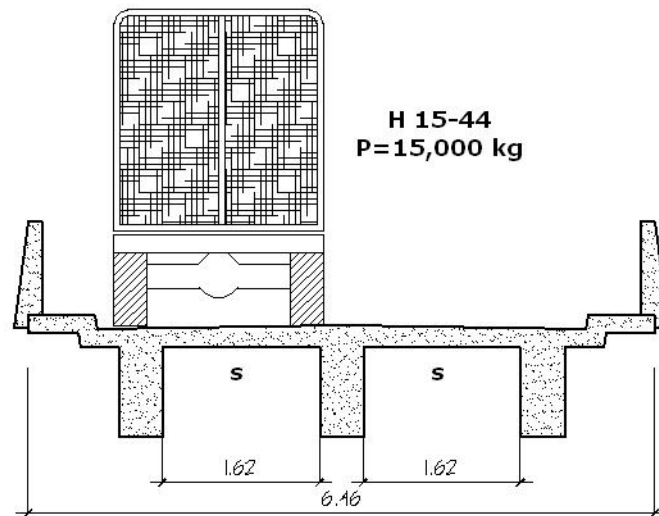
Donde:

M_{cv} = Momento por carga viva

S = Luz libre entre apoyos

P = Carga del eje trasero del camión de diseño

Figura 5. Carga viva en losa



Cálculo de momento por carga viva:

$$M_{cv} = 0.80 \left(\frac{S + 0.61}{32} \right) P$$

$$M_{cv} = 0.80 \left(\frac{1.62m + 0.61m}{32} \right) (0.8 * 15000kg)$$

$$M_{cv} = 669.00kg - m \approx 670kg - m$$

El incremento del momento por fuerza de impacto provocada por carga viva puede determinarse por medio de la ecuación siguiente:

$$I = \frac{15.24}{L + 38} \leq 30\%$$

Donde:

I = Incremento por fuerza de impacto

L = Longitud del puente

Cálculo del incremento de momento por fuerza de impacto:

$$I = \frac{15.24}{L + 38} \leq 30$$

$$I = \frac{15.24}{20.11 + 38} \leq 30$$

$$I = 26\% \leq 30\% \quad \text{OK}$$

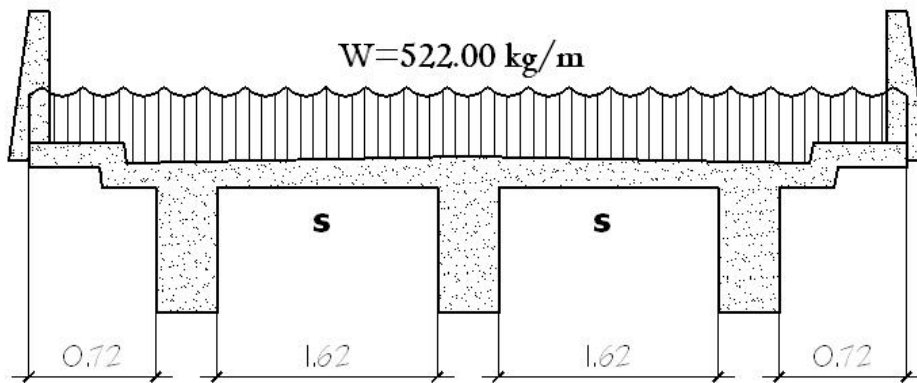
Para el cálculo del momento producido por cargas gravimétricas permanentes solamente está involucrado el peso de las losas y el peso de las barandas, por lo tanto el peso lineal para una franja de un metro de longitud puede calcularse así:

w_{cm} = Peso de la losa + Peso de baranda

$$w_{cm} = 2400.00 \frac{kg}{m^3} * 0.18m * 1.00m + 90.00 \frac{kg}{m}$$

$$w_{cm} = 522.00 \frac{kg}{m}$$

Figura 6. Carga muerta en losa



Para el cálculo de los momentos se pueden determinar por los factores de momento en las zonas centrales y la parte en voladizo como se muestra a continuación:

$$M_{cm,voladizo} = \frac{w_{cm} S^2}{2}$$

$$M_{cm,voladizo} = \frac{522.00 \frac{kg}{m} * (0.72m)^2}{2}$$

$$M_{cm,voladizo} = 135.30kg - m$$

$$M_{cm,centro} = \frac{w_{cm} S^2}{10}$$

$$M_{cm,centro} = \frac{522.00 \frac{kg}{m} * (1.62m)^2}{10}$$

$$M_{cm,centro} = 136.99kg - m \approx 140kg - m$$

Una vez obtenidos todos los momentos que intervienen en la losa es posible calcular el momento último de diseño.

$$M_u = 1.3 \left[M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} * (1 + I)) \right]$$

$$M_u = 1.3 \left[140kg - m + \frac{5}{3} (670kg - m * (1 + 0.26)) \right]$$

$$M_u = 2011.10kg - m$$

Cálculo del área de acero requerida:

$$A_s = \left(bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u b}{0.003825 f'_c}} \right) \left(\frac{0.85 f'_c}{f_y} \right)$$

Donde:

A_s = Área de acero requerida

b = Base de la viga

d = Peralte de la viga

M_u = Momento último

f'_c = Resistencia del concreto a los 28 días

f_y = Fluencia del acero

Por lo tanto:

$$A_s = \left(100cm * 13cm - \sqrt{(100cm * 13cm)^2 - \frac{2011.10kg - m * 100cm}{0.003825 \frac{m}{cm} * 210 \frac{kg}{cm^2}}} \right) \left(\frac{0.85 * 210 \frac{kg}{cm^2}}{2810 \frac{kg}{cm^2}} \right)$$

$$A_s = 6.36cm^2$$

Cuantía máxima y mínima de acero requerido:

$$\rho_{\max} = 0.5\rho_b, \text{ y } \rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} * \frac{6090}{f_y + 6090}$$

Donde:

ρ_{\max} = Cuantía máxima de acero

0.5 = Porcentaje de reducción para una zona sísmica

ρ_b = Cuantía para una falla balanceada

β_1 = Factor de profundidad del bloque de esfuerzos

f'_c = Resistencia del concreto a los 28 días

f_y = Fluencia del acero

Entonces:

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} * \frac{6090}{f_y + 6090}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 * 0.85 * 210 \frac{kg}{cm^2}}{2810 \frac{kg}{cm^2}} * \frac{6090 \frac{kg}{cm^2}}{2810 \frac{kg}{cm^2} + 6090 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$\rho_b = 0.0369$$

Área máxima de acero:

$$\rho_{\max} = 0.5\rho_b$$

$$A_{s,\max} = bd\rho_{\max}$$

$$\rho_{\max} = 0.5 * 0.0369$$

$$A_{s,\max} = 100cm * 13cm * 0.0185$$

$$\rho_{\max} = 0.0185$$

$$A_{s,\max} = 24.05cm^2$$

Área mínima de acero:

$$A_{s,\min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} bd$$
$$A_{s,\min} = \frac{0.25\sqrt{280}}{2,810} * 100cm * 13cm \quad \text{ó} \quad A_{s,\min} = \frac{14.1}{2,810} * 100cm * 13cm$$
$$A_{s,\min} = 1.93cm^2 \qquad A_{s,\min} = 6.53cm^2$$

Entonces como:

$$A_{s,\min} \leq A_s \leq A_{s,\max}$$

$$6.53cm^2 \geq 6.36cm^2 \leq 24.05cm^2$$

El espaciamiento requerido es:

$$100cm \rightarrow A_s = 6.53cm^2$$

$$S \rightarrow A_s = 1.27cm^2 (\text{No } 4)$$

$$S = \frac{100cm * 1.27cm^2}{6.53cm^2} = 19.45cm \approx 20.00cm$$

Cálculo del área de acero por temperatura, en la cama superior e inferior del sentido paralelo a la dirección del tráfico:

$$A_{st} = 0.0018bt$$

$$A_{st} = 0.0018 * 100cm * 13cm$$

$$A_{st} = 2.34cm^2$$

El espaciamiento requerido es:

$$100cm \rightarrow A_{st} = 2.34cm^2$$

$$S \rightarrow A_{st} = 0.71cm^2 (\text{No } 4)$$

$$S = \frac{100cm * 0.71cm^2}{2.34cm^2} = 30.34cm \approx 30.00cm$$

Cálculo del área de acero en la cama superior en el sentido transversal al tráfico, según AASHTO el área debe ser la siguiente:

$$A_{st} = \frac{121}{\sqrt{S}} \leq 67 \%$$

Donde:

A_{sl} = Área de acero paralelo al tráfico

S = Luz efectiva entre apoyos

Entonces:

$$A_{sl} = \frac{121}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

$$A_{sl} = \frac{121}{\sqrt{1.62m}} \leq 67\%$$

$$A_{sl} = 95.06 > 67\% \quad \text{usar } 67\%$$

Por lo tanto:

$$A_{sl} = A_s * 67\%$$

$$A_{sl} = 6.36cm^2 * 67\%$$

$$A_{sl} = 4.26cm^2$$

El espaciamiento requerido es:

$$100cm \rightarrow A_{sl} = 4.26cm^2$$

$$S \rightarrow A_{sl} = 0.71cm^2 \text{ (No 3)}$$

$$S = \frac{100cm * 0.71cm^2}{4.26cm^2} = 16.67cm \approx 15.00cm$$

2.2.5.2 Sistema de vigas

Como soporte del tablero se dispone de elementos que por su forma de colocación trabajan como elementos a flexión (vigas), de los cuales para este diseño se dispusieron de tres elementos.

Datos de Diseño de vigas:

Carga de camión:	H 15-44
Recubrimiento:	0.05 m
No de apoyos (vigas):	3
Luz eficaz:	20.10
Longitud de vigas:	19.40 m
Luz libre entre apoyos:	18.30 m
Área de la sección transversal del puente:	2.56 m²
Resistencia del concreto:	280 kg/cm²
Resistencia del acero:	4210 kg/cm²

El cálculo del espesor de viga puede determinarse como se muestra a continuación, para no chequear las deflexiones y considerando que es una viga simplemente apoyada, según el ACI.

$$h = \frac{l_n}{16}$$

Donde:

h = Peralte de viga

l_n = Luz libre

Cálculo del peralte

$$h = \frac{l_n}{16}$$

$$h = \frac{18.30m}{16}$$

$$h = 1.14m \approx 1.10m$$

La base de la viga se puede calcular como se muestra a continuación, considerando que se pueden despreciar los efectos de alabeo.

$$b = \frac{2}{5} h$$

Donde:

b = Base de la viga

h = Peralte de viga

Cálculo de la base

$$b = \frac{2}{5} h$$

$$b = \frac{2}{5} 1.10m$$

$$b = 0.44m \approx 0.45m$$

Cálculo del momento por carga muerta.

Por medición geométrica se puede encontrar el área de la sección del puente, incluyendo el peso propio de losas, aceras y vigas, considerando individualmente el peso de la baranda, como se muestra a continuación.

$$w_{cm} = 2400 \frac{kg}{m^3} 2.56m^2 + 2 * 90 \frac{kg}{m}$$

$$w_{cm} = 6324 \frac{kg}{m}$$

Y como la sección transversal del puente es perfectamente simétrica se puede demostrar que un tercio de la carga será repartida en cada viga.

$$w_{cm,viga} = \frac{1}{3} * 6324 \frac{kg}{m}$$

$$w_{cm,viga} = 2108 \frac{kg}{m}$$

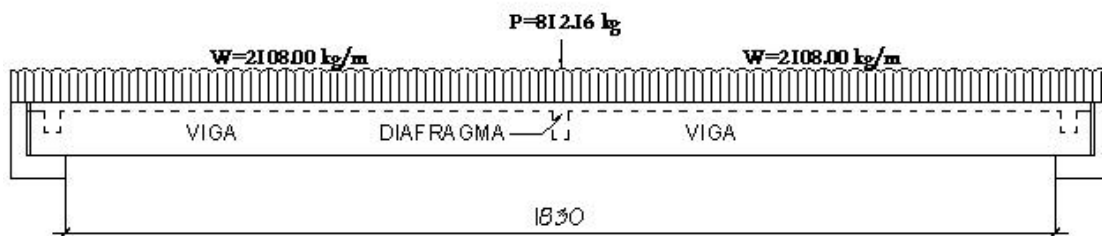
Cálculo del momento máximo producido por la carga muerta, considerando que el diafragma interior provocara una carga puntual en el centro de la viga, para los diafragmas exteriores se puede asumir que su carga está afectando directamente en los apoyos, considerando que la altura del diafragma en consideración se le debe restar el espesor de losa que ya está integrado en el cálculo de la losa.

$$P_{diafragma} = \frac{1}{3} * 0.60m * 0.30m * 5.64m * 2400 \frac{kg}{m^3} = 812.16kg$$

Diseño para las solicitaciones a flexión:

Es posible demostrar por medio de los principios de la mecánica y preceptos de ingeniería, que el momento máximo sobre un elemento horizontal con apoyos simples como se muestra en la figura 4 es:

Figura 7. Carga muerta de flexión y corte en viga



$$M_{cm} = \frac{w_{cm} l_n^2}{8} + \frac{P_{cm} l_n}{4}$$

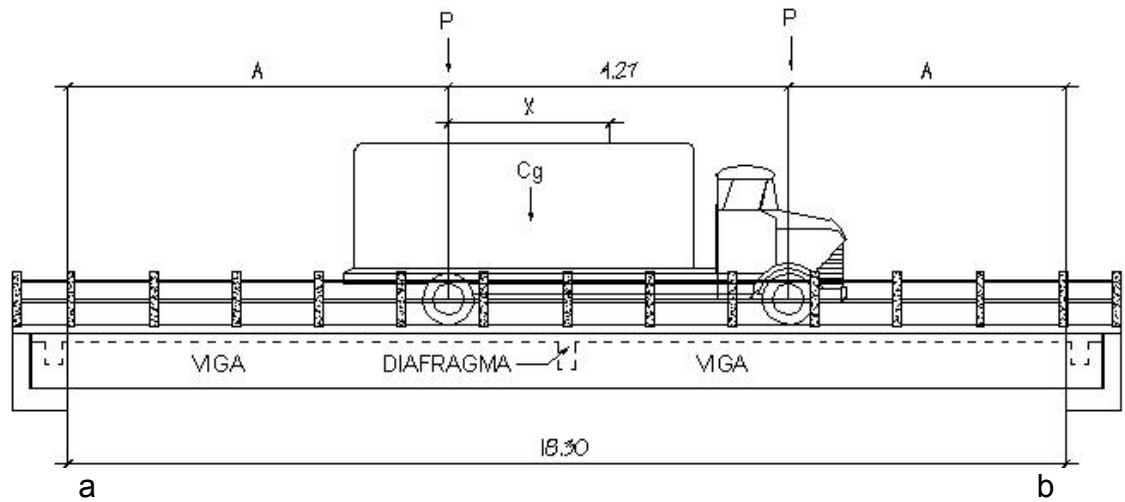
$$M_{cm} = \frac{2108 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (18.30\text{m})^2}{8} + \frac{812.16\text{kg} * 18.30\text{m}}{4}$$

$$M_{cm} = 91959.147\text{kg} - \text{m} \approx 92000\text{kg} - \text{m}$$

Cálculo del momento por carga viva.

En el cálculo del momento por carga viva se debe de considerar que el momento de diseño máximo será producido justamente cuando el centro de gravedad del camión de diseño se encuentra lo más alejado del apoyo mas próximo y la máxima carga producida por el camión se encuentre lo mas alejado del otro apoyo.

Figura 8. Carga viva de flexión en viga



$$\sum M_{cg} = 0$$

$$2A + x + (4.27m - x) = 18.20m$$

$$12000kgx - 3000kg(4.27m - x) = 0 \quad Y$$

$$A = 7.11m$$

$$x = 0.85m$$

Ahora realizando sumatoria de momentos en el apoyo "a" es posible encontrar las reacciones de los apoyos como se muestra a continuación.

$$\sum M_{Ra} = 0$$

$$115000kg(7.11m + 4.27m - 0.85m) - 18.30kgR_b = 0$$

$$R_b = 8627.87kg \quad \therefore \quad R_a = 6372.13kg$$

El momento producido por la carga viva se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$M_{cv} = R_b(A + x) - Px$$

$$M_{cv} = 8627.87kg(7.11m + 0.85m) - 12000kg * 0.85m$$

$$M_{cv} = 58477.85kg - m \approx 58500kg - m$$

El incremento por carga viva es entonces:

$$I = \frac{15.24}{20.10 + 38} \leq 30$$

$$I = \frac{15.24}{20.10 + 38} \leq 30$$

$$I = 27\% \leq 30\% \quad \text{OK}$$

Es necesario conocer también el factor de distribución para la viga interna y externa. Según AASHTO el factor de distribución para puentes de dos vías es:

$$F_d = \frac{S}{1.83}, \text{ donde: } S = \text{Luz libre entre vigas}$$

Entonces:

$$F_d = \frac{1.62}{1.83} = 0.86$$

Cálculo del momento último de diseño para la viga externa:

$$M_u = 1.3(M_{cm} + \frac{5}{3}(F_d M_{cv}(1 + I)))$$

$$M_u = 1.3 \left[92000kg - m + \frac{5}{3}(0.86 * 58500kg - m(1 + 0.27)) \right]$$

$$M_u = 258036.35kg - m$$

Cálculo del área de acero:

$$A_s = \left(45cm * 105cm - \sqrt{(45cm * 105cm)^2 - \frac{258036kg - m * 45cm}{0.003825 \frac{m}{cm} * 280 \frac{kg}{cm^2}}} \right) \left(\frac{0.85 * 280 \frac{kg}{cm^2}}{4210 \frac{kg}{cm^2}} \right)$$

$$A_s = 75.54cm^2$$

Área de acero máxima:

$$A_{s,max} = 0.0185bd$$

$$A_{s,max} = 0.0185 * 45cm * 105cm$$

$$A_{s,max} = 87.41cm^2$$

Área de acero mínima:

$$A_{s,\min} = \frac{14.1}{f_y} bd$$

$$A_{s,\min} = \frac{14.1}{4210} * 45\text{cm} * 105\text{cm}$$

$$A_{s,\min} = 15.82\text{cm}^2$$

$$A_{s,\min} \leq A_s \leq A_{s,\max}$$

$$15.82\text{cm}^2 \leq 75.54\text{cm}^2 \leq 87.41\text{cm}^2 \quad \text{OK}$$

Área que puede ser alcanzada con 18 varillas número 8 en las zonas de tensión.

Diseño para las solicitaciones a corte:

Es posible demostrar por medio de los principios de la mecánica y preceptos de ingeniería, que el corte máximo provocado por carga muerta sobre un elemento horizontal con apoyos simples bajo cargas aplicadas como se ve en la figura 4 es:

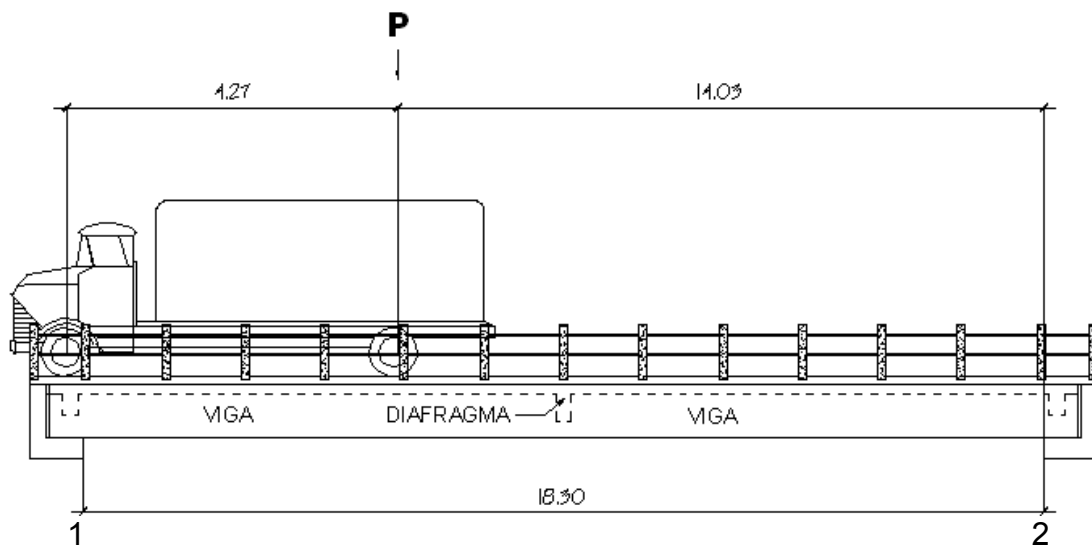
$$V_1 = V_2 = V_{xm} = \frac{w_{cm} l_n}{2} + \frac{P_{cm}}{2}$$

$$V_{xm} = \frac{2108 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 18.30\text{m}}{2} + \frac{812.16\text{kg}}{2}$$

$$V_{xm} = 19694.28\text{kg} \approx 19700\text{kg}$$

De igual manera que la carga muerta es posible calcular el efecto de corte por carga viva mediante la siguiente expresión bajo las solicitaciones de carga máxima mostradas en la figura 6.

