



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

**DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN ISIDRO Y DEL
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL
ASTILLERO, MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO, BAJA VERAPAZ**

Angel Francisco Oliva Gonzalez

Asesorado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano

Guatemala, noviembre de 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN ISIDRO Y DEL
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL
ASTILLERO, MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO, BAJA VERAPAZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

ANGEL FRANCISCO OLIVA GONZALEZ
ASESORADO POR EL ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ SERRANO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Juan Carlos Molina Jiménez
VOCAL V	Br. Mario Maldonado Muralles
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN ISIDRO Y DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL ASTILLERO, MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO, BAJA VERAPAZ

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 27 de abril de 2011.


Angel Francisco Oliva Gonzalez



Guatemala, 22 de septiembre de 2011
REF.EPS.DOC.1237.09.11

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 **Ángel Francisco Oliva González** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200715004**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **"DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN ISIDRO Y DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL ASTILLERO, MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO, BAJA VERAPAZ"**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

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



c.c. Archivo
SJRS/ra



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



Guatemala,
26 de septiembre de 2011

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


Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN ISIDRO Y DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL ASTILLERO, MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO, BAJA VERAPAZ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Angel Francisco Oliva Gonzalez, quien contó con la asesoría del Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


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



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.



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



Guatemala,
17 de octubre de 2011

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN ISIDRO Y DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL ASTILLERO, MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO, BAJA VERAPAZ, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Angel Francisco Oliva Gonzalez, quien contó con la asesoría del Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

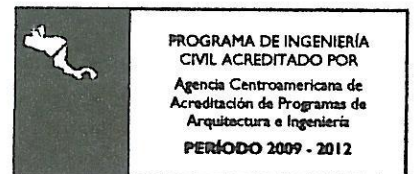

Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

Más de 130 Años de Trabajo Académico y Mejora Continua





Guatemala, 17 de octubre de 2011

REF.EPS.D.968.09.11

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


Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN ISIDRO Y DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL ASTILLERO, MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO, BAJA VERAPAZ"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Ángel Francisco Oliva González**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"


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

NISZ/ra





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



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Silvio José Rodríguez Serrano y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmientos Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Ángel Francisco Oliva González, titulado DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN ISIDRO Y DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL ASTILLERO, MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO, BAJA VERAPAZ, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DIRECTOR
FACULTAD DE INGENIERÍA

Guatemala, noviembre de 2011

/bbdeb.



DTG. 476.2011

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 PUENTE VEHÍCULAR PARA LA ALDEA SAN ISIDRO Y DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL ASTILLERO, MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO, BAJA VERAPAZ,** presentado por el estudiante universitario **Angel Francisco Oliva Gonzalez,** autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano



Guatemala, 10 de noviembre de 2011

/gdech

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Por la vida primeramente, por guiar siempre mis pasos y colocarme en el lugar preciso con las personas indicadas.
- Mi madre** Blanca Marina González Samayoa que con su apoyo, amistad, cariño y alegría, me ha enseñado que todas las metas se pueden cumplir.
- Mi padre** Francisco Arnoldo Oliva Cantoral por su apoyo, cariño y enseñanzas de vida.
- Mi hermano** Cristhian José, por su cariño, amistad y apoyo.
- Mis abuelos** Por su cariño, consejos y apoyo incondicional y ser ejemplos de vida para mí.
- Mis primos** Con cariño especial a todos ellos, porque los considero como mis hermanos.
- Mis tíos y tías** Por su cariño, apoyo y consejos en la vida.
- Mis amigos** Daniel Pérez, José Martínez, Luis Hengstenberg, Pablo Puga, Michael Gómez, Juan Laynez Ángel Ovalle y Dolman Godínez, por su amistad y apoyo incondicional.

AGRADECIMIENTOS A:

**El pueblo de
Guatemala**

Que con el pago de sus impuestos me permitió realizar mis estudios, reconociendo que si no fuera por ellos, la Universidad de San Carlos no existiría.

**Universidad de San
Carlos de Guatemala**

Mi alma mater, en especial a la Facultad de Ingeniería, por brindarme el conocimiento para mi crecimiento personal y profesional.