Figura 9. Carga viva de corte en viga



$$V_{cv1} = \frac{Pb}{l_n}$$

$$V_{cv2} = \frac{Pa}{l_n}$$

$$V_{cv1} = \frac{12000kg * 14.03m}{18.30m}$$

$$V_{cv2} = \frac{12000kg * 4.27m}{18.30m}$$

$$V_{cv1} = 9200kg$$

$$V_{cv2} = 2800kg$$

$$V_u = 1.3(V_{cm} + \frac{5}{3}(F_d V_{cv}(1 + I)))$$

$$V_u = 1.3 \left[19700kg + \frac{5}{3}(0.86 * 9200kg(1 + 0.27)) \right]$$

$$V_u = 47381.19kg$$

La resistencia a corte del concreto se calcula según la expresión dada por el ACI para determinar la resistencia que proveerá el acero transversal, entonces:

$$\phi V_c = 0.53\phi\sqrt{f'_c}bd$$

$$\phi V_c = 0.53 * 0.85 * \sqrt{280} \frac{kg}{cm^2} * 45cm * 105cm$$

$$\phi V_c = 35618.50kg$$

Y como el espaciamiento “S” está definido por la expresión $S = \frac{A_v f_y d}{V_u - \phi V_c}$ de donde A_v es el área de la sección del acero (estribos) para resistir el corte, y proponiendo estribos No. 4, quedaría así:

$$S = \frac{2 * 1.27cm^2 * 2810 \frac{kg}{cm^2} * 105cm}{47381.19kg - 35618.50}$$

$$S = 63.71cm$$

Por consideraciones del código ACI, el espaciamiento de los estribos cerrados no puede ser menor de 300 mm en la zona de confinamiento, entonces se adopta de 30 cm en la zona de confinamiento y de 50 cm en las zonas centrales.

2.2.5.3 Diseño de diafragmas

Un diafragma no es más que un elemento rigidizante para evitar las deformaciones por efecto de pandeo y alabeo de los elementos principales (vigas), como estos elementos no se diseñan para resistir fuerzas solamente es necesario proveerles de área de acero mínimo y su dimensión únicamente depende del tamaño de las vigas como se muestra a continuación.

Diseño de diafragma interior:

$$h_{est} = \frac{3}{4} h_{n,viga}$$

$$h_{est} = \frac{3}{4} 0.92m$$

$$h_{est} = 0.69m \approx 0.60m$$

Entonces:

$$b_{est} = \frac{b_{est}}{2}$$

$$b_{est} = \frac{0.60m}{2}$$

$$b_{est} = 0.30m$$

Área de acero mínima:

$$A_{s,\min} = \frac{14.1}{f_y} bd$$

$$A_{s,\min} = \frac{14.1}{2810} * 30\text{cm} * 60\text{cm}$$

$$A_{s,\min} = 9.06\text{cm}^2$$

Área que se puede conseguir con 6 varillas número 5, tanto en la cama inferior como en la cama superior y estribos de confinamiento con varilla número 3 a razón de 30 cm.

Diseño de diafragma exterior:

Al igual que el diafragma interior solo es necesario dar un peralte del 50% de la viga interior y de igual manera solo es necesario proveerle de área de acero mínimo, por lo repetitivo del cálculo solo se muestra el cálculo del diafragma interior, el cual quedo de: base de 0.30 cm altura de 50 cm con 6 varillas número 5 con estribos cerrados de confinamiento número 4 a razón de 30 cm.

2.2.6 Diseño de la subestructura

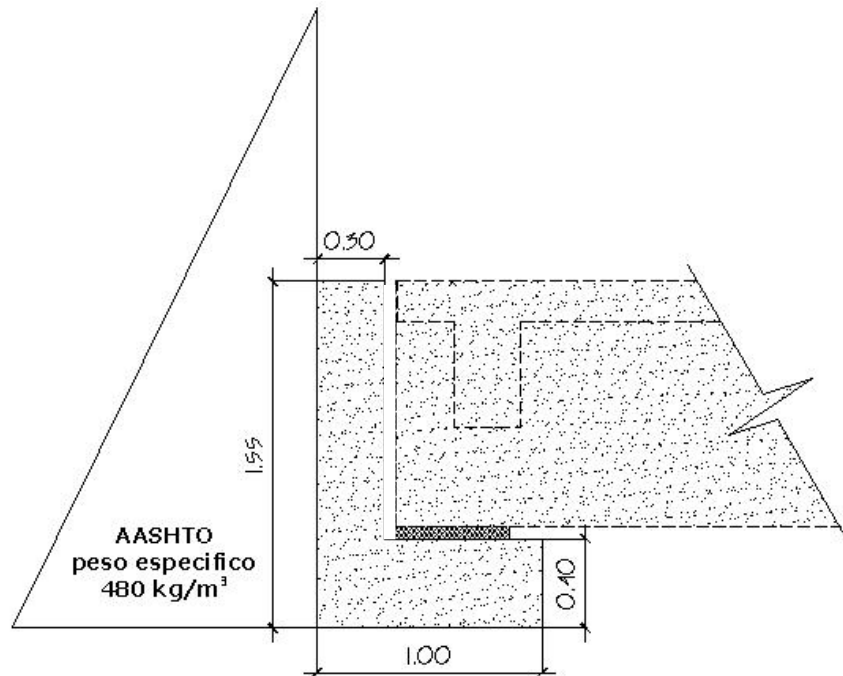
La subestructura son los elementos que conforman toda la estructura de soporte de la superestructura y está conformada por, cimientos, cortinas, alas y viga soporte como se muestra a continuación.

2.2.6.1 Cortina

La cortina es el elemento que retiene las fuerzas laterales provenientes de: sobrecarga, sismo, empuje de tierras y el paso de camiones, por su forma de trabajo y por la naturaleza de las fuerzas que en ella actúan, su diseño es análogo al diseño de una losa en voladizo, como se muestra a continuación.

Como primer paso se debe de dimensionar la cortina dependiendo del espesor de losa y altura de vigas, considerando que el espesor de cortina no debe ser menor de 0.30 m de espesor según la AASTHO como lo muestra la figura 7.

Figura 10. Sección de cortina



Cálculo de las fuerzas que actúan sobre la cortina:

Fuerza de sobrecarga AASHTO:

$$F_{sob} = \gamma_{sob} * h_{cg} * A$$

Donde:

F_{sob} = Fuerza de sobrecarga

γ_{sob} = Peso específico de líquido equivalente de sobrecarga, según AASHTO

h_{cg} = Centro de gravedad de la superficie en contacto con el líquido

A = Área de la superficie en contacto con el líquido

Entonces para un metro de ancho de la cortina y sustituyendo los valores la ecuación queda así:

$$F_{sob} = \gamma_{sob} * h_{cg} * A$$

$$F_{sob} = \gamma_{sob} * \frac{h}{2} * bh$$

$$F_{sob} = \frac{\gamma_{sob} * b * h^2}{2}$$

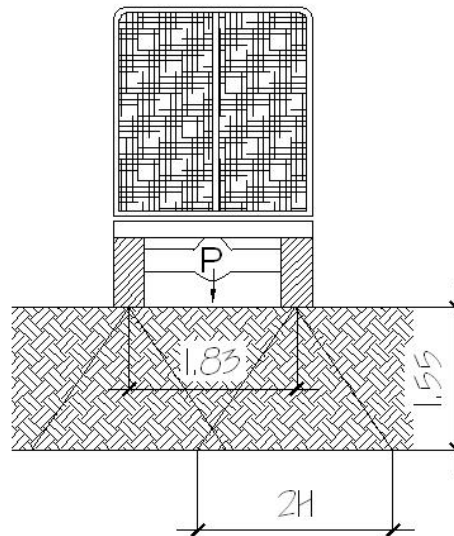
$$F_{sob} = \frac{480 \frac{kg}{m^3} * 1m * (2.16m)^2}{2}$$

$$F_{sob} = 1119.74kg$$

Fuerza de longitudinal AASHTO:

La cual puede ser determinada según la expresión proporcionada por AASHTO y no es más que la fuerza provocada cuando el camión de diseño esta en un momento justo antes de pasar el puente, entonces:

Figura 11. Efecto de carga de camión sobre cortina



$$F_l = \frac{0.05P}{2H}$$

Donde:

F_l = Empuje provocado por el peso del camión de diseño

P = Peso del camión (H 15 - 44 = 15000kg)

H = Altura de cortina

Por lo tanto:

$$F_l = \frac{0.05P}{2H} * 1m$$

$$F_l = \frac{0.05(15000kg)}{2(1.15m)} * 1m$$

$$F_l = 326.09Kg$$

Fuerza de inercia sísmica:

Generalmente esta fuerza es un porcentaje de la masa del elemento estructural y se calcula mediante varios factores, pero como un aproximado se puede considerar un 14% del la masa de la estructura ya que dicho valor varia entre 10% y 16% para la zona sísmica 4 (Guatemala).

$$F_{EQ} = ZICKS * W$$

Donde:

F_{EQ} = Fuerza inercial sísmica

$ZICKS$ = Factor de sismo o porcentaje de masa

W = Masa de la estructura

Entonces para un metro de base de cortina es:

$$F_{EQ} = ZICKS * W$$

$$F_{EQ} = 0.14 * \left(0.75m^2 * 1m * 2400 \frac{kg}{m^3} \right)$$

$$F_{EQ} = 252kg$$

Diseño de cortina a flexión:

Combinación de cargas AASHTO:

$$\text{Caso I: } M_u = 1.3(M_{sob} + M_l)$$

$$\text{Caso II: } M_u = 1.3(M_{sob} + M_{EQ})$$

Cálculo de momentos:

Caso I:

$$M_u = 1.3(M_{sob} + M_l)$$

$$M_u = 1.3 \left(F_{son} * \frac{h}{3} + F_l * (H + 1.83) \right)$$

$$M_u = 1.3 \left(1119.74kg * \frac{2.16m}{3} + 326.09kg * (1.15 + 1.83) \right)$$

$$M_u = 2311.35kg - m$$

Caso II:

$$M_u = 1.3(M_{sob} + M_{EQ})$$

$$M_u = 1.3\left(F_{son} * \frac{h}{3} + F_{EQ} * \frac{h}{2}\right)$$

$$M_u = 1.3\left(1119.74kg * \frac{2.16m}{3} + 252kg * \frac{2.16m}{2}\right)$$

$$M_u = 1401.89kg - m$$

Como el caso I es más crítico se procede a diseñar con el momento de 2311.35 kg-m.

Cálculo del área de acero requerida:

$$A_s = \left(100cm * 23cm - \sqrt{(100cm * 23cm)^2 - \frac{2311.35kg - m * 100cm}{0.003825 \frac{m}{cm} * 210 \frac{kg}{cm^2}}} \right) \left(\frac{0.85 * 210 \frac{kg}{cm^2}}{2810 \frac{kg}{cm^2}} \right)$$

$$A_s = 4.03cm^2$$

Área de acero máxima:

$$A_{s,max} = 0.0185bd$$

$$A_{s,max} = 0.0185 * 100cm * 23cm$$

$$A_{s,max} = 42.55cm^2$$

Área de acero mínimo:

$$A_{s,\min} = \frac{14.1}{f_y} bd$$

$$A_{s,\min} = \frac{14.1}{2810} * 100cm * 23cm$$

$$A_{s,\min} = 11.54cm^2$$

$$A_{s,\min} \leq A_s \leq A_{s,\max}$$

$$11.54cm^2 > 4.03cm^2 \leq 42.55cm^2 \quad \text{No cumple, usar acero minimo}$$

El espaciamiento requerido es:

$$100cm \rightarrow A_s = 11.54cm^2$$

$$S \rightarrow A_s = 1.27cm^2 (\text{No } 4)$$

$$S = \frac{100cm * 1.27cm^2}{11.54cm^2} = 11.00cm \approx 10.00cm$$

Diseño de cortina a corte:

Combinación de cargas AASHTO:

$$\text{Caso I:} \quad V_u = 1.3(F_{sob} + F_l)$$

Caso II: $V_u = 1.3(F_{sob} + F_{EQ})$

Cálculo de cortes:

Caso I:

$$V_u = 1.3(F_{sob} + F_l)$$

$$V_u = 1.3(1119.74kg + 326.09kg)$$

$$V_u = 1879.58kg$$

Caso II:

$$V_u = 1.3(F_{sob} + F_{EQ})$$

$$V_u = 1.3(1119.74kg + 252kg)$$

$$V_u = 1783.26kg - m$$

Resistencia del concreto a corte:

$$\phi V_c = 0.53\phi\sqrt{f'_c}bd$$

$$\phi V_c = 0.53 * 0.85 * \sqrt{210} \frac{kg}{cm^2} * 100cm * 23cm$$

$$\phi V_c = 15015.24kg$$

Como:

$$\phi V_c > V_u$$

$$15015.24kg > 1879.58kg$$

No se dispondrá de acero transversal. Pero si se dispondrá de acero por temperatura:

$$A_{st} = 0.0018 * bt$$

$$A_{st} = 0.0018 * 100cm * 23cm$$

$$A_{st} = 4.14cm^2$$

El cual puede ser cubierto con 6 varillas número 3 que dan una área de acero de 4.26 cm².

2.2.6.2 Viga de apoyo

La viga de apoyo no es más que un elemento a compresión que soporta las cargas provenientes de la superestructura de forma directa y que las transmite a los estribos, el principio de diseño de la viga de apoyo no es mas que como el de un pedestal, este elemento no necesita refuerzo, pero como la viga de apoyo forma un solo elemento con la cortina es necesario proveerle parte de acero para que la cortina sea un elemento funcional tal como se diseñó en el inciso anterior, así como acero por temperatura.

Área de acero por temperatura:

$$A_{st} = 0.0018 * bt$$

$$A_{st} = 0.0018 * 70cm * 40cm$$

$$A_{st} = 5.04cm^2$$

El cual puede ser cubierto con 8 varillas número 3 que dan una área de acero de 5.68 cm².

El área de aplastamiento se encuentra por medio de la siguiente fórmula:

$$A_p = \frac{P}{\phi_c * f'_c}$$

Donde: A_p = área de aplastamiento
 P = Carga última
 ϕ_c = constante de corte

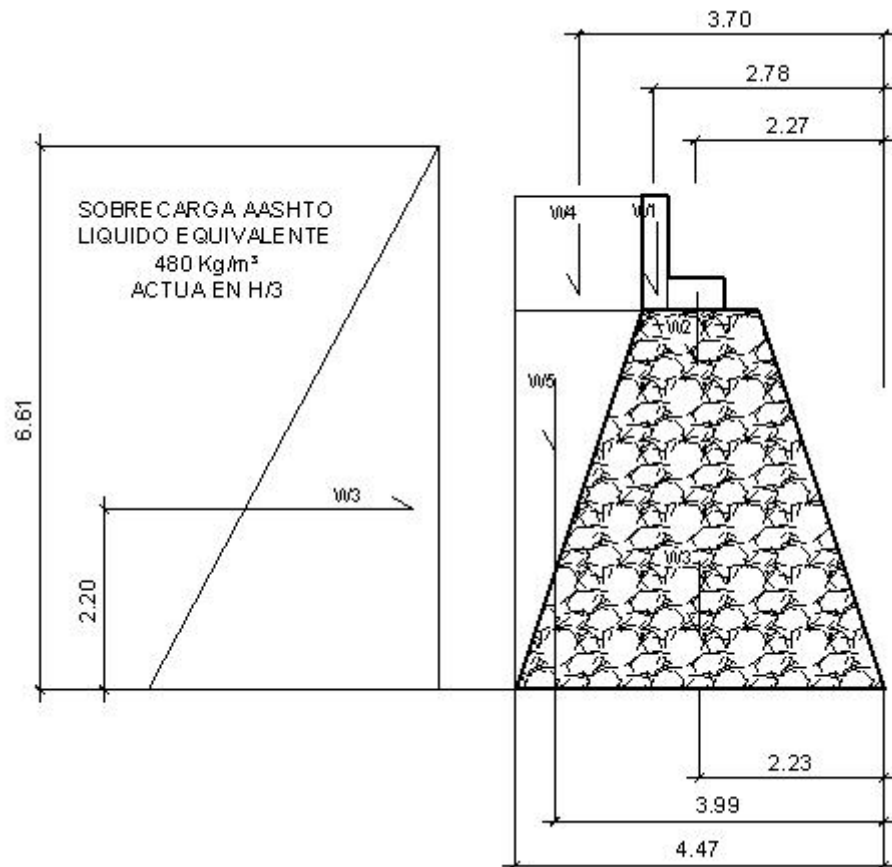
$$A_p = \frac{45,058Kg}{0.7 * 281 \frac{Kg}{cm^2}} = 229.07cm^2$$

Las dimensiones aproximadas son $15.1cm * 15.1cm = 15cm * 15cm$ con estos datos se debe utilizar una base de neopreno de $15 * 15cm$, con una dureza shore real de 59, según ASTM D2240, con un espesor de $1 \frac{1}{4}$ ".

2.2.6.3 Estribos

Los estribos son los elementos más importantes en cuanto a la cimentación del puente, ya que estos elementos son los encargados de soportar las cargas de relleno del aproche y las cargas provenientes de la superestructura además son los encargados de dar protección contra los impactos del paso de agua del río. El estribo debe estar en condiciones de soportar el momento producido por la fuerza equivalente AASHTO como se ven en la figura 9.

Figura 12. Carga sobre estribo



Datos:

Peso específico del suelo:	1300 kg/m³
Peso del concreto de peso normal:	2400 kg/m³
Peso del concreto ciclópeo:	2700 kg/m³
Capacidad de carga del suelo:	121 Ton/m²

El cálculo del momento estabilizante se calcula respecto a "O" y el cálculo esta resumido en la tabla XVII que se ve a continuación

Tabla XVII. Cálculo del momento estabilizante.

Fig.	Área (m²)	Ancho (m)	Vol (m³)	Peso Especifico (kg/m³)	Peso W (kg)	Brazo de acción (m)	Momento Estabilizante (kg-m)
1	0.42	1.00	0.42	2400	1008	2.78	2802.24
2	0.28	1.00	0.28	2400	672	2.27	1525.44
3	13.49	1.00	13.49	2700	36423	2.23	81223.29
4	1.84	1.00	1.84	1300	2392	3.70	8850.4
5	3.51	1.00	3.51	1300	4563	3.99	18206.37
				TOTAL	45058	TOTAL	112607.74

Fuente: elaboración propia en base a cálculos realizados.

Chequeo de resistencia de los momentos actuantes:

$$\text{Relacion de momentos} = \frac{M_E}{M_{vol}} > 1.5$$

Donde:

M_E = Momento estabilizante

M_{vol} = Momento de volteo

Cálculo de la fuerza de volteo:

$$F_{vol} = \gamma * h_{cg} * A$$

$$F_{vol} = \gamma * \frac{h}{2} * bh$$

$$F_{vol} = \frac{\gamma * b * h^2}{2}$$

$$F_{vol} = \frac{480 \frac{kg}{m^3} * 1m * (6.61)^2}{2}$$

$$F_{vol} = 10486.10kg$$

Cálculo del momento de volteo:

$$M_{vol} = F_{vol} * \frac{h}{3}$$

$$M_{vol} = 10486.10kg * \frac{6.61m}{3}$$

$$M_{vol} = 23104.38kg - m$$

Chequeo de resistencia al volteo:

$$\frac{M_E}{M_{vol}} = \frac{112607.74kg - m}{23104.38kg - m} = 4.8 \geq 1.5 \text{ Ok}$$

Chequeo por deslizamiento:

$$\frac{0.5W}{F_{vol}} \geq 1.5$$

$$\frac{0.5 * 45058kg}{10486.10kg} = 2.15 > 1.5 \quad \text{Ok}$$

Chequeo por presiones:

$$a = \frac{(M_E - M_{vol})}{W}$$

$$a = \frac{112607.74kg * m - 23104.38kg * m}{45058kg}$$

$$a = 1.98m$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{4.47m}{2} - 1.98m = 0.26$$

La presión máxima y mínima se calcula mediante la expresión siguiente:

$$P = \begin{cases} \frac{W}{b * 1} \left(1 + \frac{6e}{b} \right) = \frac{45058kg}{4.47m * 1m} \left(1 + \frac{6 * 0.26}{4.47} \right) = 13597.97 \frac{kg}{m^2} < 121000 \frac{kg}{m^2} \quad \text{Ok} \\ \frac{W}{b * 1} \left(1 - \frac{6e}{b} \right) = \frac{45058kg}{4.47m * 1m} \left(1 - \frac{6 * 0.26}{4.47} \right) = 6562.20 \frac{kg}{m^2} > 0.00 \frac{kg}{m^2} \quad \text{OK} \end{cases}$$

También se debe de determinar el cálculo de las fuerzas de acción por carga muerta de la superestructura y carga viva (camión de diseño) como se ve a continuación, para ello es necesario conocer el peso total (por metro de ancho sobre la viga de soporte) de la superestructura que ya fue descrito en los puntos anteriores que en total da una carga de 14983.63 kg justo cuando el eje trasero del camión de diseño pasa sobre el eje de acción del estribo, entonces:

$$P_{cm} + P_{cv} = 14983.63 \text{ kg}$$

Cálculo de momentos por carga de la superestructura y carga viva:

$$M_{E1} = (P_{cm} + P_{cv}) * \frac{b}{2}$$

$$M_{E1} = 14983.62 * \frac{4.47 \text{ m}}{2}$$

$$M_{E1} = 33488.39 \text{ kg} - m$$

Cálculo del momento total:

$$M_{ET} = M_E + M_{E1}$$

$$M_{ET} = 112607.74 \text{ kg} - m + 33488.39 - m$$

$$M_{ET} = 146096.13 \text{ kg} - m$$

Entonces:

$$a = \frac{(M_{ET} - M_{vol})}{W + P_{cm} + P_{cv}}$$

$$a = \frac{146096.13kg * m - 23104.38kg * m}{45058kg + 14983.63kg}$$

$$a = 2.05$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{4.47m}{2} - 2.05m = 0.19$$

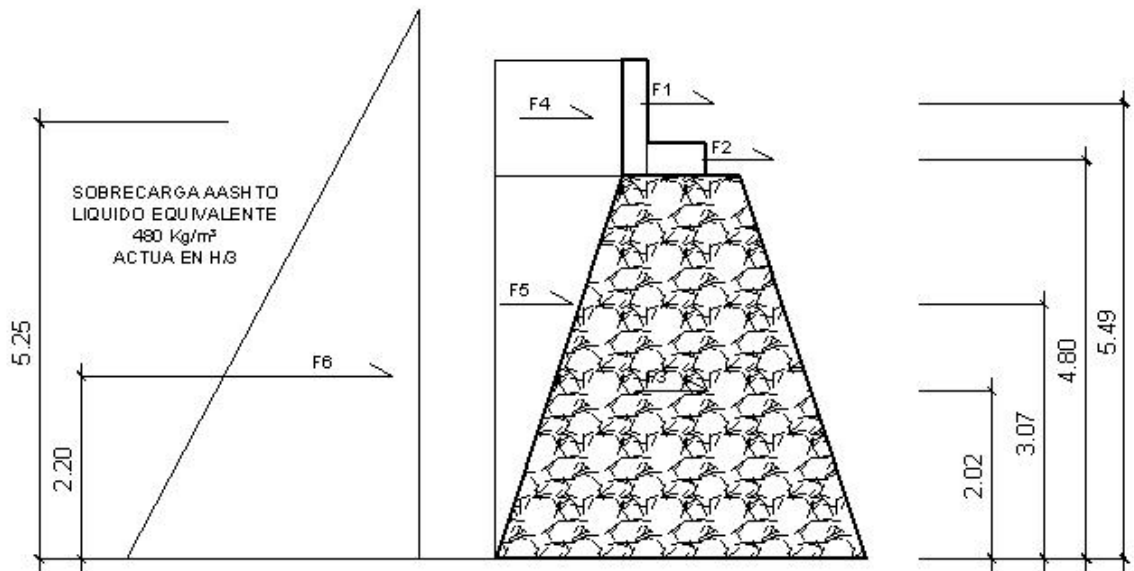
La presión máxima y mínima se calcula mediante la expresión siguiente:

$$P = \begin{cases} \frac{W + P_{cm} + P_{cv}}{b * 1} \left(1 + \frac{6e}{b}\right) = \frac{60041.63kg}{4.47m * 1m} \left(1 + \frac{6 * 0.26}{4.47}\right) = 18119.86 \frac{kg}{m^2} < 121000 \frac{kg}{m^2} \quad \text{Ok} \\ \frac{W + P_{cm} + P_{cv}}{b * 1} \left(1 - \frac{6e}{b}\right) = \frac{60041.63}{4.47m * 1m} \left(1 - \frac{6 * 0.26}{4.47}\right) = 8744.41 \frac{kg}{m^2} > 0.00 \frac{kg}{m^2} \quad \text{Ok} \end{cases}$$

Las presiones máximas y mínimas corresponden dentro de los límites establecidos para no generar tensiones y provocar levantamientos de la estructura y no generar falla sobre el suelo debido a que la presión máxima es menor a la de la capacidad de carga del suelo.

Y por último es necesario conocer el comportamiento por efectos de fuerzas sísmicas, como se muestra a continuación:

Figura 13. Carga sísmica sobre estribo



Cálculo del peso (sin carga viva):

$$W_1 = W + P_{cm}$$

$$W_1 = 45058kg + 12048.21kg$$

$$W_1 = 57106.21kg$$

Cálculo del momento:

$$M_{E2} = M_E + P_{cm} * \frac{b}{2}$$

$$M_{E2} = 112607.74kg - m + 12048.21kg * \frac{4.47m}{2}$$

$$M_{E2} = 139535.49kg - m$$

El cálculo de la fuerza horizontal se puede calcular mediante la expresión siguiente:

$$Fh = 1.08F_{vol} + 0.08W_1$$

$$Fh = 1.08 * 10486.10kg + 0.08 * 57106.21kg$$

$$Fh = 15893.48kg$$

El cálculo del momento de volteo por las fuerzas inerciales de sismo esta resumido en la tabla XVIII que se ve a continuación:

Tabla XVIII. Cálculo del momento de volteo por fuerzas de sismo.

Figura	Área (m²)	Ancho (m)	Vol (m³)	Peso Especifico (kg/m³)	Fuerza F (kg)	Brazo de acción (m)	Momento de volteo (kg-m) Mvol2
1	0.42	1.00	0.42	2400	1008	5.49	5533.92
2	0.28	1.00	0.28	2400	672	4.80	3225.60
3	13.49	1.00	13.49	2700	36423	2.02	73574.46
4	1.84	1.00	1.84	1300	2392	5.49	13132.08
5	3.51	1.00	3.51	1300	4563	3.07	14008.41
				TOTAL	45058	TOTAL	109474.47

Fuente: elaboración propia en base a cálculos realizados.

Momento de sismo:

$$M_{EQ} = 0.08M_{vol2}$$

$$M_{EQ} = 0.08 * 109474.47kg - m$$

$$M_{EQ} = 8757.96kg - m$$

Momento de volteo factorizado:

$$M_{vol3} = 1.08M_v + 0.08P_{cm}h + M_{EQ}$$

$$M_{vol3} = 1.08 * 23104.8kg - m + 0.08 * 12048.21kg * 5.60m + 8757.96kg - m$$

$$M_{vol3} = 39108.74kg - m$$

Chequeo de resistencia al volteo:

$$\frac{M_{vol2}}{M_{vol3}} = \frac{109474.47kg - m}{39108.74kg - m} = 2.80 > 1.5 \quad \text{Ok}$$

Chequeo por deslizamiento:

$$\frac{0.5W_1}{Fh} \geq 1.5$$

$$\frac{0.5 * 57106.21kg}{15893.48kg} = 1.79 > 1.5 \quad \text{Ok}$$

Chequeo por presiones:

$$a = \frac{(M_{E2} - M_{vol3})}{W_1}$$

$$a = \frac{139535.49kg * m - 39108.74kg * m}{57106.21kg}$$

$$a = 1.76m$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{4.47m}{2} - 1.76m = 0.48$$

La presión máxima y mínima se calcula mediante la expresión siguiente:

$$P = \begin{cases} \frac{W_1}{b * 1} \left(1 + \frac{6e}{b} \right) = \frac{57106.21kg}{4.47m * 1m} \left(1 + \frac{6 * 0.48}{4.47} \right) = 21006.59 \frac{kg}{m^2} < 121000 \frac{kg}{m^2} \text{ Ok} \\ \frac{W_1}{b * 1} \left(1 - \frac{6e}{b} \right) = \frac{57106.21kg}{4.47m * 1m} \left(1 - \frac{6 * 0.48}{4.47} \right) = 4544.28 \frac{kg}{m^2} > 0.00 \frac{kg}{m^2} \text{ OK} \end{cases}$$

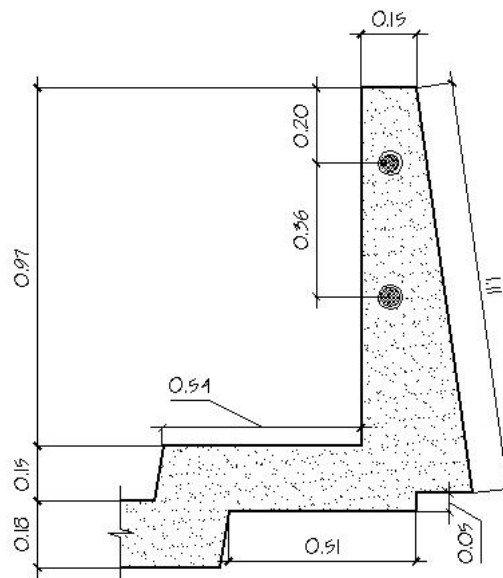
Las presiones máximas y mínimas corresponden dentro de los límites establecidos por lo que s es aceptable la geometría del estribo cumpliendo con las solicitaciones antes calculadas.

2.2.7 Diseño de obras accesorias

2.2.7.1 Barandales y acera

Los barandales de los puentes se clasifican según su uso. Se pueden construir de acero, concreto, o mixtos. Para efectos de este proyecto, el barandal y los postes serán de concreto armado (según AASHTO 2.7.1), los cuales darán protección peatonal, con lo que se puede proponer un tipo E. como lo muestra la figura 10 para efectos de solicitud de carga la acera y por conveniencia el armado de dicha acera se dispondrá con el armado corrido proveniente del tablero de losas.

Figura 14. Sección típica de barandal



2.2.7.2 Drenaje pluvial

Para drenar el agua pluvial de la superficie de rodadura es necesario dar primero una pendiente transversal de 2%, y luego se dispondrán tubos de PVC de 2 in a razón de 2 m en los costados de la superficie de rodadura tal como se aprecia en el plano 3/3 (ver anexo)

2.2.8 Planos constructivos

Para la presentación de los planos se realizaron con el programa Land Desktop 2007 por motivos de calidad, presentación y detalle, se imprimieron en formatos A-1 para uso de la municipalidad en la ejecución y en doble carta para referencia de este proyecto (ver anexo)

2.2.9 Presupuesto

Tabla XIX. Integración de costos de puente vehicular.

RESUMEN DE COSTOS DIRECTOS									
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	MAT.	EQ./MAQ.	COMBUST.	M.O.	TOTAL		
Limpieza, trazo y nivelación	global	1	Q 1,050.00	Q 15,340.00	Q 1,796.00	Q 13,300.00	Q	31,486.00	\$ 3,935.75
Bodega	global	1	Q 10,325.00	Q -	Q -	Q 1,500.00	Q	11,825.00	\$ 1,478.13
Estribos de cimentación	m	36	Q 2,767.95	Q 106.67	Q -	Q 240.00	Q	112,126.20	\$ 14,015.78
Viga de apoyo de soporte	m	11	Q 702.30	Q -	Q -	Q 85.00	Q	8,660.30	\$ 1,082.54
Alas	m	11	Q 856.20	Q -	Q -	Q 150.00	Q	11,068.19	\$ 1,383.52
Aproche	global	1	Q 47,558.65	Q -	Q -	Q 14,040.00	Q	61,598.65	\$ 7,699.83
Viga interior	m	20	Q 1,940.92	Q -	Q -	Q 275.00	Q	44,318.38	\$ 5,539.80
Viga exterior	m	40	Q 1,851.32	Q -	Q -	Q 275.00	Q	85,052.76	\$ 10,631.60
Diafragma interior	m	6	Q 815.63	Q -	Q -	Q 175.00	Q	5,943.78	\$ 742.97
Diafragma exterior	m	12	Q 785.38	Q -	Q -	Q 175.00	Q	11,524.50	\$ 1,440.56
Tablero	m ²	130	Q 516.02	Q -	Q -	Q 225.00	Q	96,333.18	\$ 12,041.65
Postes y barandales	unidad	30	Q 172.37	Q -	Q -	Q 125.00	Q	8,921.06	\$ 1,115.13
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS			Q 69,341.74	Q 15,446.67	Q 1,796.00	Q 30,565.00	Q	488,858.00	\$ 61,107.25

RESUMEN DE COSTOS INDIRECTOS					
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	TOTAL	
Administración municipal	%	1	Q 4,888.58	Q	4,888.58 \$ 611.07
Administración comunal	%	0.6	Q 2,933.15	Q	2,933.15 \$ 366.64
Administración ejecutora	%	15	Q 73,328.70	Q	73,328.70 \$ 9,166.09
Impuestos	%	17	Q 8,127.30	Q	8,127.30 \$ 1,015.91
Encargado de obra	mes	5	Q 3,000.00	Q	15,000.00 \$ 1,875.00
Supervisión técnica	mes	5	Q 8,000.00	Q	40,000.00 \$ 5,000.00
Rotulo y comunicados	unidad	1	Q 2,150.00	Q	2,150.00 \$ 268.75
TOTAL DE COSTOS INDIRECTOS				Q	146,427.73 \$ 18,303.47

COSTO TOTAL DEL PROYECTO			
COSTOS DIRECTOS	Q	488,858.00	\$ 61,107.25
COSTOS INDIRECTOS	Q	146,427.73	\$ 18,303.47
COSTO TOTAL DEL PROYECTO	Q	635,285.73	\$ 79,410.72

SEISCIENTOS TREINTA Y CINCO MIL DOSCIENTOS OCHENTA Y CINCO QUETZALES CON SETENTA Y TRES CENTAVOS

COSTO DIRECTO DEL METRO LÍNEAL DE CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE	Q	18,802.23
	\$	2,350.28

Fuente: elaboración propia en base a cálculos realizados.

Tabla XX. Cronograma de ejecución de puente vehicular.

DESCRIPCION	MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	Por.	Subtotal
Limpieza, trazo y nivelacion	■				0.12	Q 78,140.15
Bodega	■				0.05	Q 31,764.29
Estribos de cimentacion	■	■			0.09	Q 57,175.72
Viga de apoyo de soporte	■	■			0.05	Q 31,764.29
Alas		■	■		0.03	Q 19,058.57
Aproche		■	■	■	0.20	Q 127,057.15
Viga interior		■	■	■	0.10	Q 63,528.57
Viga exterior		■	■	■	0.10	Q 63,528.57
Diafragma interior		■	■		0.05	Q 31,764.29
Diafragma exterior		■	■	■	0.05	Q 31,764.29
Tablero			■	■	0.08	Q 50,822.86
Postes y barandales			■	■	0.08	Q 48,917.00
COSTO POR MES	Q 114,351.43	Q 139,762.86	Q 203,291.43	Q 177,880.01	1.00	Q 635,285.73
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					100%	Q 635,285.73

SEISCIENTOS TREINTA Y CINCO MIL DOSCIENTOS OCHENTA Y CINCO QUETZALES CON SETENTA Y TRES CENTAVOS

Fuente: elaboración propia en base a cálculos realizados.

2.2.10 Evaluación del impacto ambiental inicial

En cualquier obra de infraestructura, siempre existirán alteraciones ya sean o no nocivas para el medio ambiente pero nunca debemos de olvidar que siempre estarán presentes quizás no todas a la vez, pero siempre se deben de contemplar y considera para las medidas de mitigación correspondientes, esto con el fin de preservar la vida y los recursos naturales de los seres vivos.

Tabla XXI. Cuadro de impactos ambientales

No.	Aspecto Ambiental	impacto ambiental	Tipo de impacto ambiental	Indicar los lugares de donde se espera se generen los impactos ambientales	Manejo ambiental Indicar qué se hará para evitar el impacto al ambiente, trabajadores y/o vecindario.
1	Aire	Gases o partículas (polvo, vapores, humo, hollín, monóxido de carbono, óxidos de azufre, etc.)	Levantamiento de pequeñas cantidades de partículas de polvo y de cemento Pórtland en la construcción del proyecto.	En los lugares en donde se construirá dicho proyecto.	Dar un manejo adecuado al cemento y humedecer si es necesario en las áreas a excavar.
		Ruido	No aplica	No aplica	No aplica porque es una construcción nueva y no va a generar ningún tipo de ruido que pueda causar una contaminación ambiental a través de ruidos.
		Vibraciones	No aplica	No aplica	No aplica porque es una construcción nueva, y de dimensiones pequeñas.
		Olores	No aplica	No aplica	No aplica para este proyecto porque es un proyecto de infraestructura.
2	Agua	Abastecimiento de agua	Cantidad: No aplica	. No aplica	No aplica para esta construcción.
		Aguas residuales Ordinarias (aguas residuales generadas por las actividades domésticas)	Cantidad: No aplica	. No aplica	No aplica para esta construcción.
		Aguas residuales Especiales (aguas residuales generadas por servicios públicos municipales, actividades de servicios,	Cantidad: No aplica	Descarga: No aplica	No aplica para esta construcción

Continuación

		industriales, agrícolas, pecuarias, hospitalarias)			
		Mezcla de las aguas residuales anteriores	Cantidad: No aplica	Descarga: No aplica	No aplica para esta construcción
		Agua de lluvia	Captación No aplica	Descarga: No aplica	No aplica para esta construcción
3	Suelo	Desechos sólidos (basura común)	Cantidad: los producido por los materiales de construcción.	En toda el área de construcción del proyecto	Recolectar todos los desechos sólidos producidos, y transportarlos al depósito de basura de la comunidad.
		Desechos Peligrosos (con una o mas de las siguientes características: corrosivos, reactivos, explosivos, tóxicos, inflamables y bioinfecciosos)	Cantidad: No aplica	Disposición No aplica	No aplica para esta construcción
		Descarga de aguas residuales (si van directo al suelo)	No aplica	No aplica	No aplica para esta construcción
		Modificación del relieve o topografía del área	No aplica	No aplica	No aplica para esta construcción
4	Biodiversidad	Flora (árboles, plantas)	No aplica	No aplica	No aplica para esta construcción
		Fauna (animales)	No aplica	No aplica	No aplica para esta construcción

2.2.11 Riesgos naturales

2.2.11.1 Sismos

Zacapa, es considerado desde el punto de vista sísmico, un departamento con actividad sísmica frecuente por estar cerca de la falla del Motagua, sin embargo su poder destructivo dependerá en gran parte de las siguientes características:

- Origen geológico
- Escala de intensidad promedio
- Probabilidad de ocurrencia
- Antecedentes sísmicos de la zona
- Calidad y tipos de sustratos de suelos

Los daños que pueden aparece en el puente vehicular son:

- Destrucción total o parcial de la superestructura y subestructura
- Daños severos de los elementos en flexión
- Incomunicación entre comunidades aledañas

2.2.11.2 Huracanes

Se caracteriza por la velocidad sostenida de los vientos. Específicamente, Zacapa forma parte de la vertiente del Atlántico, pero se encuentra la cadena de montañas de la cierra madre por lo que se torna un lugar poco vulnerable a los huracanes.