Ing. Silvio Rodríguez

Por su guía, colaboración y consejos como asesor y supervisor de EPS.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XIII
RESUMEN.....	XVII
OBJETIVOS.....	XIX
INTRODUCCIÓN	XXI
1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO, DEPARTAMENTO DE BAJA VERAPAZ	1
1.1. Generalidades.....	1
1.1.1. Ubicación y localización	1
1.1.2. Accesos y comunicaciones	2
1.1.3. Topografía.....	3
1.1.4. Población	3
1.1.5. Actividades económicas.....	3
1.1.6. Aspectos climáticos.....	4
1.2. Principales necesidades del municipio	5
1.2.1. Descripción de necesidades	5
1.2.2. Priorización de necesidades	5
2. DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN ISIDRO	7
2.1. Levantamiento topográfico.....	7
2.2. Estudio de suelos.....	8
2.2.1. Determinación del valor soporte del suelo	9

2.3.	Estudio hidrológico e hidráulico	11
2.3.1.	Área tributaria	12
2.3.2.	Precipitación máxima en 24 horas.....	12
2.3.3.	Cálculo del caudal máximo	14
2.3.4.	Cálculo del tirante máximo.....	15
2.4.	Descripción general de la alternativa propuesta.....	16
2.5.	Datos y especificaciones de diseño	17
2.6.	Diseño de la superestructura.....	18
2.6.1.	Diseño de la losa	18
2.6.1.1.	Cálculo de espesor de losa.....	19
2.6.1.2.	Cálculo de peralte	19
2.6.1.3.	Cálculo de momentos de esfuerzo.....	19
2.6.1.4.	Cálculo de refuerzo	22
2.6.2.	Diseño de vigas	25
2.6.2.1.	Cálculo del momento por sobrecarga	27
2.6.2.2.	Fracción de carga	27
2.6.2.3.	Carga por eje	28
2.6.2.4.	Cálculo de momento por carga muerta.....	32
2.6.2.5.	Cálculo del porcentaje de impacto	33
2.6.2.6.	Cálculo del momento total	33
2.6.2.7.	Cálculo del acero de refuerzo	34
2.6.2.8.	Diseño a corte.....	36
2.6.3.	Diseño de diafragmas.....	41
2.6.3.1.	Diseño del diafragma interior	42
2.6.3.2.	Diseño de diafragmas exteriores	45
2.7.	Diseño de subestructura	48
2.7.1.	Diseño de la cortina	48
2.7.1.1.	Empuje de tierra.....	49
2.7.1.2.	Fuerza longitudinal.....	50

2.7.1.3.	Cálculo por sismo.....	51
2.7.1.4.	Combinación de cargas para momento.....	51
2.7.1.5.	Cálculo del refuerzo	52
2.7.1.6.	Diseño a corte	54
2.7.2.	Diseño de la viga de apoyo.....	55
2.7.2.1.	Diseño del asentamiento o base de neopreno	56
2.7.3.	Análisis y diseño de los estribos	64
2.7.3.1.	Revisión del estribo.....	67
2.7.3.1.1.	Sin considerar la sobre carga (sin superestructura)	67
2.7.3.1.2.	Comprobación del muro con superestructura y carga viva	68
2.7.3.1.3.	Revisión de muro con sismo	70
2.8.	Diseño de barandal.....	72
2.9.	Planos de la obra.....	76
2.10.	Presupuesto de la obra.....	77
2.11.	Evaluación del impacto ambiental	78
2.12.	Operación y mantenimiento.....	83
3.	DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL ASTILLERO	85
3.1.	Descripción del proyecto	85
3.2.	Levantamiento topográfico	85
3.3.	Fuentes de agua.....	86
3.4.	Caudal de aforo	86
3.5.	Análisis de la calidad de agua	87
3.5.1.	Examen bacteriológico.....	88
3.5.2.	Examen físico-químico sanitario	88

3.6.	Criterios de diseño	88
3.6.1.	Período de diseño.....	88
3.6.2.	Población de diseño	89
3.6.2.1.	Población actual.....	89
3.6.2.2.	Estimación de la población futura	89
3.6.2.2.1.	Tasa de crecimiento poblacional	89
3.6.3.	Consumo de agua	90
3.6.3.1.	Factores de consumo	91
3.6.3.1.1.	Factor de día máximo	91
3.6.3.1.2.	Factor de hora máxima	91
3.7.	Determinación de caudales.....	91
3.7.1.	Dotación.....	91
3.7.2.	Caudal medio diario	92
3.7.3.	Caudal máximo diario	92
3.7.4.	Caudal máximo horario.....	93
3.8.	Captación	94
3.9.	Línea de conducción	94
3.10.	Tanque de almacenamiento.....	101
3.10.1.	Forma del tanque.....	101
3.10.2.	Volumen del tanque	101
3.11.	Desinfección.....	114
3.12.	Red de distribución.....	116
3.12.1.	Cálculo hidráulico de red	117
3.12.1.1.	Caudal de uso simultáneo	118
3.12.1.2.	Caudal unitario.....	118
3.12.1.3.	Diámetro de tubería	119
3.12.1.4.	Velocidad del agua	120
3.12.1.5.	Cota piezométrica	120