2.2.11.3 Inundaciones

Las inundaciones son fenómenos naturales que pueden deberse a procesos hidrológicos como lluvias y huracanes o a su combinación.

La topografía del lugar no da lugar a ocurrencia de inundaciones sobre el puente vehicular, pero el paso de corriente de inundaciones aguas arriba podría ocasionar daños tales como:

- Destrucción parcial del puente
- Socavaciones bajo los estribos
- Deslizamientos de la subestructura
- Interrupción del paso vehicular en el momento de acción

CONCLUSIONES

1. El proyecto de agua entubada beneficiará a más de 300 vecinos de la aldea Las Cañas, dando solución a la necesidad del vital líquido por medio de un sistema de abastecimiento por gravedad, el cual es la mejor solución para la comunidad, por ser un sistema que no requiere un gasto fijo de operación.
2. El proyecto de agua entubada no tendrá un impacto ambiental que pueda afectar el medio ambiente de la comunidad Las Cañas durante su funcionamiento, al contrario vendrá a erradicar el riesgo de enfermedades comunes por la falta de agua entubada.
3. El costo total de la introducción de agua entubada a la comunidad Las Cañas es de trescientos veintiséis mil seiscientos cuarenta y dos quetzales con once centavos (Q. 326,642.11). Por lo que tendríamos un costo metro lineal de ciento noventa y dos quetzales con catorce centavos (Q. 192.14), el cual es un costo que se encuentra dentro del margen que se maneja en las actuales licitaciones de proyectos de este tipo.
4. El proyecto del puente vehicular no tendrá un impacto ambiental dañino sobre el medio ambiente de la aldea Mayuelas después de finalizado, por lo que se consideró su posible impacto únicamente durante la ejecución del proyecto.

5. El costo total del puente vehicular asciende a la cantidad de cuatrocientos ochenta y ocho mil ochocientos cincuenta y ocho quetzales (Q. 488,858.00). Por lo que tendríamos un costo metro lineal de dieciocho mil ochocientos dos quetzales con veintitrés centavos (Q. 18,802.23), analizando este costo vemos que es un precio razonable para la magnitud del proyecto y que está dentro de los rangos de costos de licitaciones actuales en el mercado.

6. Los criterios utilizados para el diseño del puente vehicular se basan en las normas que establecen la American Association State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y el American Concrete Institute (ACI). La estructura que conforma el puente fue diseñada para soportar una carga H 15-44, debido a que el flujo vehicular que transitará.

RECOMENDACIONES

1. Considerar lo establecido en este informe técnico para garantizar la calidad técnica y profesional y así obtener el buen funcionamiento en ambos proyectos.
2. Utilizar mano de obra local para la ejecución del proyecto, ya que esto crea fuentes de trabajo en el municipio, así como también la compra de materiales, beneficiando así a distintos sectores del mismo.
3. Se debe de efectuar de manera obligatoria la acción de mantenimiento a lo largo de toda la línea de conducción, para mantener y/o reparar posibles daños en dicha tubería, así mismo realizar los chequeos correspondientes al tanque de almacenamiento y de igual manera a la línea de distribución, todo esto para garantizar el buen funcionamiento de dicho proyecto.
4. Velar por que se realicen trabajos de mantenimiento en el cauce del río, para que fluya adecuadamente, así evitar socavaciones nocivas en los cimientos y otros problemas que pueda causar derivados del mismo, así mismo en la estructura, dar un mantenimiento adecuado, aplicando pintura anticorrosiva en los elementos de hierro que estén expuestos, y así evitar que colapse la estructura en un menor tiempo de vida para el que fuera diseñado.

5. Se debe de cumplir con lo establecido en los planos constructivos y sus especificadores correspondientes, considerando que se pueden realizar cambios por medio de la opinión profesional o ingeniero residente para cualquiera de los dos proyectos, y concientizando que debe de garantizar la calidad técnica para asegurar la vida útil de la infraestructura.

BIBLIOGRAFÍA

1. Aguilar Ruiz, Pedro. Apuntes sobre el curso de ingeniería sanitaria 1. Trabajo de graduación Ing. Civ. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería 2007. 169 pp.
2. Agustín Díaz, Carlos Alberto. Introducción de agua potable a las aldeas El Carmen, El Naranjo; los caseríos Matocho, Encinon, Pitillo y El campo, Santa Cruz Naranjo, Santa Rosa. Trabajo de graduación Ing. Civ. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería 2004. 110 pp.
3. American Association of State Highway, and Transportation Officials, **AASHTO**. Estados Unidos: s.e. 2002.
4. American Concrete Institute. **Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-05) y Comentario (ACI 318SR-05)**. Estados Unidos: s.e. 495 pp.
5. Cárcamo Recinos, Manuel Francisco. Disposición de desechos sólidos, aguas residuales y mejoras a dos sistemas de abastecimiento de agua potable, en el municipio de El progreso Jutiapa. Trabajo de graduación Ing. Civ. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería 2002. 91pp.
6. Das, Braja M. **Fundamentos de Ingeniería geotécnica**. México: Editorial Thomson Learning, 2001. 594 pp.

7. Dirección General de Caminos y Ministerio de comunicaciones, Infraestructura y Vivienda. **Especificaciones generales y especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes.** Guatemala: s.e. 2000. 806 pp.
8. Enríquez Palencia, Hugo Gerardo. Análisis y diseño simplificado de puentes rurales cortos. Trabajo de graduación Ing. Civ. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería 1993. 99 pp.
9. Guzmán Escobar, Ernesto Salvador. Diseño de puentes. Trabajo de graduación Ing. Civ. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería 1997. 84 pp.
10. Instituto de Fomento Municipal. **Especificaciones generales y técnicas de construcción.** Guatemala: s.e. 1990. 181 pp.
11. Instituto de Fomento Municipal. **Normas generales para el diseño de sistemas de agua potable.** Guatemala: s.e. 1961. 40 pp.
12. López Calderón, José Augusto. Introducción de agua potable; de la aldea Cucharas, del municipio de Morales, departamento de Izabal. Trabajo de graduación Ing. Civ. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería 2004. 68pp.
13. López Méndez, Wilson Ismael. Diseño de las instalaciones del campo municipal y diseño del pavimento rígido en la circunvalación de la laguna Las Garzas, San Antonio Ilotenango, El Quiché. Trabajo de graduación Ing. Civ. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería 2009. 213 pp.
14. Nilson, Arthur H. **Diseño de Estructuras de Concreto.** Colombia: Editorial McGraw-Hill, 1999. 738 pp.

ANEXOS



LABORATORIO DE QUÍMICA Y MICROBIOLOGÍA SANITARIA
 "DOCTORA ALBA TABARINI MOLINA"
 CENTRO DE INVESTIGACIONES (CI)
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12

EXAMEN BACTERIOLOGICO

O.T. No. 23 291

INF. No.A-297026

INTERESADO	<u>Dario Francisco Luján Mazariegos</u> (carné 2001-13175)	PROYECTO:	<u>CONTROL DE CALIDAD DE AGUA</u>
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>Interesado</u>	DEPENDENCIA:	<u>USAC-Facultad de Ingeniería-EPS</u>
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Gualán Zacapa</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2008-05-21; 07 h 15 min.</u>
FUENTE:	<u>Río Las Lajas</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2008-05-21; 13 h 15 min</u>
MUNICIPIO:	<u>Gualán</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>Sin refrigeración</u>
DEPARTAMENTO:	<u>Zacapa</u>	SABOR:	<u>-----</u> SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN <u>Reg. cantidad</u>
ASPECTO:	<u>Clara</u>	CLORO RESIDUAL	<u>-----</u>
OLOR:	<u>inodora.</u>		

INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)

PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACION DE GAS - 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm ³	+++++	+++++	+++..
01,00 cm ³	+++++	++++..	++---
00,10 cm ³	+++++	+----	+----
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm ³		33	17

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 21TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

CONCLUSION Bacteriológicamente el agua se enmarca en la clasificación I. Calidad bacteriológica que no exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua

Guatemala, 2008-05-29

Vo.Bo.

Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
 DIRECTOR CI/USAC



Zerón Muñoz Santos
 Ing. Químico Col. No. 420
 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
 Jefe Técnico Laboratorio





LABORATORIO DE QUÍMICA Y MICROBIOLOGÍA SANITARIA
ESCUELA REGIONAL DE INGENIERÍA SANITARIA Y RECURSOS HIDRÁULICOS (ERIS) -CENTRO
DE INVESTIGACIONES (CII)
DE LA FACULTAD DE INGENIERIA
CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12

O.T. No. 23 291		ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO		INF. No. 23 265	
INTERESADO:	Dario Francisco Lucas Mazariegos (carne 2001-13175)	PROYECTO:	CONTROL DE CALIDAD		
RECOLECTADA POR:	interesado	DEPENDENCIA:	USAC-Facultad de Ingeniería EPS		
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	Gualán Zacapa	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2008-05-21; 07 h 15 min.		
FUENTE:	Río Las Lajas		2008-05-21; 13 h 15 min.		
MUNICIPIO:	Gualán	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	Sin refrigeración		
DEPARTAMENTO:	Zacapa				

RESULTADOS					
1. ASPECTO:	Claro	4. OLOR:	Inodora	7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección)	- - ° C
2. COLOR:	10,00 Unidades	5. SABOR:	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	314,00 µmhos/cm
3. TURBIEDAD:	02,11 UNT	6.potencial de Hidrógeno (pH):	08,40 unidades		
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,20	6. CLORUROS (Cl)	10,00	11. SOLIDOS TOTALES	209,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,00	7. FLUORUROS (F)	00,33	12. SOLIDOS VOLÁTILES	34,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	05,28	8. SULFATOS (SO ₄ ⁻²)	28,00	13. SOLIDOS FIJOS	175,00
4. CLORO RESIDUAL	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,09	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	30,00
5. MANGANESO (Mn)	00,005	10. DUREZA TOTAL	140,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	166,00

ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)			
HIDRÓXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L
00,00	12,00	118,00	130,00

OTRAS DETERMINACIONES _____

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista de la calidad física y química el análisis del agua cumple con la norma. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A.- W.E.F. 21TH EDITION 2 005, NORMA COGUANUR 100-010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) 1996 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADOS), GUATEMALA.

Guatemala, 2008-05-29

Vo.Bo.

Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
DIRECTOR CII/USAC



Zenón Much Santos
Ing. Químico Col. No. 420
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio





ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 183 S.S. O.T.No.: 24,056

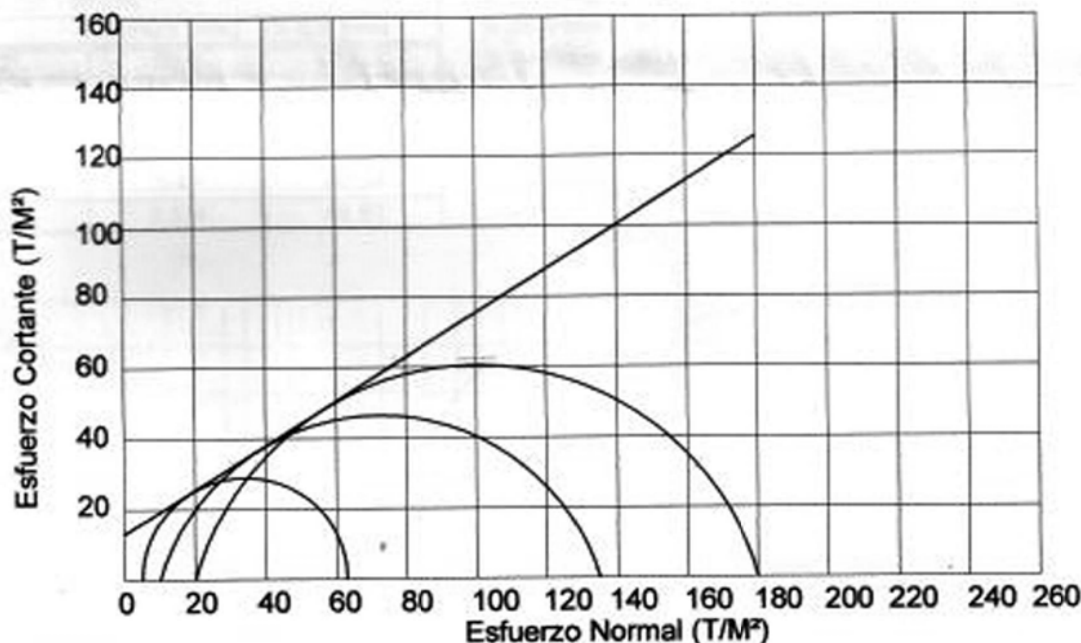
INTERESADO: Dario Francisco Lucas Mazariegos

PROYECTO: Trabajo de Graduación - EPS

UBICACIÓN: Aldea Mayuelas, Gualan Zacapa

pozo: 1 Profundidad: 1.5 m Muestra: 1

Fecha: 13 de abril de 2009



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 30.0^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 13.0 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.

DESCRIPCION DEL SUELO: Limo arenoso con partículas de pomez color café

DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"

OBSERVACIONES: Muestra tomada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q (T/m ²)	58.02	124.86	189.13
PRESION INTERSTICIAL u (T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA E_r (%)	2.0	4.0	6.0
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.13	1.13	1.13
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.30	1.30	1.30
HUMEDAD (%H)	15.0	15.0	15.0

Vó. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CIIUSAC



Atentamente,

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos





**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



Nº 003320

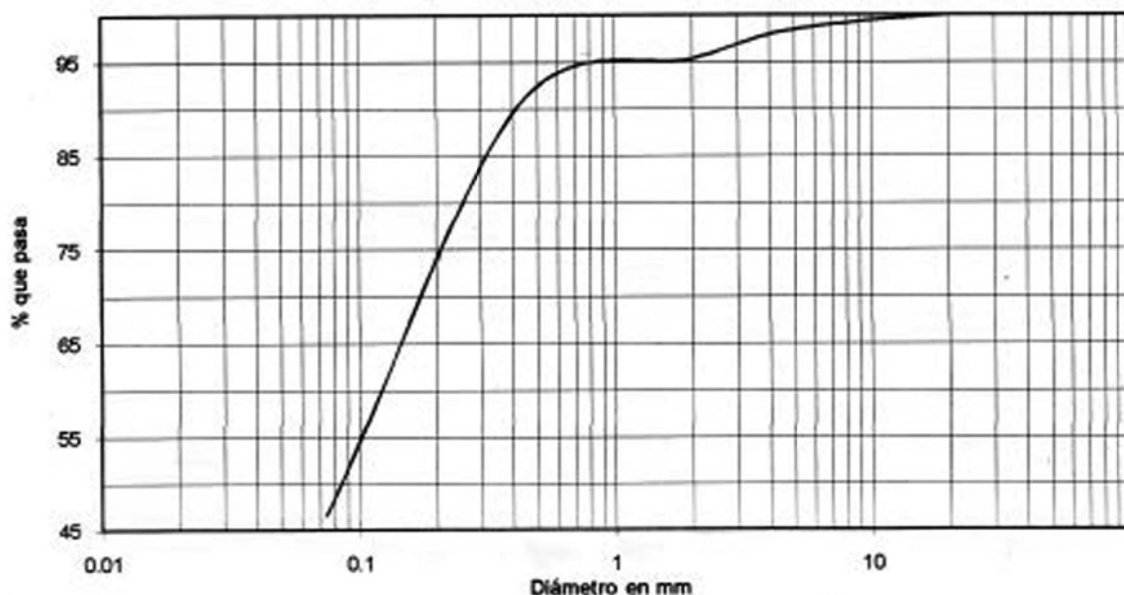
INFORME No. 184 S.S.

O.T. No. 24,056

Interesado: Dario Francisco Lucas Mazariegos
 Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico, con tamices y lavado previo.
 Norma: A.A.S.H.T.O. T-27, T-11
 Proyecto: Trabajo de Graduación - EPS
 Procedencia: Aldea Mayuelas, Gualan Zacapa
 Fecha: 13 de abril de 2009

Análisis con Tamices:		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
2"	50.8	100.00
3/4"	19.00	100.00
4	4.76	98.34
10	2.00	95.34
40	0.42	90.34
200	0.074	46.61

% de Grava: 1.66
 % de Arena: 51.73
 % de Finos: 46.61



Descripción del suelo: Limo arenoso con partículas de pomez color café
 Clasificación: S.C.U.: SM P.R.A.: A-4
 Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo.º Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
 DIRECTORA CIMUSAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos





CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 003322

INFORME No. 187 S. S.

O.T.: 24,056

Interesado: Darío Francisco Lucas Mazariegos
Proyecto: Trabajo de Graduación - EPS

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Aldea Mayuelas, Gualan Zacapa

FECHA: 13 de abril de 2009

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	LL. (%)	I.P. (%)	C.S.U. *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	0	0	S.M.	Limo Arenoso con partículas de pomez color café

(*) C.S.U. = CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.

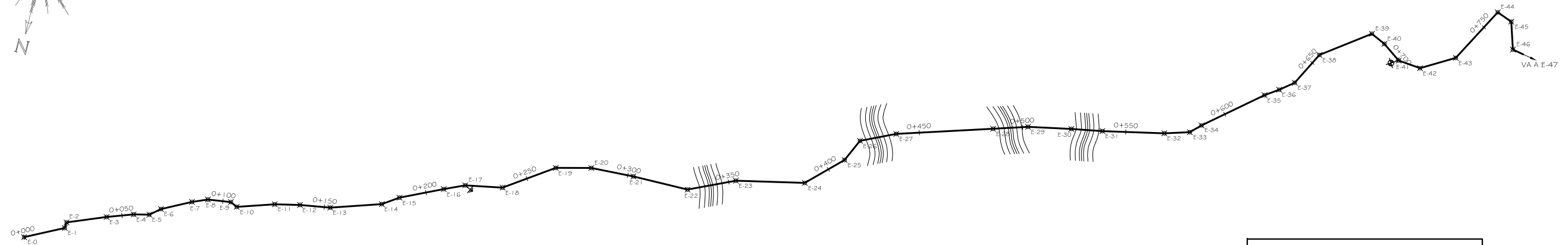
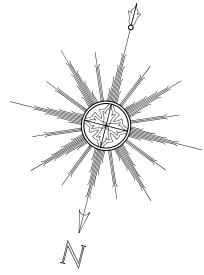
Inga. Teima Maricela Cano Morales
DIRECTORA CI/USAC



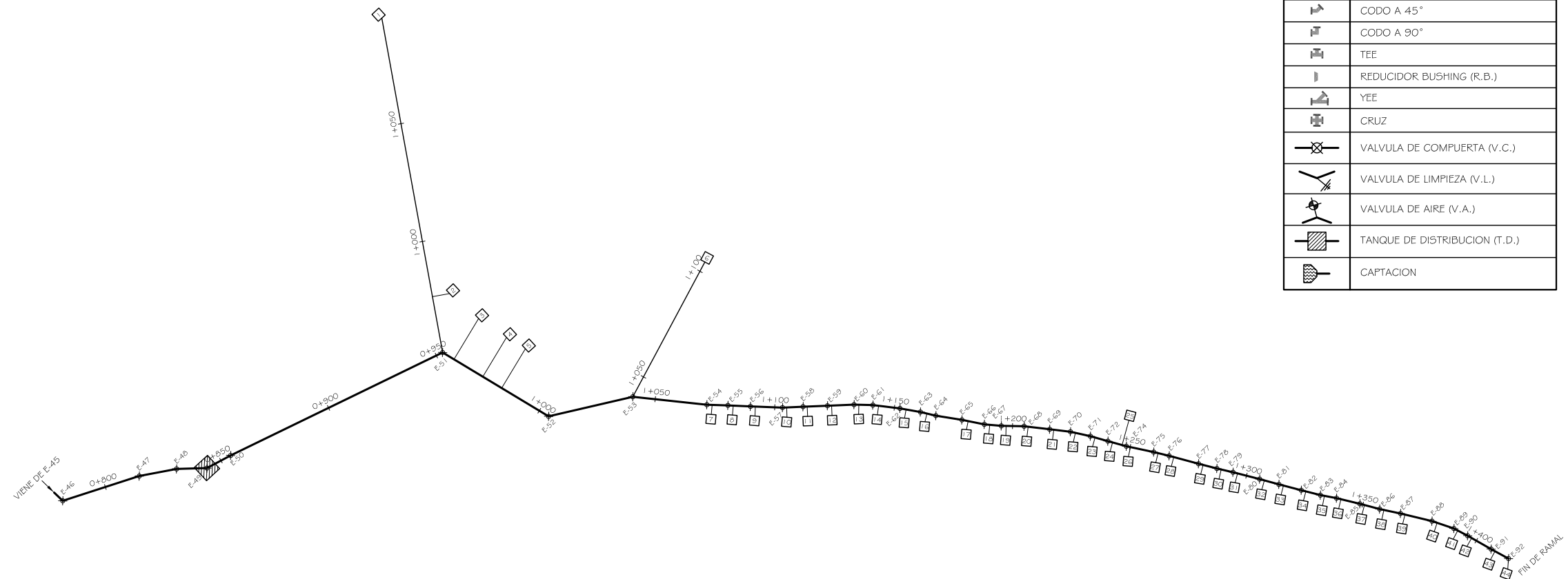
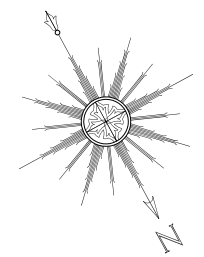
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