3.12.1.6. Presión estática.....	121
3.12.1.7. Presión dinámica.....	122
3.13. Conexiones prediales	125
3.14. Obras de arte.....	125
3.15. Válvulas... ..	126
3.16. Elaboración de planos	127
3.17. Elaboración de presupuesto	127
3.18. Cronograma de ejecución.....	129
3.19. Programa de operación y mantenimiento	129
3.20. Propuesta de tarifa	130
3.21. Evaluación socioeconomica	131
3.21.1. Valor presente neto.....	131
3.21.2. Tasa interna de retorno	132
3.22. Evaluación de impacto ambiental	134
CONCLUSIONES	137
RECOMENDACIONES.....	139
BIBLIOGRAFÍA.....	141
APÉNDICES	143

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Mapa del municipio de San Jerónimo, ubicación de proyectos	2
2. Comportamiento del régimen de lluvias	4
3. Superficie generada en base a topografía.....	8
4. Factores de capacidad de carga para aplicación de teoría de Terzaghi	10
5. Sección transversal del puente	18
6. Armado de losa	25
7. Secciones de viga	26
8. Diagrama de posición de cargas para obtener momentos máximos	27
9. Diagrama de cargas vivas en la viga.....	29
10. Diagrama de fuerzas por cargas vivas	30
11. Diagrama de corte y de momento producidos por carga viva en la viga principal	31
12. Refuerzo longitudinal en viga principal	37
13. Diagrama de carga muerta en viga principal	37
14. Diagrama de cargas vivas en viga principal	38
15. Sección de viga principal reforzada.....	41
16. Sección de diafragma interior	42
17. Refuerzo longitudinal de diafragma interior	44
18. Sección de armado de diafragma interior.....	45
19. Sección de diafragma exterior	45
20. Refuerzo longitudinal de diafragma exterior	47

21.	Sección de armado de diafragma exterior	48
22.	Geometría de la cortina y viga de apoyo.....	49
23.	Armado de cortina y viga de apoyo.....	56
24.	Detalle de placas de elastómero	58
25.	Neopreno reforzado	64
26.	Diagrama de presiones en estribo	66
27.	Esquema de barandal	73
28.	Diagrama de diseño de poste	73
29.	Armado de poste más pasamanos.....	76
30.	Distribución de momentos en losa	106
31.	Dimensiones del muro	110

TABLAS

I.	Módulo de cortante para diferente dureza de elastómero.....	58
II.	Presiones en el estribo.....	66
III.	Momento estabilizante en estribo.....	67
IV.	Momento de volteo en estribo	71
V.	Presupuesto de puente vehicular.....	77
VI.	Impactos negativos generados durante la ejecución	82
VII.	Impactos negativos generados durante la operación.....	82
VIII.	Aforo de la fuente de agua.....	87
IX.	Diseño hidráulico de línea de conducción.....	100
X.	Momento estabilizante en el muro	112
XI.	Diseño hidráulico de línea de distribución.....	123
XII.	Presupuesto de sistema de abastecimiento de agua potable	128
XIII.	Cronograma de ejecución de sistema de abastecimiento de agua potable	129

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
@	A cada cierta distancia
As	Área de acero
Asmin	Área de acero mínimo
Av	Área de varilla a utilizar para el estribo
B	Base
P	Carga de medio camión
Cm	Carga muerta
Cu	Carga última
CV	Carga viva
Q	Caudal
PVC	Cloruro de polivinilo
C_i	Cota de inicio del tramo

C_T	Cota de terreno
C_P	Cota piezométrica
PSI	Libras por pulgada cuadrada
m.c.a.	Metros columna de agua
M_u	Momento último
T	Peralte
D	Peralte efectivo
h_f	Pérdida por fricción en la tubería
W	Peso de volteo
Pe	Peso específico
WE	Peso estabilizante
I	Porcentaje de impacto
f'_c	Resistencia especificada a la compresión del concreto

V_c	Resistencia nominal de corte proporcionada por el concreto
S	Separación entre armadura de refuerzo de corte
f_y	Tensión de fluencia
V_s	Valor soporte del suelo

GLOSARIO

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i> (Asociación Oficial Americana de Carreteras y Transportes)
Accesorios	Elementos secundarios en los ramales de tuberías, tales como codos, niples, coplas, tees y válvulas.
ACI	<i>American Concrete Institute</i> (Instituto Americano del Concreto)
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i> (Asociación Americana de pruebas y materiales)
Carga muerta	Carga permanente en una estructura.
Carga última	Suma de las cargas vivas y muertas, amplificadas ambas por un factor de seguridad.
Carga viva	Carga no permanente aplicada en una estructura.
Caudal	Cantidad de agua que circula de modo natural o artificial.
Concreto armado	Elemento homogéneo obtenido de la mezcla de cemento, arena, grava y agua, combinado con acero.