APÉNDICE



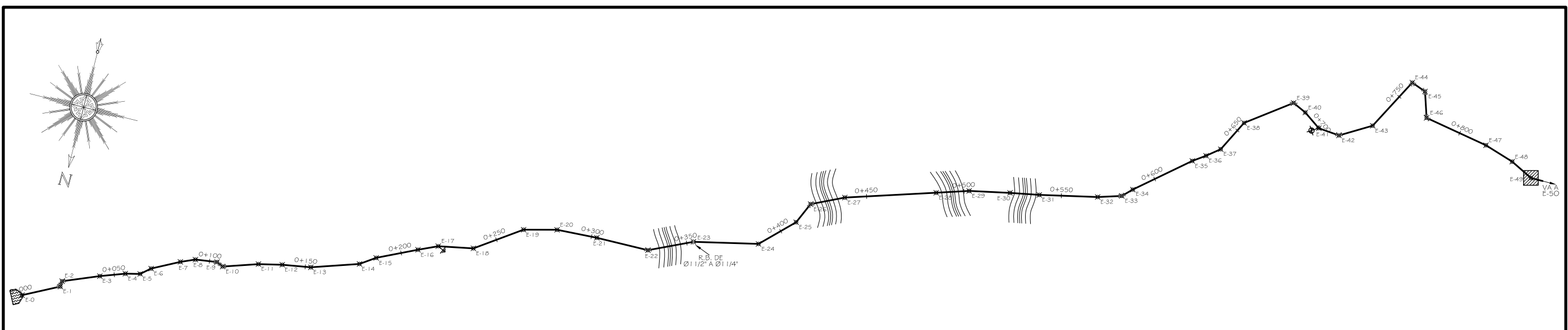
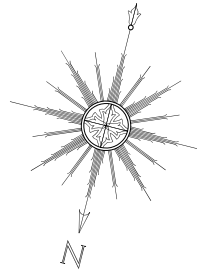
SIMBOLOGIA	
	ESTACION TOPOGRAFICA
	CASA, IGLESIA, ESCUELA
	CARRETERA
	TUBERIA DE DISTRIBUCION
	CODO A 45°
	CODO A 90°
	TEE
	REDUCIDOR BUSHING (R.B.)
	YEE
	CRUZ
	VALVULA DE COMPUERTA (V.C.)
	VALVULA DE LIMPIEZA (V.L.)
	VALVULA DE AIRE (V.A.)
	TANQUE DE DISTRIBUCION (T.D.)
	CAPTACION



PLANTA DE DENSIDAD DE VIVIENDAS

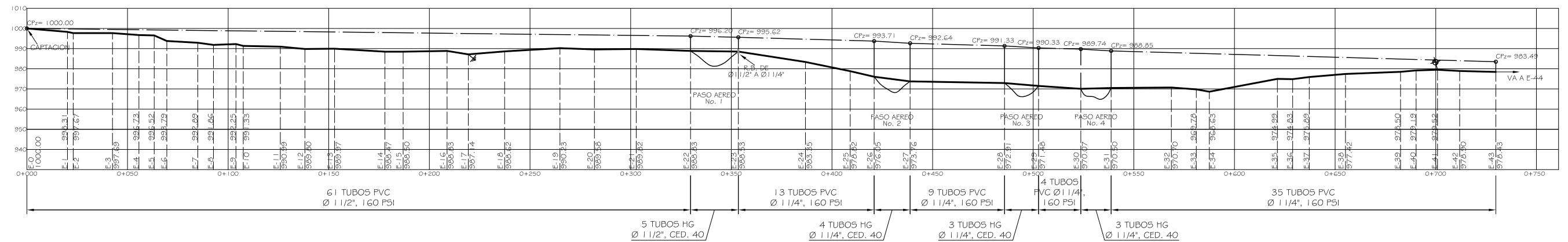
ESCALA: 1/1000

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO: DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA COMUNIDAD LAS CAÑAS, GUALAN, ZACAPA		
CONTENIDO: PLANTA DE DENSIDAD DE VIVIENDAS		
CALCULO Y DISEÑO:	DARIO LUCAS	HOLA
DIBUJO:	DARIO LUCAS	2 / 7
ING. MANUEL ALFREDO ABRIVILLAGA OCHAEATA ASESOR DE EPS		ESCALA: INDICADA
		FECHA: MARZO 2009



PLANTA DE LINEA DE CONDUCCION DE E-0 A E-49

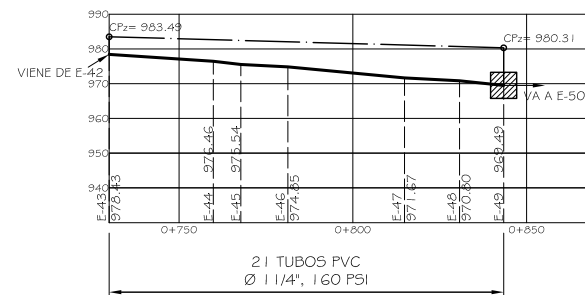
ESCALA: 1/1000



PERFIL DE LINEA DE CONDUCCION DE E-0 A E-49

ESCALA: 1/1000

SIMBOLOGIA	
	ESTACION TOPOGRAFICA
	CASA, IGLESIA, ESCUELA
	CARRETERA
	TUBERIA DE DISTRIBUCION
	CODO A 45°
	CODO A 90°
	TEE
	REDUCIDOR BUSHING (R.B.)
	YEE
	CRUZ
	VALVULA DE COMPUERTA (V.C.)
	VALVULA DE LIMPIEZA (V.L.)
	VALVULA DE AIRE (V.A.)
	TANQUE DE DISTRIBUCION (T.D.)
	CAPTACION



PERFIL DE LINEA DE CONDUCCION DE E-43 A E-49

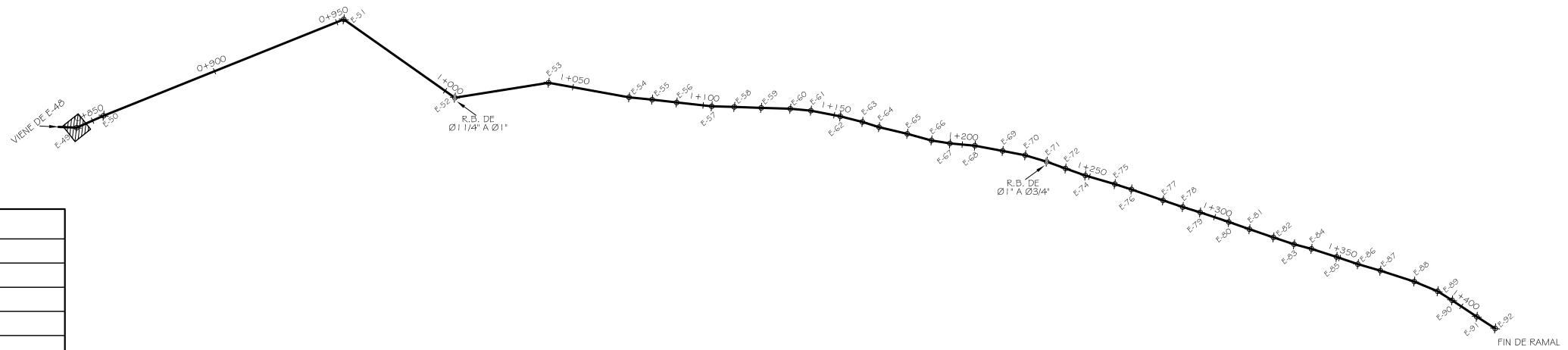
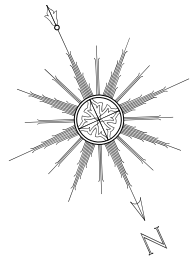
ESCALA: 1/1000

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

PROYECTO: DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA COMUNIDAD LAS CAÑAS, GUALAN, ZACAPA

CONTENIDO: PLANTA - PERFIL DE LINEA DE CONDUCCION DE E-0 A E-49

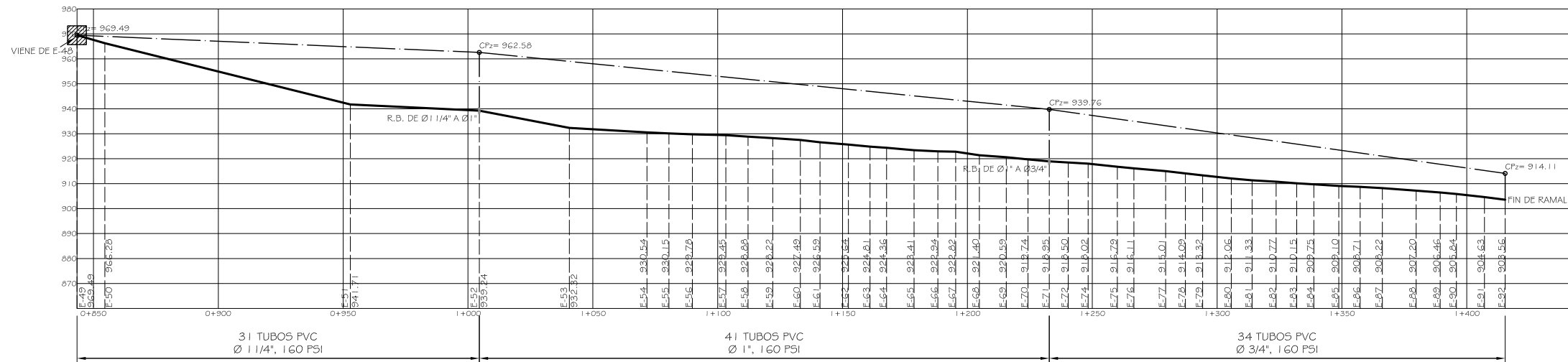
CALCULO Y DISEÑO:	DARIO LUCAS	HOLA:	
DIBUJO:	DARIO LUCAS	3	7
ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHOAETA ASESOR DE EPS		ESCALA:	INDICADA
		FECHA:	AGOSTO 2009



PLANTA DE LINEA DE DISTRIBUCION DE E-49 A E-92

ESCALA: 1/1000

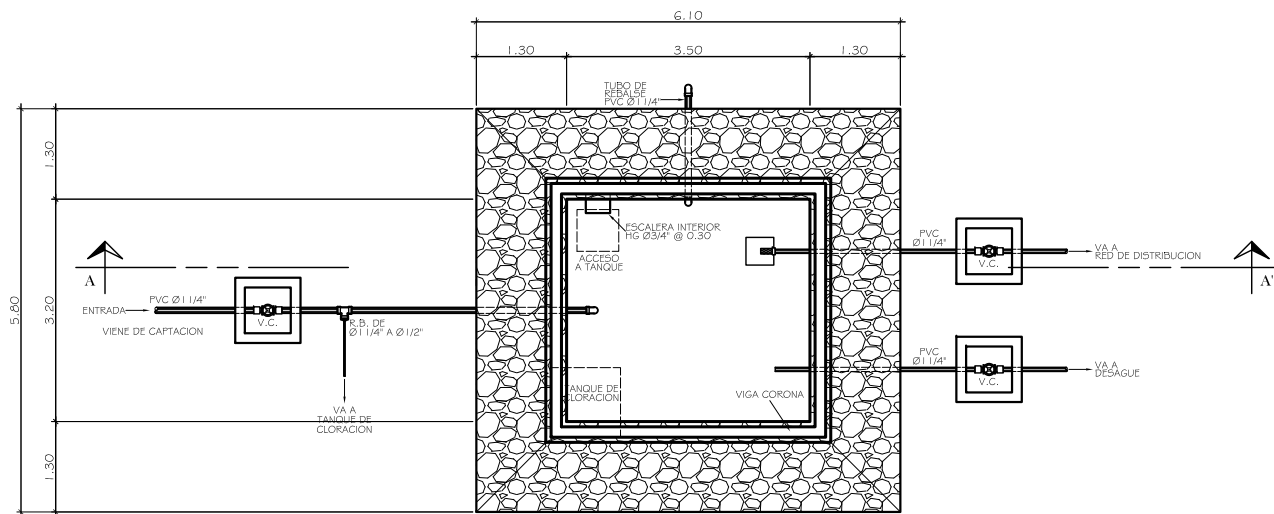
SIMBOLOGIA	
	ESTACION TOPOGRAFICA
	CASA, IGLESIA, ESCUELA
	CARRETERA
	TUBERIA DE DISTRIBUCION
	CODO A 45°
	CODO A 90°
	TEE
	REDUCIDOR BUSHING (R.B.)
	YEE
	CRUZ
	VALVULA DE COMPUERTA (V.C.)
	VALVULA DE LIMPIEZA (V.L.)
	VALVULA DE AIRE (V.A.)
	TANQUE DE DISTRIBUCION (T.D.)
	CAPTACION



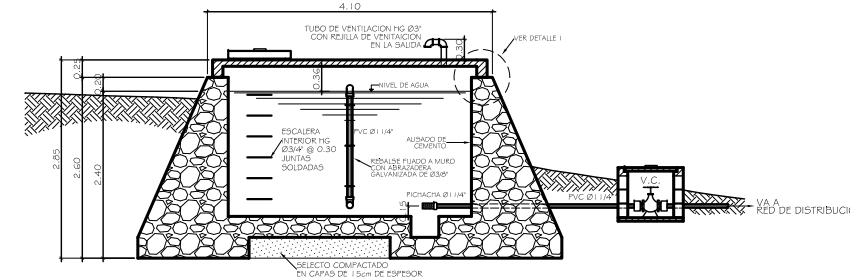
PERFIL DE LINEA DE DISTRIBUCION DE E-49 A E-92

ESCALA: 1/1000

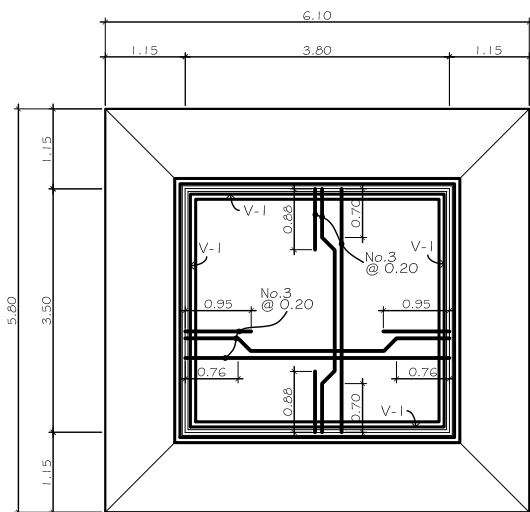
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO: DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA COMUNIDAD LAS CAÑAS, GUALAN, ZACAPA		
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL DE LINEA DE DISTRIBUCION DE E-49 A E-92		
CALCULO Y DISEÑO:	DARIO LUCAS	HOLA
DIBUJO:	DARIO LUCAS	4/7
ING. MANUEL ALFREDO ABRIVILLAGA OCHAEETA ASESOR DE EPS		ESCALA: INDICADA FECHA: AGOSTO 2009



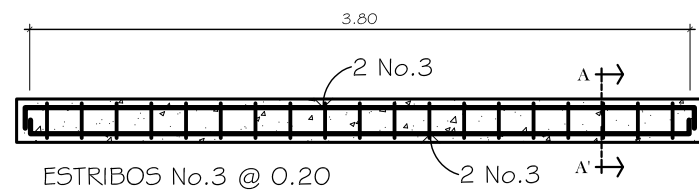
PLANTA TANQUE DE DISTRIBUCION (20m3)
ESCALA: 1/50



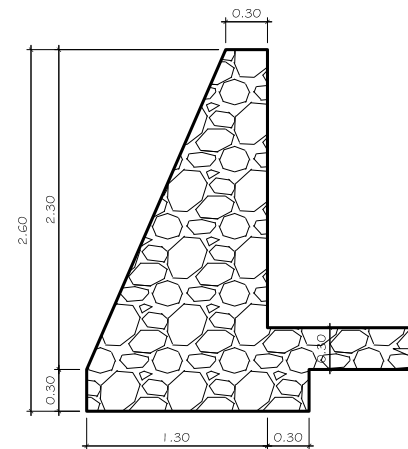
CORTE A-A'
ESCALA: 1/50



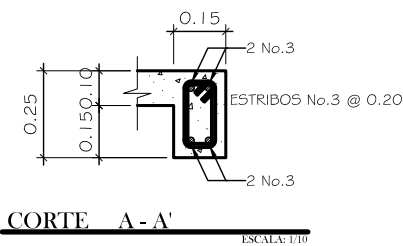
PLANTA LOSA Y VIGAS
ESCALA: 1/50



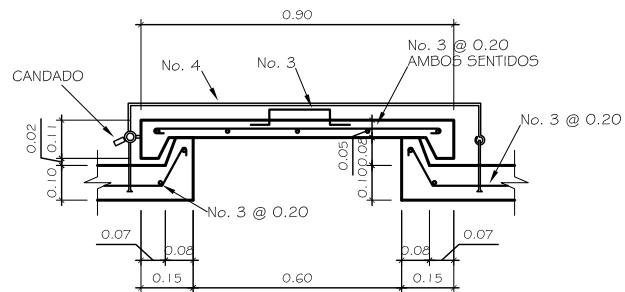
ELEVACION VIGA - 1
ESCALA: 1/20



DETALLE DE MURO
ESCALA: 1/25

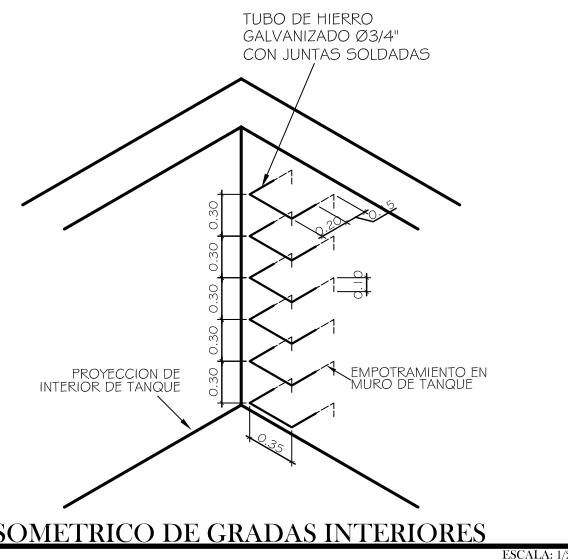


CORTE A-A'
ESCALA: 1/10



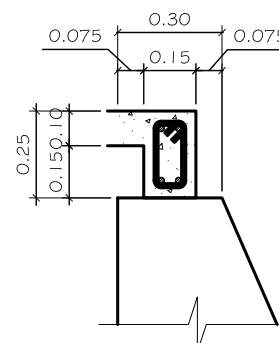
DETALLE DE TAPADERA
ESCALA: 1/10

NOTAS:
-LA LOSA TENDRA UN ESPESOR $t = 0.10m$
-EL DIAMETRO DE LAS VARILLAS DE HIERRO SERA: $\phi = 3/8"$
-EL CONCRETO SERA EN LA PROPORCION 1:2:2 CEMENTO: ARENA DE RIO: PIEDRIN DE 3/4" (9.8 SACOS DE CEMENTO, 2 CARRETAS DE ARENA Y 2 CARRETAS DE PIEDRIN POR m³)
-EL ACERO DE REFUERZO A UTILIZAR SERA GRADO 40
-LA LOSA SUPERIOR DEBERA FUNDIRSE CON PANUELOS CON PENDIENTE DEL 1% PARA EVACUACION DEL AGUA FLUVIAL