Concreto ciclópeo	Material de construcción, obtenido de la mezcla de cemento, arena, grava y agua. El material pétreo es muy grueso.
Cota de cimentación	Altura donde se construyen los cimientos referidos a un nivel determinado.
Demanda	Es la cantidad de agua que una población requiere para satisfacer sus necesidades.
Desinfección	Eliminar a una sustancia la infección o la propiedad de usarla, destruyendo los gérmenes nocivos o evitando su desarrollo.
Diafragma	Viga que va colocada transversalmente a las vigas principales, su función es no permitir el movimiento lateral de las mismas.
Dotación de agua	Cantidad de agua asignada a cada habitante por día, la cual debe satisfacer sus necesidades, afectadas por factores como clima, condiciones socio-económicas, tipo de abastecimiento, entre otros factores.
Elastómero	Materia natural o artificial que, como el caucho, tiene gran elasticidad.
INE	Instituto Nacional de Estadística

Levantamiento topográfico	Serie de trabajos para poder definir la ubicación, tamaño y forma de un área determinada.
Longitud de desarrollo	Longitud embebida en el hormigón, que se requiere para poder desarrollar la resistencia de diseño de la armadura, en una sección crítica.
Momento	Medida del efecto de rotación causado por una fuerza.
Pérdida de carga	Es la disminución de presión dinámica debido a la fricción que existe entre el agua y las paredes de la tubería.
Piezométrica	Cargas de presión en el funcionamiento hidráulico de la tubería.
Planimetría	Parte de la topografía que fija posiciones de puntos en un plano horizontal, sin importar sus elevaciones.
Presión	Carga o fuerza total que actúa sobre una superficie. En hidráulica, expresa la intensidad de fuerza por unidad de superficie.
Sobrecarga	Carga adicional a la aplicada, que se toma como factor de seguridad.

Subestructura

Es un conjunto de elementos que han sido diseñados para soportar la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.

Superestructura

Conjunto de elementos diseñados para soportar las cargas de tráfico y transmitir las a la subestructura.

RESUMEN

En el área rural del país se observan muchas necesidades de los habitantes, entre las cuales sobresalen los servicios básicos como el agua potable, energía eléctrica, centros de salud, escuelas, puentes y servicios de letrinas, entre otros. La carencia de dichos servicios contribuye al atraso económico, social y de salud de las comunidades afectadas.

Con el apoyo de instituciones estatales como la Universidad de San Carlos de Guatemala, por medio del programa de Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) de la Facultad de Ingeniería, se busca aportar a las comunidades soluciones a estos problemas.

Por lo anteriormente mencionado, en este caso en el municipio de San Jerónimo del departamento de Baja Verapaz, surge la necesidad de diseñar para la aldea San Isidro un puente vehicular, y un sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea El Astillero.

El presente informe está enfocado en el planteamiento de soluciones técnicas, económicas y factibles para ambas situaciones, presentando el diseño de sistema de abastecimiento de agua potable y del puente vehicular, el cual incluye diseños, cálculos, presupuestos y planos finales de cada uno de los proyectos.

OBJETIVOS

General

Promover el desarrollo de las comunidades con obras de infraestructura, diseñando un puente vehicular para la aldea San Isidro y un sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea El Astillero, en el municipio de San Jerónimo, Baja Verapaz.

Específicos

1. Realizar una investigación de tipo monográfico y un diagnóstico sobre las necesidades en cuanto a servicios básicos e infraestructura del municipio de San Jerónimo.
2. Diseñar el puente vehicular para la aldea San Isidro del municipio de San Jerónimo, Baja Verapaz.
3. Diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea El Astillero del municipio de San Jerónimo, Baja Verapaz.
4. Capacitar a los integrantes del comité de desarrollo de la aldea El Astillero y sobre aspectos relacionados con el manejo y operación del sistema de agua potable y estructuras.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de graduación contiene los aspectos relacionados con el diseño de dos proyectos de infraestructura durante el Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), realizado en el municipio de San Jerónimo, del departamento de Baja Verapaz. Se desarrollaron los diseños del puente vehicular para la aldea San Isidro, y del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea El Astillero.

En el primer capítulo se hace un estudio de monografía del municipio de San Jerónimo, así como, de los aspectos más relevantes del municipio.

El segundo capítulo contiene el diseño del puente vehicular, y el tercero presenta el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable; los cuales fueron una propuesta del coordinador de la oficina municipal de planificación y del alcalde municipal. Con el puente vehicular se pretende comunicar a las aldeas San Isidro y Santa Cruz para poder contar con una vía alterna a la cabecera municipal; asimismo, con el diseño del sistema de abastecimiento, se pretende dotar de agua potable a la aldea El Astillero y así aumentar los servicios básicos en el área rural del municipio.

De acuerdo con la propuesta del puente vehicular en la aldea San Isidro, se realizaron los estudios de topografía, de suelos, hidrológico e hidráulico, diseño estructural, planos, presupuesto y evaluación de impacto ambiental.

Asimismo, para el sistema de abastecimiento de agua potable, se realizaron aforos, censos, análisis de la calidad del agua y estudios de topografía e hidráulica.

En la parte final se adjuntan las conclusiones, recomendaciones, bibliografía y anexos, como complemento a la fase de servicio técnico profesional.

1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO, BAJA VERAPAZ

1.1. Generalidades

1.1.1. Ubicación y localización

El departamento de Baja Verapaz se encuentra situado en la región II o región norte del país. Su cabecera departamental es Salamá; limita al norte con el departamento de Alta Verapaz; al sur con el departamento de Guatemala; al este con el departamento de El Progreso; y al oeste con el departamento de El Quiché; cuenta con una extensión territorial de 3 124 kilómetros cuadrados. El municipio de San Jerónimo está limitado al norte y oeste, con el municipio de Salamá, Baja Verapaz; al sur, con el municipio de Morazán, El Progreso; al este, con los municipios de San Agustín Acasaguastlán y Morazán, El Progreso.

El municipio de San Jerónimo del departamento de Baja Verapaz se encuentra localizado aproximadamente a 145 kilómetros, en dirección norte de la capital de la república.

La cabecera municipal de San Jerónimo se encuentra a una elevación de 940 metros sobre el nivel del mar, situado a 15° 03' 40", latitud norte y a 90° 14' 25" longitud oeste.

Figura 1. **Mapa del municipio de San Jerónimo, contiene ubicación de proyectos**



Fuente: Instituto Geográfico Nacional, mapa cartográfico, escala 1:50 000.

1.1.2. **Accesos y comunicaciones**

El municipio cuenta con una carretera asfaltada que se une a la ruta interoceánica o carretera al Atlántico, contando con ramales secundarios adoquinados en el casco urbano poblado; se cuenta con cierto déficit al acceder a las áreas rurales, debido a que los caminos en su mayoría son de terracería y en algunos puntos muy importantes no se cuenta con puentes que salven la vía de comunicación entre poblados.

La aldea San Isidro cuenta solo con una vía de acceso, la cual es de terracería en regulares condiciones; mientras que la aldea El Astillero cuenta

también con una sola vía de comunicación, siendo esta en parte asfaltada y en parte terracería en buenas condiciones.

1.1.3. Topografía

El territorio del municipio de San Jerónimo en su mayoría es quebrado, presentando desniveles de hasta un 48%, a excepción de la llanura en donde se encuentra el casco urbano en donde no se presentan desniveles pronunciados. El suelo es considerablemente húmedo debido a las características climáticas del territorio.

1.1.4. Población

La población total del municipio es de 18 784 habitantes, 9 257 mujeres y 9 527 hombres; con una tasa de crecimiento poblacional de 2,73% anual según datos del INE.

La aldea San Isidro cuenta con un total de 154 viviendas, con un total de 677 habitantes, integrado por niños, adultos y ancianos; donde el 51% son hombres y el 49% mujeres. La aldea El Astillero cuenta con un total de 38 viviendas, con un total de 294 habitantes.

1.1.5. Actividades económicas

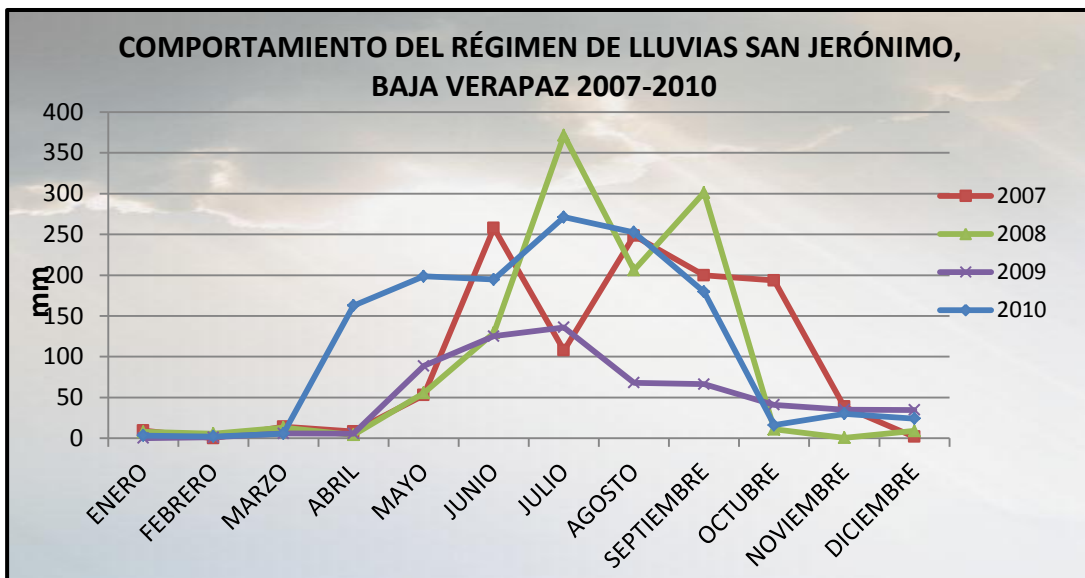
La agricultura representa una de las fuentes de trabajo más importantes en la economía local, siendo de mayor cultivo la caña de azúcar, el maíz, maíz dulce, frijol, chile pimiento, papa, pepino, repollo, tomate, zanahoria y helechos de exportación.