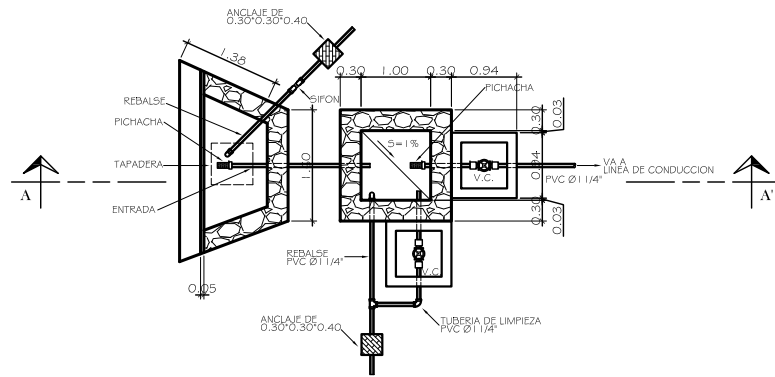
ISOMETRICO DE GRADAS INTERIORES
ESCALA: 1/25

NOTAS:
-LA MAMPOSTERIA DE PIEDRA SE DEBERA HACER DE LA SIGUIENTE MANERA:
35% DE MORTERO
67% DE PIEDRA BOLA
-EL MORTERO SE HARA EN LA PROPORCION 1:2 CEMENTO: ARENA DE RIO (5 SACOS DE CEMENTO Y 1 CARRETA DE ARENA POR m³)
-EL CONCRETO SERA EN LA PROPORCION 1:2:2 CEMENTO: ARENA DE RIO: PIEDRIN DE 3/4" (9.8 SACOS DE CEMENTO, 2 CARRETAS DE ARENA Y 2 CARRETAS DE PIEDRIN POR m³)
-SE REFIILLARA EN EL INTERIOR CON SABIETA PROPORCION 1:2 CON UN RECUBRIMIENTO MINIMO DE 1.5cm Y ALIZADO INTERIOR Y EXTERIOR EN LAS TAPADERAS SE DEJARA UN DESNIVEL NECESARIO PARA DRENAR EL AGUA DE LLUVIA
-EL TERRENO BAJO LA LOSA DEL PISO DEBERA SER PERFECTAMENTE APISONADO
-SE REALIZARA UN ALIZADO INTERIOR DE CEMENTO Y ARENA DE RIO EN PROPORCION 1:1, PARA IMPERMEABILIZAR LAS PAREDES INTERNAS DEL TANQUE



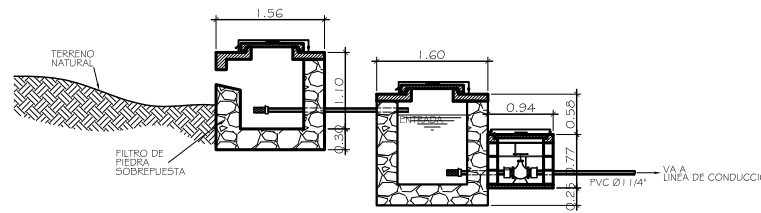
DETALLE 1
ESCALA: 1/10

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO:	DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA COMUNIDAD LAS CAÑAS, GUALAN, ZACAPA	
CONTENIDO:	TANQUE DE DISTRIBUCION DE 20 METROS CUBICOS	
CALCULO Y DISEÑO:	DARIO LUCAS	HORA
FIGUJO:	DARIO LUCAS	5 / 7
ESCALA: INDICADA		FECHA: AGOSTO 2009
ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAEITA ASESOR DE EPS		



PLANTA DE TANQUE DE CAPTACION

ESCALA: 1/50



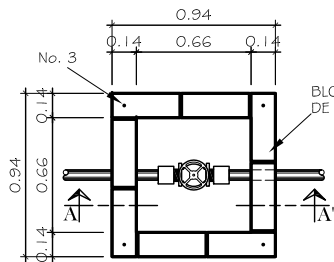
CORTE A-A'

ESCALA: 1/50

NOTAS:
 -LA MAMPOSTERIA DE PIEDRA SE DEBERA HACER DE LA SIGUIENTE MANERA:
 33% DE MORTERO
 67% DE PIEDRA BOLA
 -EL MORTERO SE HARA EN LA PROPORCION 1:2 CEMENTO: ARENA DE RIO (5 SACOS DE CEMENTO Y 1 CARRETA DE ARENA POR m³)
 -EL CONCRETO SERA EN LA PROPORCION 1:2:2 CEMENTO: ARENA DE RIO: PIEDRIN DE 3/4" (9,8 SACOS DE CEMENTO, 2 CARRETAS DE ARENA Y 2 CARRETAS DE PIEDRIN POR m³)
 -SE REPELLARA EN EL INTERIOR CON SAVIETA PROPORCION 1:2 CON UN RECUBRIMIENTO MINIMO DE 1.5cm Y ALZADO INTERIOR Y EXTERIOR EN LAS TAPADERAS SE DEJARA UN DESNIVEL NECESARIO PARA DRENAR EL AGUA DE LLUVIA
 -EL TERRENO BAJO LA LOSA DEL PISO DEBERA SER PERFECTAMENTE APISONADO
 -SE REALIZARA UN ALZADO INTERIOR DE CEMENTO Y ARENA DE RIO EN PROPORCION 1:1 PARA IMPERMEABILIZAR LAS PAREDES INTERNAS DEL TANQUE

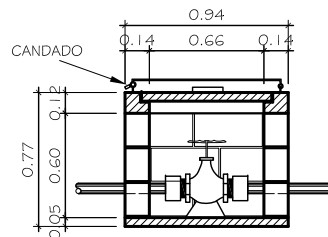
PLANTA CAJA DE VALVULAS

ESCALA: 1/20



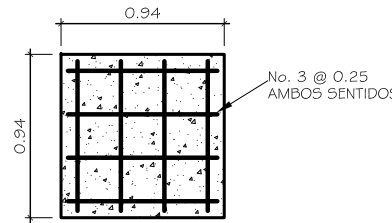
CORTE A-A'

ESCALA: 1/20



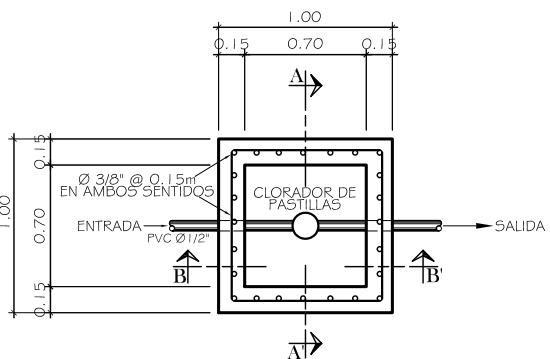
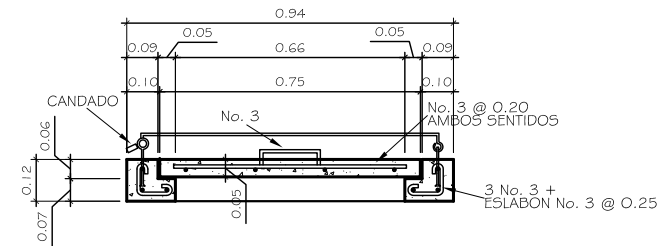
PLANTA BASE DE CONCRETO

ESCALA: 1/20



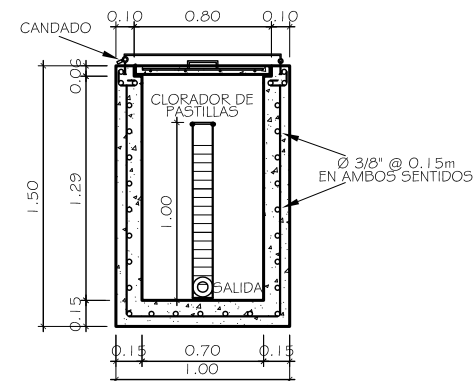
DETALLE DE TAPADERA

ESCALA: 1/10



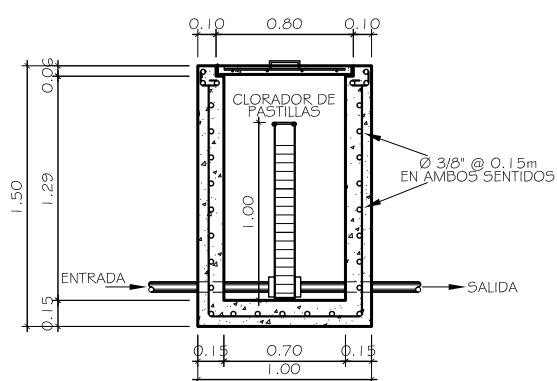
PLANTA CAJA DE CLORACION

ESCALA: 1/20



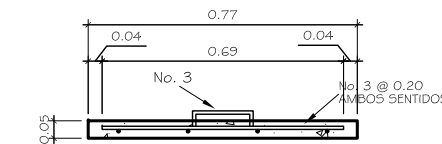
CORTE A-A'

ESCALA: 1/20



CORTE B-B'

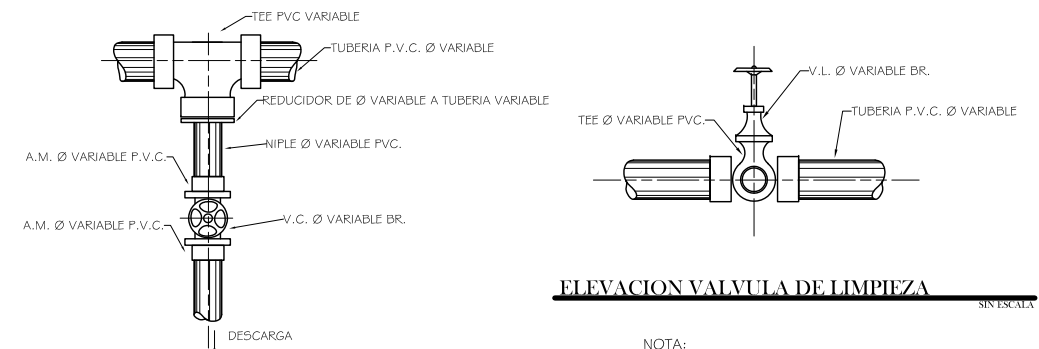
ESCALA: 1/20



DETALLE DE TAPADERA

ESCALA: 1/10

NOTAS:
 -EL SUPLO DE SOPORTE DE LA VALVULA HA DE SER ARENOSO
 -EL DIAMETRO DE LAS VARILLAS DE REFUERZO SERAN: Ø = 3/8"
 -EL CONCRETO SERA EN LA PROPORCION 1:2:2 CEMENTO: ARENA DE RIO: PIEDRIN DE 3/4" (9,8 SACOS DE CEMENTO, 2 CARRETAS DE ARENA Y 2 CARRETAS DE PIEDRIN POR m³)
 -EL ACERO DE REFUERZO A UTILIZAR SERA GRADO 40
 -EN LAS TAPADERAS SE DEJARA UN DESNIVEL NECESARIO PARA DRENAR EL AGUA DE LLUVIA
 -SE REPELLARA EN EL INTERIOR CON SAVIETA EN PROPORCION 1:2 CEMENTO:ARENA DE RIO CON RECUBRIMIENTO MINIMO DE 1cm
 -EL TERRENO BAJO LA LOSA DE PISO DEBERA SER PERFECTAMENTE APISONADA



ELEVACION VALVULA DE LIMPIEZA

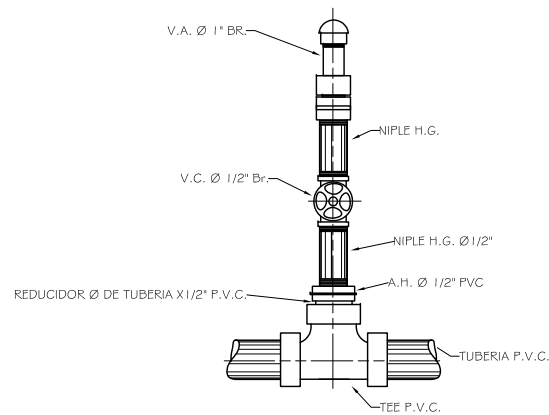
SIN ESCALA

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

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

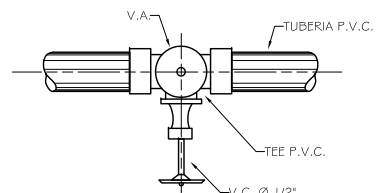
PLANTA VALVULA DE LIMPIEZA

SIN ESCALA



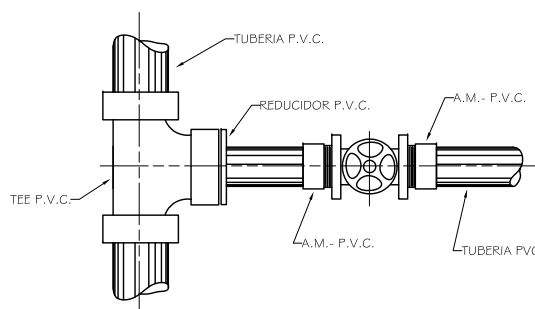
ELEVACION VALVULA DE AIRE Ø 1"

SIN ESCALA



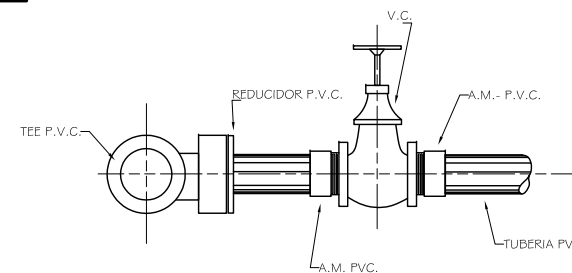
PLANTA VALVULA DE AIRE

SIN ESCALA



PLANTA VALVULA DE COMPUERTA

SIN ESCALA



ELEVACION VALVULA DE COMPUERTA

SIN ESCALA

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

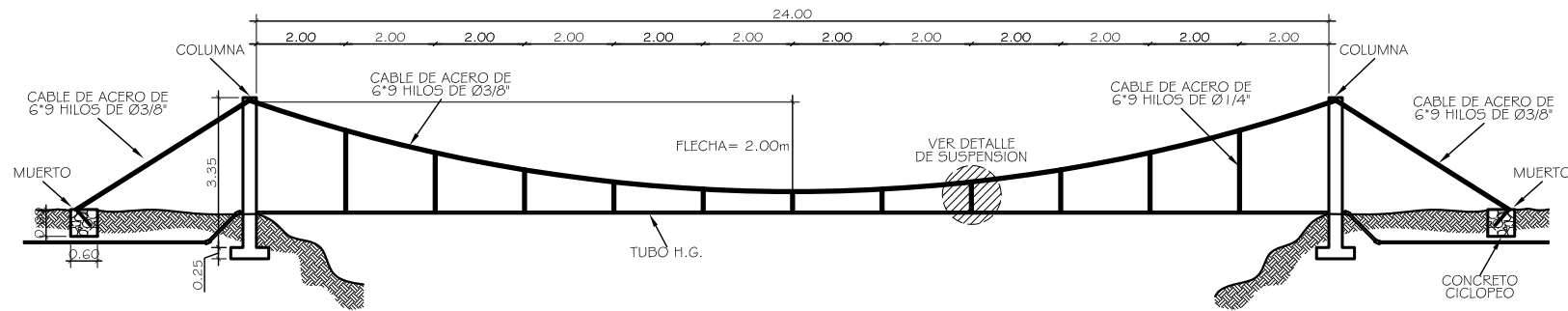
PROYECTO: DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA COMUNIDAD LAS CAÑAS, GUALAN, ZACAPA

CONTENIDO: TANQUE DE CAPTACION, CAJA DE VALVULAS, CLORACION Y DETALLES DE VALVULAS

CALCULO Y DISEÑO:	DARIO LUCAS	HORA:	
DIBUJO:	DARIO LUCAS	6	7
ESCALA: INDICADA		FECHA: AGOSTO 2009	

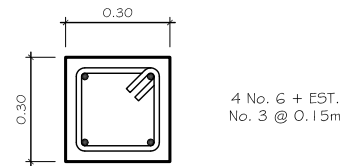


ING. MANUEL ALFREDO ABRIVILLAGA OCHAEITA
 ASESOR DE EPS



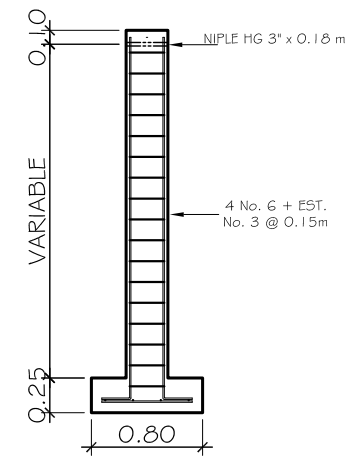
ELEVACION LATERAL DE PASO AEREO No. 1 (24.00m)

ESCALA: 1/75



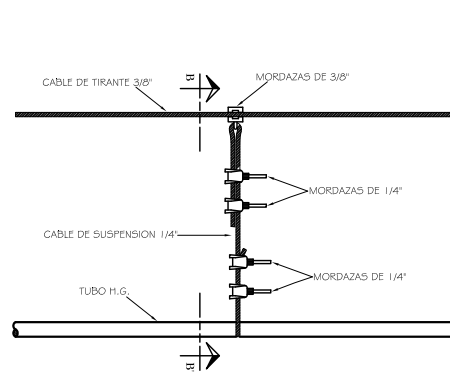
COLUMNA

ESCALA: 1/10



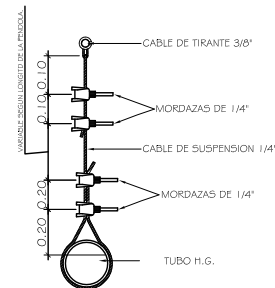
CORTE A - A' EN ZAPATA

ESCALA: 1/25



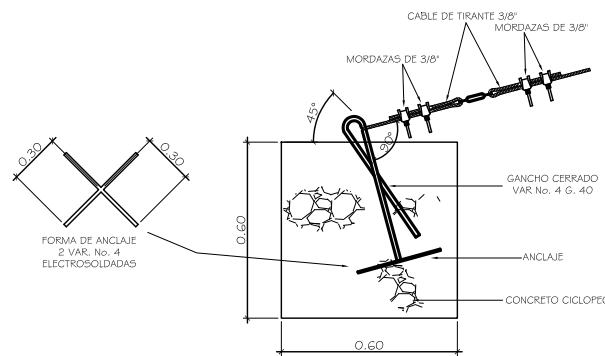
DETALLE DE SUSPENSION

SIN ESCALA



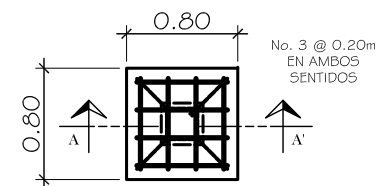
CORTE B - B' EN SUSPENSION

SIN ESCALA



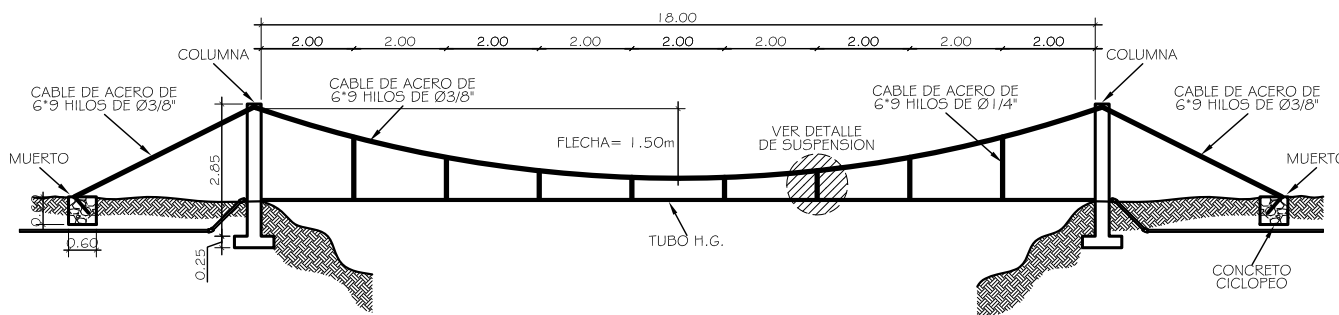
DETALLE DE ANCLAJE Y TENSOR (MUERTO)