También se dedican a la producción artesanal de: tejidos típicos, cerámica tradicional; en su producción pecuaria tiene: crianza de ganado vacuno y caballar, así como de peces.

1.1.6. Aspectos climáticos

El clima del municipio de San Jerónimo es cálido con tendencia a ser templado en época lluviosa y a fin de año; según la estación meteorológica perteneciente al Instituto de Sismología Vulcanología Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH) denominada San Jerónimo con clave 02.06.04, marca una temperatura promedio mínima de 15,9 °C. y máxima de 28,6 °C.; y una precipitación anual promedio de 1048,4mm.

Figura 2. Comportamiento del régimen de lluvias



Fuente: elaboración propia.

1.2. Principales necesidades del municipio

1.2.1. Descripción de necesidades

San Jerónimo es un municipio en pleno desarrollo y uno de los principales del departamento de Baja Verapaz; debido a lo anterior y al crecimiento de la población, se requieren servicios tales como agua potable, escuelas, drenajes, puentes, centros de salud, energía eléctrica e infraestructura en general. Dichas necesidades se encuentran principalmente en las periferias del municipio.

1.2.2. Priorización de necesidades

Tomando en cuenta el momento en el que fue realizado el E.P.S. en el municipio de San Jerónimo, se llegó a la conclusión de que era de suma importancia planificar en dicho momento (en el enfoque de un proyecto de tesis) el diseño de un puente vehicular para la aldea San Isidro, así como un sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea El Astillero.

2. DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN ISIDRO

Este proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular, de un solo carril, con una luz libre de 15 metros, con muros de mampostería de piedra, losa de concreto reforzado armado, apoyada monolíticamente sobre dos vigas de sección constante, diseñada para una carga H 15-44, y que se ubica en el río San Isidro, aldea San Isidro, de San Jerónimo, Baja Verapaz.

2.1. Levantamiento topográfico

Es de vital importancia la realización del levantamiento topográfico exacto, ya que ello permite representar de una forma gráfica los puntos probables de localización de la obra, por lo que es necesario tener un perfil y una topografía especial de la zona.

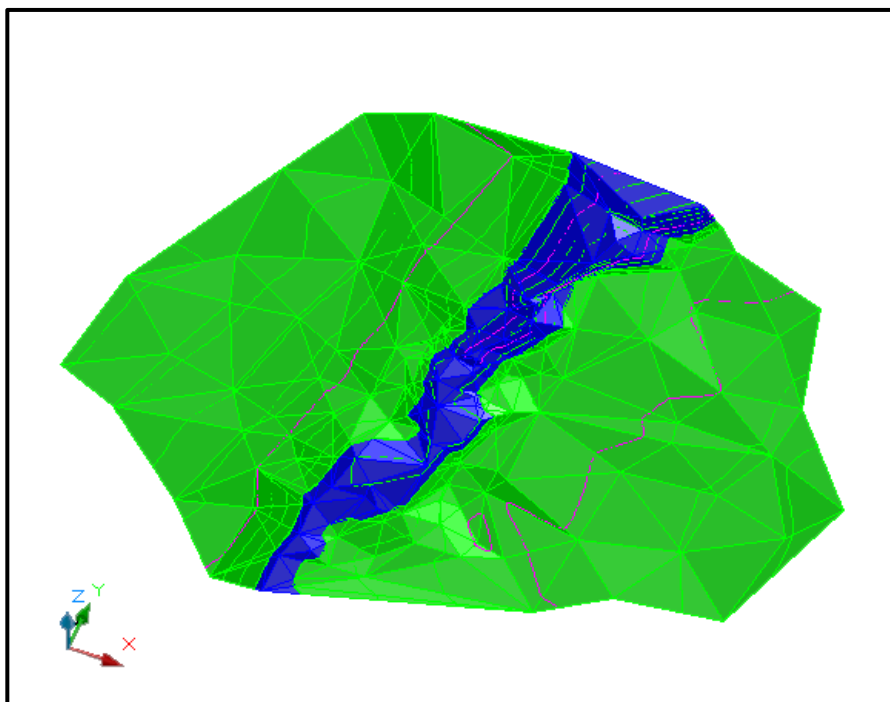
El estudio topográfico de este proyecto consistió en hacer un levantamiento topográfico –poligonal abierta-; además, visualizar todos los puntos, aspectos, estructuras existentes y situaciones más relevantes del campo, para luego proyectarlo en un plano topográfico, con el cual se pueden determinar las dimensiones del puente.

Este es un levantamiento de primer orden y consistió en lo siguiente:

- **Planimetría:** tiene como finalidad definir la proyección horizontal del puente, es decir localizarlo dentro de la sección del río, con el propósito de ubicarlo en la posición óptima.

- Altimetría: se trazó un eje central, tomando como referencia 100 metros río arriba y 100 metros río abajo, luego se trazaron secciones transversales a cada 10 metros.

Figura 3. **Superficie generada en base a topografía, en software Autodesk Civil 3D**



Fuente: elaboración propia.

2.2. Estudio de suelos

La elección del tipo de subestructura que se va a utilizar en el diseño depende principalmente del estudio de suelos que se realice; en esta oportunidad se hizo un ensayo de compresión triaxial, que es el más utilizado en la actualidad, para determinar la capacidad soporte de un suelo mediante tres presiones ortogonales aplicadas al mismo.

Datos obtenidos del ensayo:

Tipo de ensayo:	no consolidado y no drenado
Descripción del suelo:	limo arcilloso color café oscuro
Dimensión y tipo de probeta:	2,5" x 5,0"
Ángulo de fricción interna:	14°
Cohesión:	1,50 ton/m ²

(Ver resultado de análisis de suelo por medio de ensayo triaxial en apéndice, página 145)

2.2.1. Determinación del valor soporte del suelo

El suelo es limo arcilloso, color café; para evaluar la calidad y el valor soporte del mismo, se realizó una excavación a 2,00 metros de profundidad, donde se obtuvo una muestra inalterada de 1 pie³.

Para el cálculo del valor soporte del suelo se aplicó la ecuación del Dr. Karl Terzaghi

$$Q_d = C' * N'_c + \delta_{suelo} * Z * N'_q + 0,5\delta_{suelo} * B * N_w$$

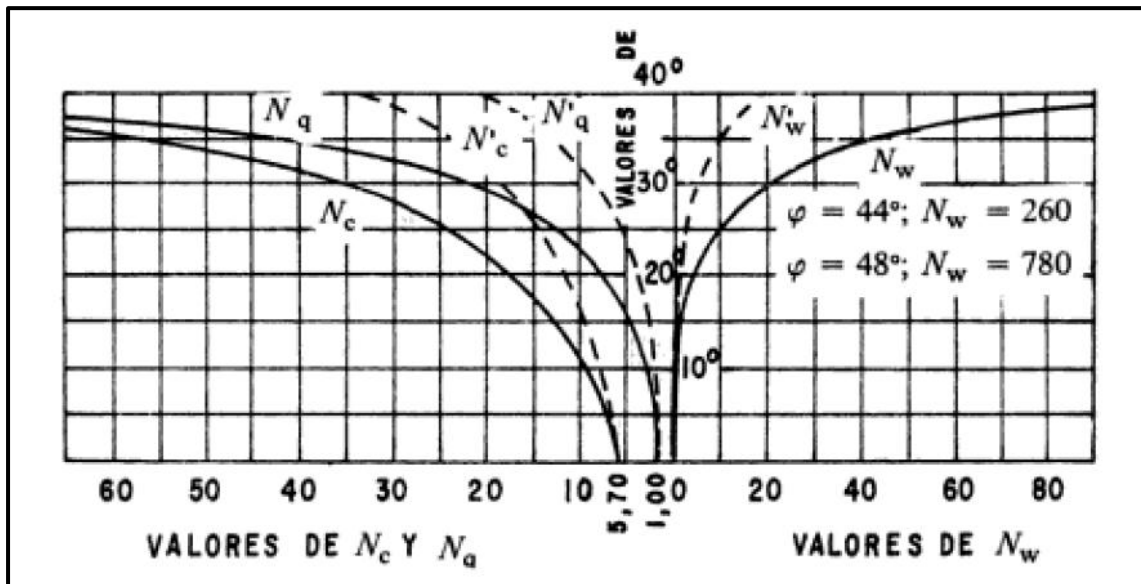
Donde:

$Q_d =$	capacidad de carga límite en ton/m ²
$C' =$	cohesión del suelo en ton/m ²
$\delta_{suelo} =$	peso volumétrico del suelo en ton/m ³
$Z =$	profundidad a donde se realizó la prueba
$B =$	ancho de la zapata
$N'_c =$	factor de capacidad de carga debido a la cohesión

$N'_q =$ factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga
 $N_w =$ factor de capacidad de carga debido al peso del suelo

Para este caso N'_c , N'_q y N_w fueron obtenidos de la gráfica que se muestra a continuación:

Figura 4. Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi



Fuente: CRESPO VILLALAZ, Carlos. Mecánica de suelos y cimentaciones, p. 84.