SIN ESCALA



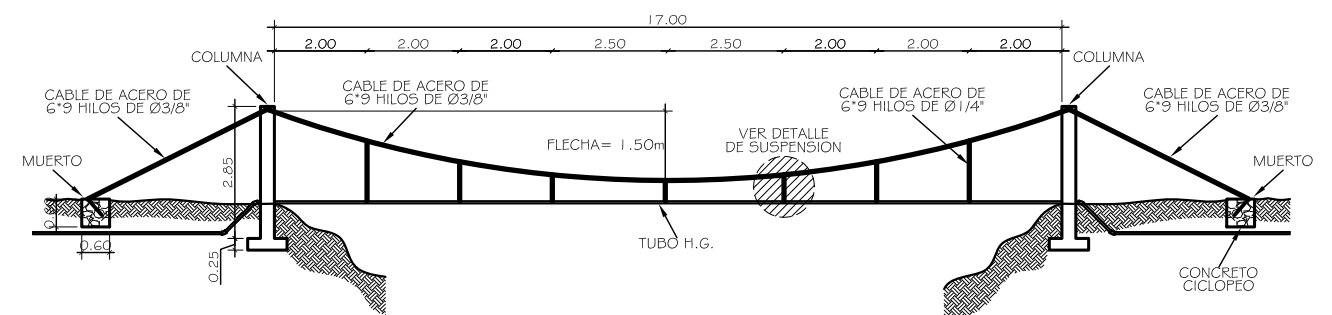
ZAPATA

ESCALA: 1/25



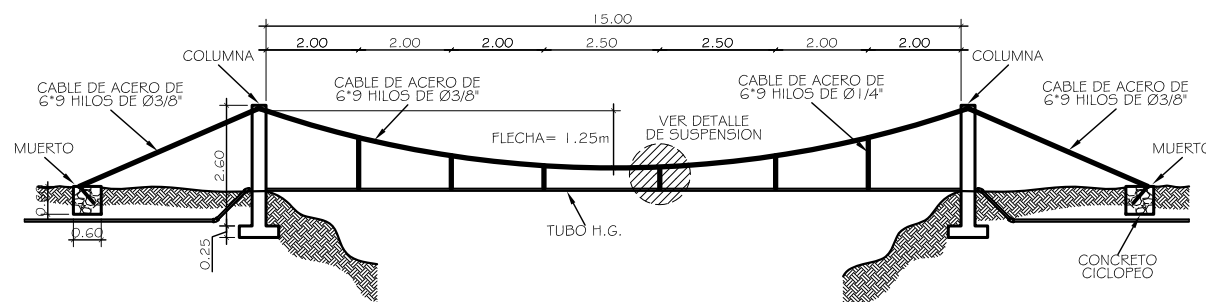
ELEVACION LATERAL DE PASO AEREO No.2 (18.00m)

ESCALA: 1/75



ELEVACION LATERAL DE PASO AEREO No.3 (17.00m)

ESCALA: 1/75

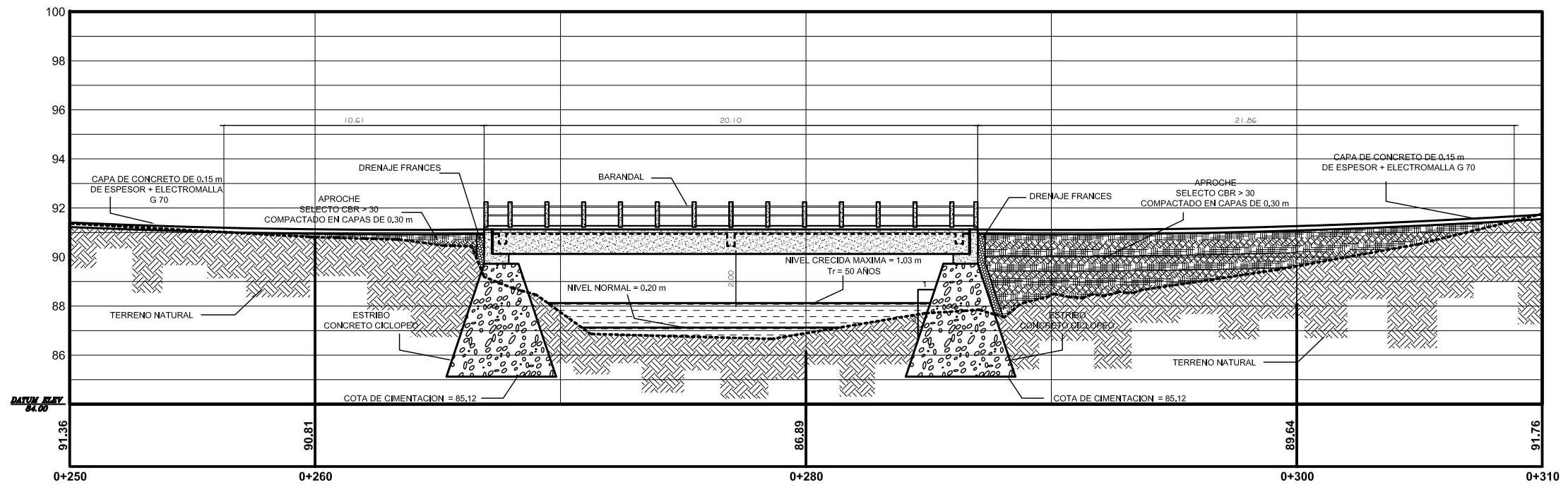


ELEVACION LATERAL DE PASO AEREO No. 4 (15.00m)

ESCALA: 1/75

NOTAS:
 - EL CONCRETO SERA EN LA PROPORCION 1:2:2
 (CEMENTO: ARENA DE RIO: PIEDRIN DE 3/4")
 (5.8 SACOS DE CEMENTO, 2 CARRETAS DE ARENA Y 2 CARRETAS DE PIEDRIN POR m3)
 - EL ACERO DE REFUERZO A UTILIZAR SERA GRADO 40

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO: DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA COMUNIDAD LAS CAÑAS, GUALAN, ZACAPA		
CONTENIDO: DETALLES DE PASOS AEROS		
CALCULO Y DISEÑO:	DARIO LUCAS	HOLA
FIGURA:	DARIO LUCAS	7 / 7
ESCALA: INDICADA		FECHA: AGOSTO 2009
ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAEETA ASESOR DE EPS		



ESPECIFICACIONES TECNICAS

RECUBRIMIENTO:

AASHTO 5.12.3 PARA SITUACIONES EXTERIORES 50 MILIMETROS SE TOMARA PARA CIMENTOS, MUROS, LOSAS ARRIBA, COLUMNAS Y VIGAS, MIENTRAS PARA FONDO DE LOSAS 25 MILIMETROS, TODO MEDIDO DEL ROSTRO DE LA BARRA A SUPERFICIE DEL CONCRETO, A MENOS QUE EL DETALLE CONTEMPLA SU MEDIDA DE RECUBRIMIENTO.

LONGITUD DEL DESARROLLO:

AASHTO 5.11.1.2.1 LA ARMADURA SE DEBERA PROLONGAR MAS ALLA DEL PUNTO EN EL CUAL YA NO SE LA REQUIERE PARA RESISTIR FLEXION EN UNA DISTANCIA NO MENOR QUE LA PROFUNDIDAD EFECTIVA DEL ELEMENTO, 15 VECES EL DIAMETRO NOMINAL DE LA BARRA O 1/20 DE LA LUZ LIBRE DEL TRAMO.

EMPALMES:

AASHTO 5.11.5.2.1 LOS EMPALMES DE BARRAS INDIVIDUALES DENTRO DE UN PAQUETE NO SE DEBERAN SUPERPONER, NO SE DEBERAN EMPALMAR PAQUETES ENTEROS MEDIANTE EMPALMES SOLAPADOS. EN LOS ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXION, LAS BARRAS EMPALMADAS MEDIANTE SOLAPADOS SIN CONTACTO NO DEBERAN ESTAR SEPARADAS TRANSVERSALMENTE MAS DE UN QUINTO DE LA LONGITUD DE EMPALME REQUERIDA O 150 MILIMETROS (MM), AASHTO 5.11.5.2.2 LA RESISTENCIA DE UNA CONEXION TOTALMENTE MECANICA NO DEBERA SER MENOR QUE 125 POR CIENTO DE LA RESISTENCIA A LA FLUENCIA ESPECIFICA DE LA BARRA EN TRACCION O COMPRESION, SEGUN CORRESPONDA.

GANCHOS:

AASHTO 5.11.2.4-1 EN COMENTARIOS LAS BARRAS TERMINADAS EN GANCHO PARA EL DESARROLLO DE GANCHOS NORMALES (ACI) NOS INDICA 12 db EN GANCHOS A 90 GRADOS Y 6 db EN GANCHOS A 180 GRADOS, DONDE db ES EL DIAMETRO DE LA BARRA EN MM.

PAQUETES DE BARRAS:

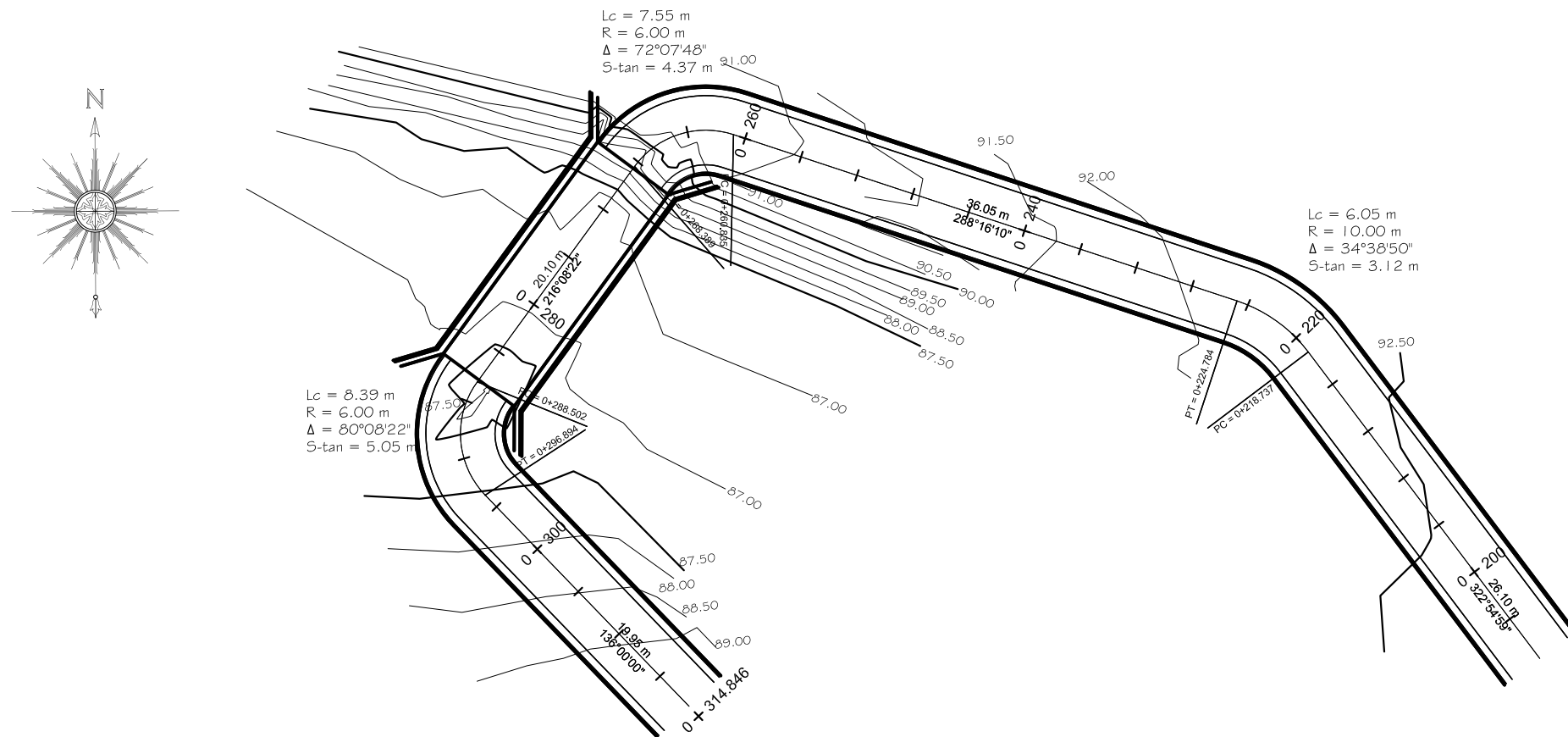
AASHTO 5.10.3.1.5 LOS PAQUETES DE BARRAS DEBERAN SER SOLDADOS, ATADOS CON ALAMBRES O SUJETADOS DE ALGUNA OTRA MANERA PARA GARANTIZAR QUE LAS BARRAS PERMANEZCAN EN SUS UBICACIONES RELATIVAS INDEPENDIENTEMENTE DE SU INCLINACION, CADA UNA DE LAS BARRAS INDIVIDUALES DE UN PAQUETE QUE SE INTERRUMPE DENTRO DE UN TRAMO DEBERA TERMINAR EN SECCIONES DIFERENTES SEPARADAS COMO MINIMO 40 DIAMETROS DE BARRA.

ESPECIFICACIONES:

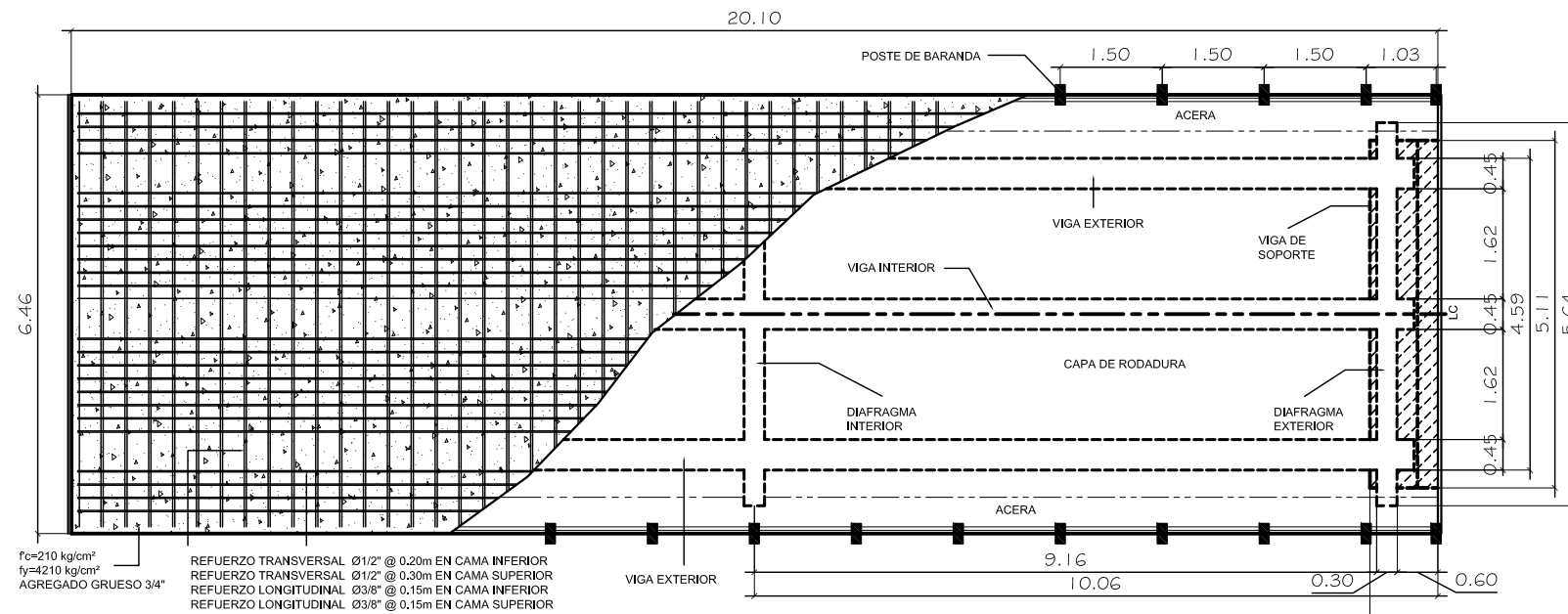
PARA LOSA, POSTES, CORTINA, VIGA DE APOYO Y DIAFRAGMAS UTILIZAR ACERO DE REFUERZO GRADO 40 (40,000 PSI) = 2,810 kg/cm². EL CONCRETO A UTILIZAR ES 210 kg/cm² (3,000 PSI) CON PROPORCION DE 1:2:2. PARA LAS VIGAS PRINCIPALES UTILIZAR ACERO DE REFUERZO GRADO 60 (60,000 PSI) = 4,200 kg/cm². EL CONCRETO A UTILIZAR ES 281 kg/cm² (4,000 PSI) CON PROPORCION DE 1:2:2.

VARIOS:

EL REPLANTEO TOPOGRAFICO DEBE REFERENCIARSE A LAS SEÑALES PREVIAMENTE ESTABLECIDAS PARA LA LOCALIZACION DE CADA ELEMENTO, PRA EL CUAL SOLO SE PERMITE UN 0.03% DE ERROR. LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS. LA ACERA Y EL BARANDAL SE DEBEN CONSTRUIR POSTERIORMENTE A QUE LAS VIGAS SE HAYAN DEFLECTADO LIBREMENTE. TODOS LOS ELEMENTOS DE ACERO ESTRUCTURAL NO EMBEBIDOS EN EL CONCRETO DEL PUENTE, DEBERAN COLOCARSE CON DOS CAPAS DE PINTURA ANTIGORROSIVO DE DIFERENTE COLOR. PARA LOS MUROS DE MAMPOSTERIA Y LAS ALAS UTILIZAR CONCRETO CICLOPEO DE 3,500 PSI PROPORCION 67% DE PIEDRA BOLA Y 33% DE MORTERO (POR CADA CARRETADA DE MORTERO SE COLOCARAN DOS CARRETADAS DE PIEDRA BOLA). EL MORTERO DE CONCRETO DE CEMENTO, ARENA Y PIEDRIN EN PROPORCION 1:2:3 (10 SACOS DE CEMENTO UGC, 0.5 m³ DE ARENA Y 0.77 m³ DE PIEDRIN PARA PRODUCIR 1 m³ CUBICO DE MORTERO). TODAS LAS SUPERFICIES A LA VISTA DEBERAN TENER ACABADO LISO, CONTEMPLAR LO ESTABLECIDO EN EL PLANO DE APROCHE EN CUANTO A LA COMPACTACION Y TIPO DE SUPERFICIE DE RODADURA.

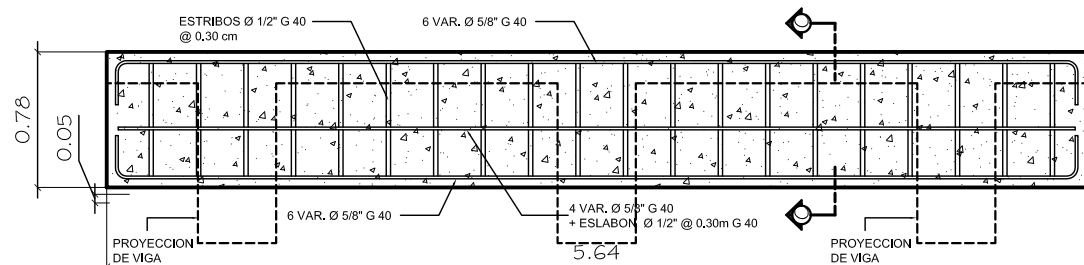


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA MAYUELAS DEL MUNICIPIO DE GUALAN, ZACAPA		
CONTENIDO: UBICACION, PLANTA, CURVAS DE NIVEL Y PERFIL		
CALCULO Y DISEÑO:	DARIO LUCAS	HORA
DIBUJO:	DARIO LUCAS	1/4
ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHOAETA ASESOR DE EPS		ESCALA: INDICADA
		FECHA: AGOSTO 2009



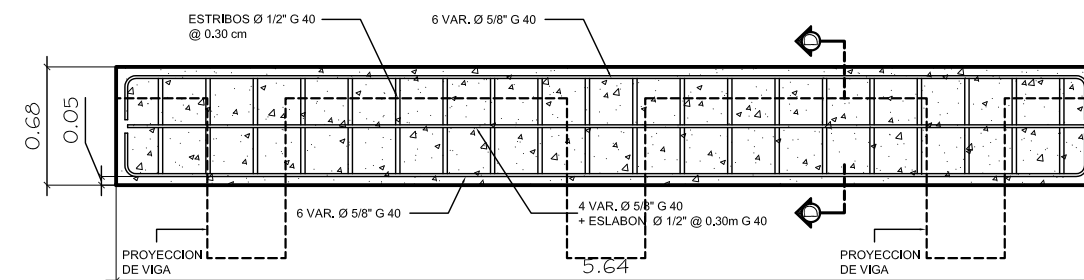
PLANTA Y ARMADO DE LOSA

ESCALA: 1/50



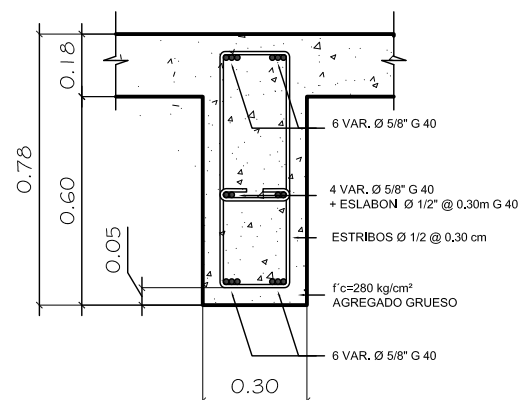
ELEVACION DE DIAFRAGMA INTERIOR

ESCALA: 1/20



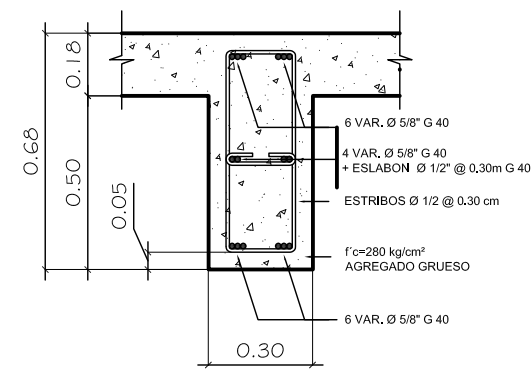
ELEVACION DE DIAFRAGMA EXTERIOR

ESCALA: 1/20



SECCION C-C DIAFRAGMA INTERIOR

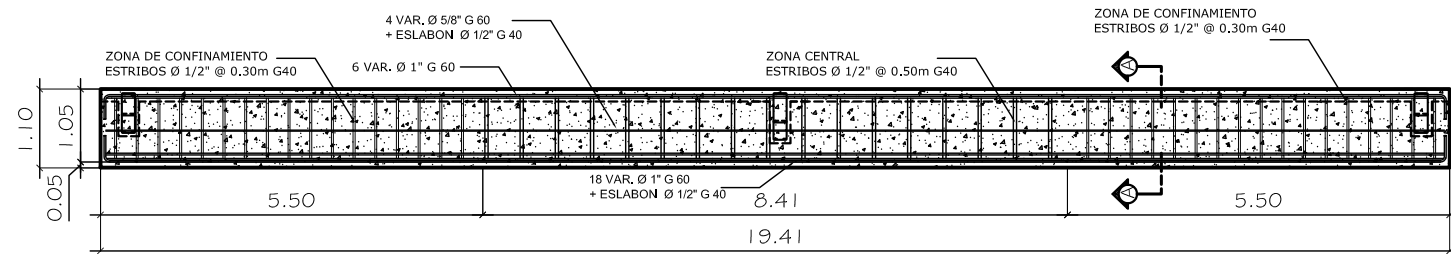
ESCALA: 1/10



SECCION D-D DIAFRAGMA EXTERIOR

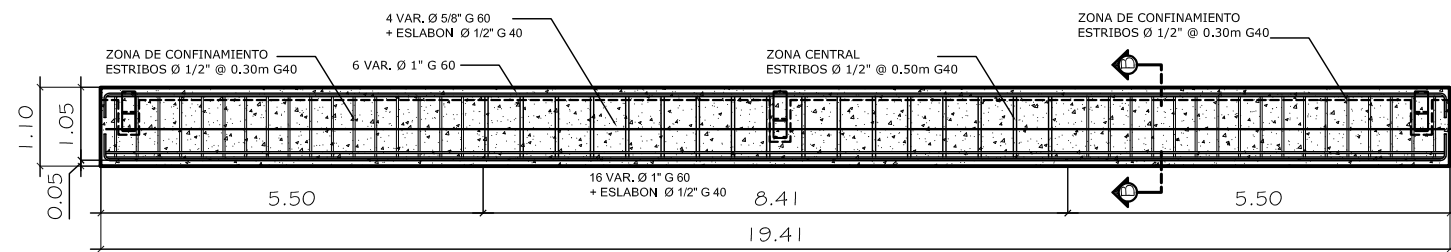
ESCALA: 1/10

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA MAYUELAS DEL MUNICIPIO DE GUALAN, ZACAPA		
CONTENIDO: PLANTA DE LOSA, DIAFRAGMAS Y SECCION DE DIAFRAGMAS		
CALCULO Y DISEÑO:	DARIO LUCAS	HORA
DIBUJO:	DARIO LUCAS	2 / 4
ESCALA: INDICADA		FECHA: AGOSTO 2009
ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAEYA ASESOR DE EPS		



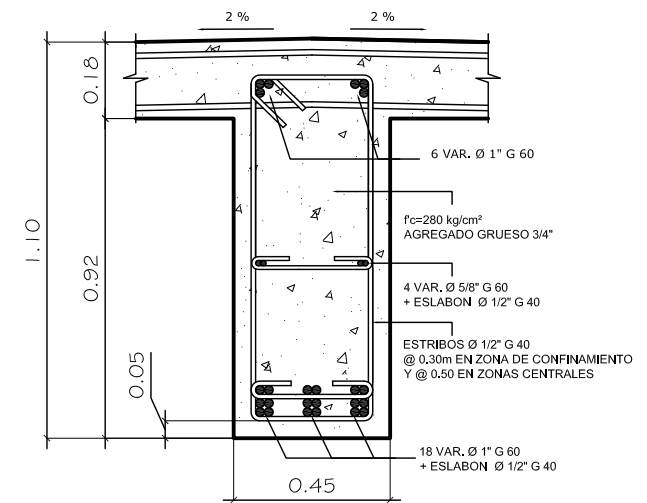
ELEVACION DE VIGA INTERIOR

ESCALA: 1/50



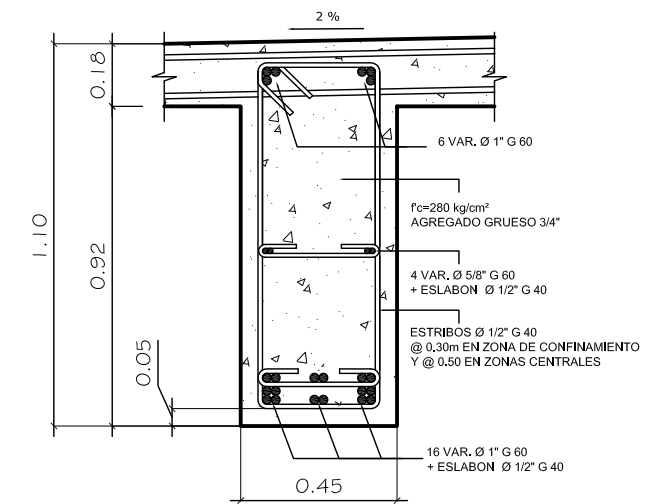
ELEVACION DE VIGA EXTERIOR

ESCALA: 1/50



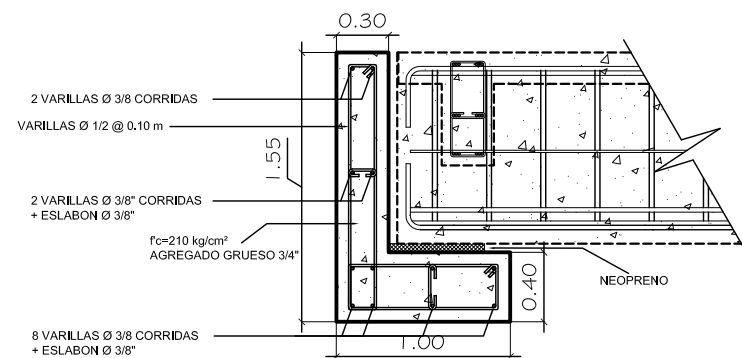
SECCION A-A VIGA INTERIOR

ESCALA: 1/10



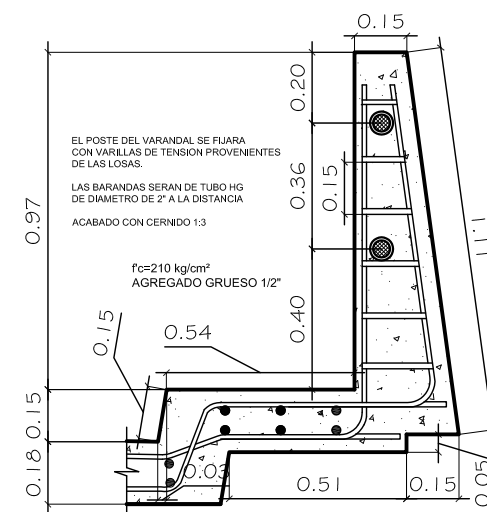
SECCION B-B VIGA EXTERIOR

ESCALA: 1/10



DETALLE DE ALA Y VIGA DE SOPORTE

ESCALA: 1/20



SECCION DE BARANDAL

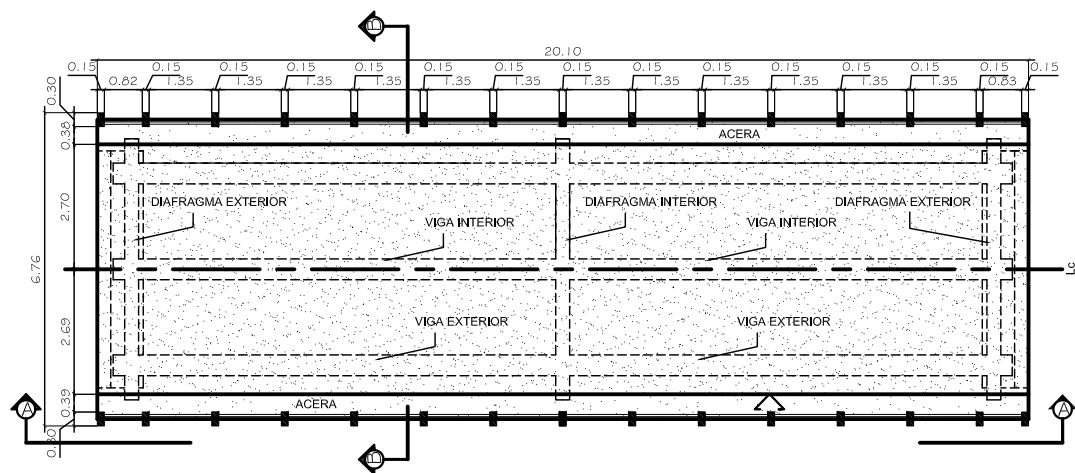
ESCALA: 1/10

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

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR
EN LA ALDEA MAYUELAS DEL MUNICIPIO DE GUALAN, ZACAPA

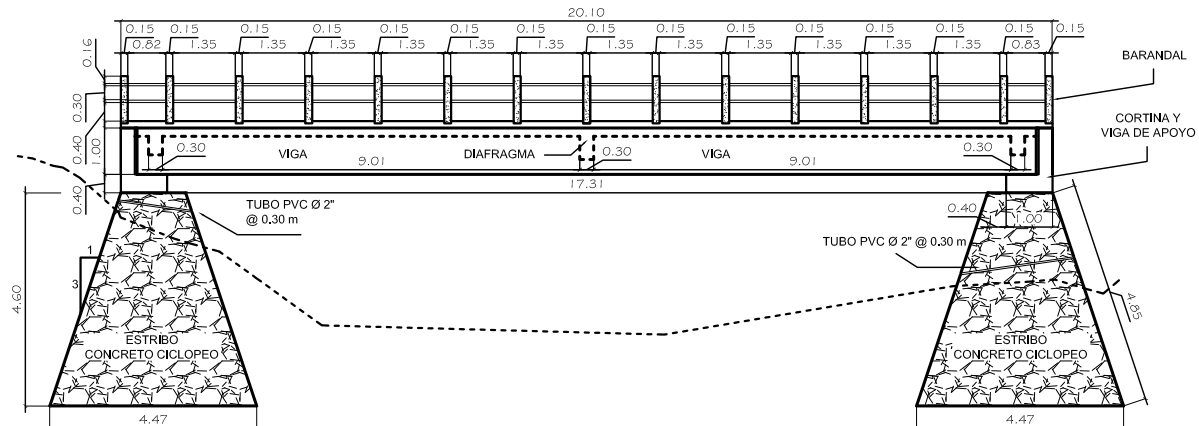
CONTENIDO: VIGAS, SECCIONES, BARANDAL Y ALAS

	CALCULO Y DISEÑO:	DARIO LUCAS	HOJA
	DIBUJO:	DARIO LUCAS	3/4
ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA ASESOR DE EPS			ESCALA: INDICADA
			FECHA: AGOSTO 2009



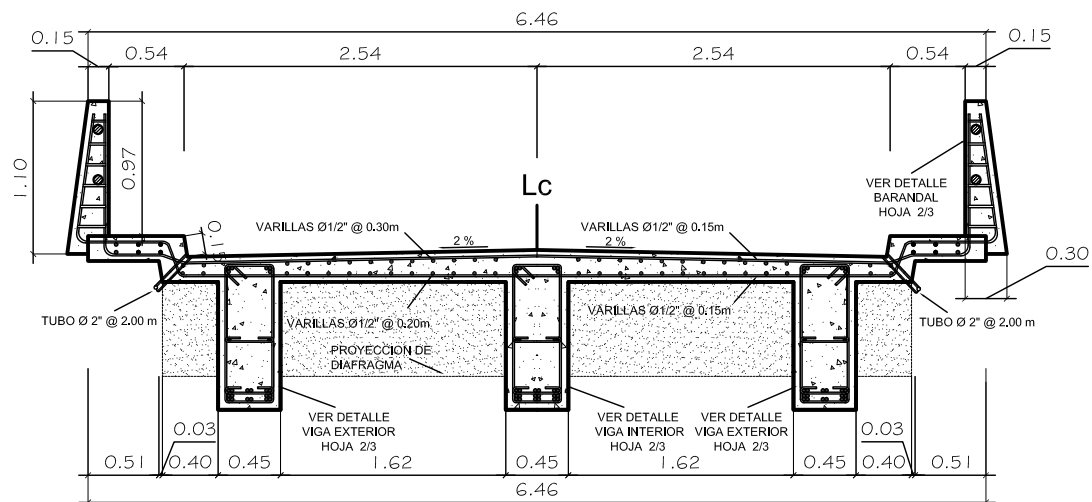
PLANTA ACOTADA

ESCALA: 1/75



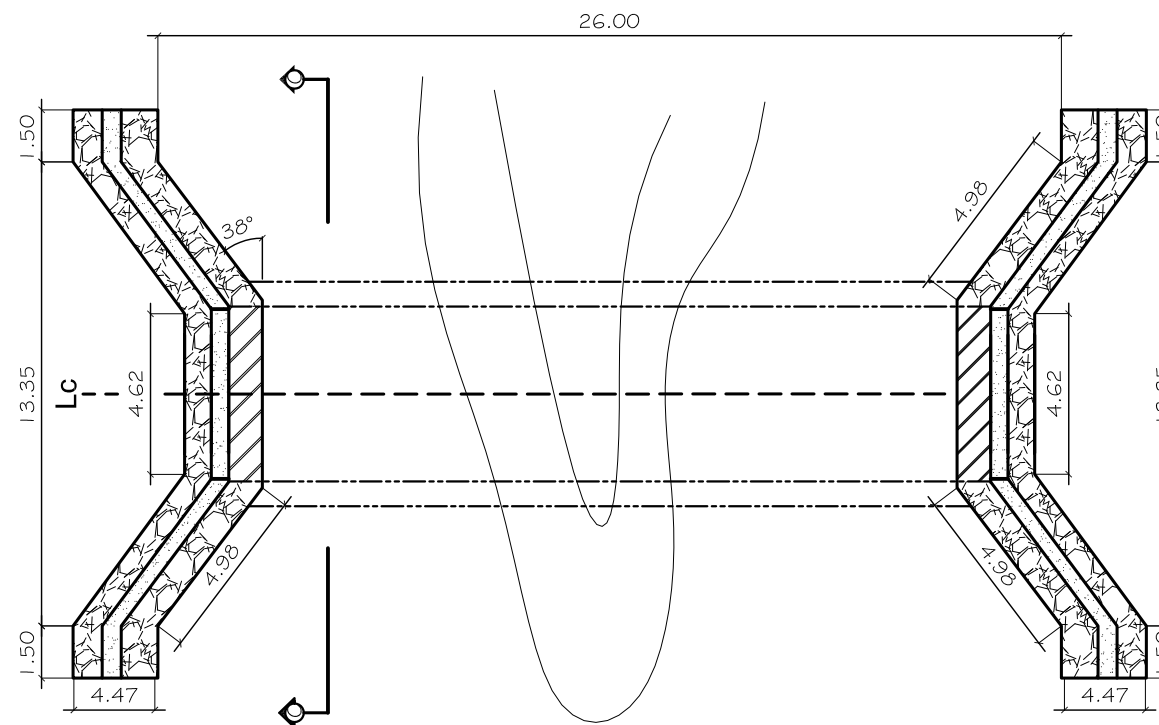
SECCION A-A

ESCALA: 1/75



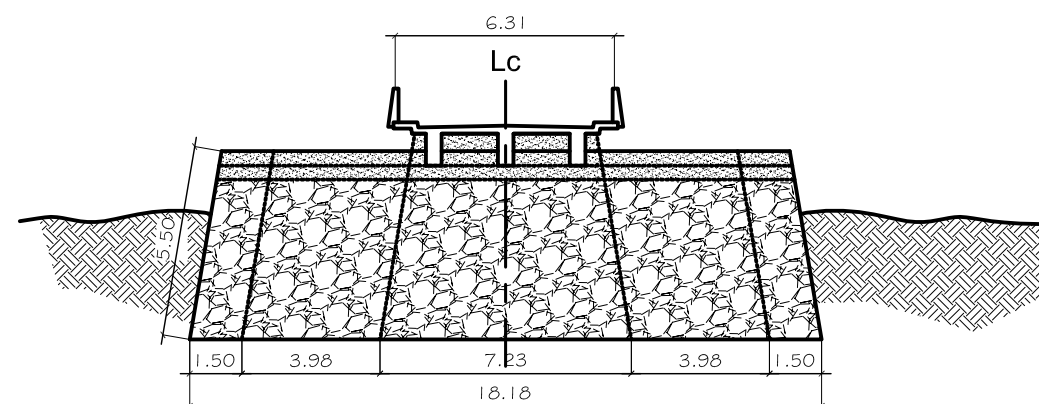
SECCION B-B

ESCALA: 1/25



PLANTA ACOTADA DE ESTRIBOS

ESCALA: 1/100



SECCION C-C DE ESTRIBO

ESCALA: 1/100

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

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR
EN LA ALDEA MAYUELAS DEL MUNICIPIO DE GUALAN, ZACAPA

CONTENIDO: PLANTA ACOTADA Y SECCIONES

	CALCULO Y DISEÑO: DARIO LUCAS	HOJA
	DIBUJO: DARIO LUCAS	4 / 4
ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA ASESOR DE EPS		ESCALA: INDICADA
		FECHA: AGOSTO 2009