Datos:

$C' = 1,5 \text{ ton/m}^2$
 $\delta_{\text{suelo}} = 1,57 \text{ ton/m}^3$
 $Z = 2,00 \text{ m}$
 $N'_c = 11,41$
 $N'_q = 3,69$
 $N_w = 1,04$

Entonces:

$$Q_d = (1,5 * 11,41) + (1,57 * 2 * 3,69) + (0,5 * 1,57 * 1 * 1,04) = 29,5 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_d = 29,5 \text{ ton/m}^2$$

Como se puede observar, el valor de Q_d es el esfuerzo límite, mas no el admisible o de diseño de cimentación.

$$V_s = \frac{Q_d}{F_s} = \frac{29,5}{1,5} = 19,70 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto, se adopta un valor soporte (V_s) = 19,00 ton/m²

2.3. Estudio hidrológico e hidráulico

Para el diseño de un puente vehicular la información de mayor trascendencia que se debe conocer es el perfil transversal del cauce, con sus correspondientes tirantes, normal, de creciente máxima, y de creciente máxima extraordinaria, los cuales son necesarios para calcular la luz y altura del puente.

El tirante normal de un río es aquel que lleva cuando se realiza el levantamiento topográfico, y que varía dentro de cierto rango durante la época de estiaje; la creciente máxima es aquella que se produce con mayor frecuencia en las épocas de lluvia, y además se determinan vestigios o señales que deja, o por la información de vecinos del lugar; este tipo de crecidas ocurren aproximadamente cada año.

El procedimiento que se va a utilizar para determinar el caudal en las crecientes será el método racional, el cual está dado por:

$$Q = \frac{CiA}{360}$$

Donde:

Q = Caudal máximo en m³/s

C = Coeficiente de escurrimiento (C=0,10 terrenos montañosos)

i = Intensidad media de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca, en mm/h.

A = Área tributaria o área de la cuenca drenada, en Ha.

2.3.1. Área tributaria

Para calcular el área tributaria se delimitó el área de la cuenca que drena hasta el punto donde se construirá el puente sobre el río San Isidro; con base en la hoja cartográfica del Instituto Geográfico Nacional (I.G.N.), escala 1:50,000. El área de la cuenca es de: 14 098 Km² = 1 409,8 Ha. (ver mapa de la cuenca en apéndice página 148).

2.3.2. Precipitación máxima en 24 horas

En la determinación de lluvias para el período de retorno establecido, se utiliza el siguiente procedimiento: se analiza la distribución de frecuencias de lluvias máximas de 24 horas, del mapa de isoyetas de precipitación máxima de periodo de retorno de 50 años.

Con el diseño hidráulico se busca determinar si el área hidráulica de la sección del río es segura para la evacuación de la escorrentía originada por eventos de lluvias intensas asociadas a una duración y a una frecuencia de ocurrencia. Normalmente para este tipo de aplicaciones se hace uso de las curvas de Duración-Intensidad-Frecuencia (DIF).

Para obtener las curvas DIF, se utiliza el siguiente modelo matemático.

$$itr = \frac{A}{(B + Tc)^n}$$

Donde:

itr = intensidad de lluvia en mm/hr.

Tc = tiempo de concentración en minutos

A,B,n = parámetros de ajuste determinados por una estación meteorológica

Los parámetros de ajuste utilizados en este estudio son los proporcionados por la estación meteorológica de San Jerónimo, Baja Verapaz con código: 02.06.04 del Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH). Los parámetros de ajuste para un período de retorno de 50 años son:

A = 1 250

B = 7

n = 0,733

R2 = 0,99

El tiempo de concentración de una determinada cuenca hidrográfica es el tiempo necesario para que el caudal saliente se estabilice, cuando la ocurrencia de una precipitación constante sobre toda la cuenca, y está dado por:

$$T_c = \frac{3 * L^{1,15}}{154 * H^{0,38}}$$

Donde:

L = longitud del cauce principal desde la cabecera de la cuenca tributaria en m.

H = desnivel del cauce en m.

$$T_c = \frac{3 * (7\ 060)^{1,15}}{154 * (710)^{0,38}} = 42,88 \text{ min}$$

Entonces la intensidad de lluvia es:

$$i_{tr} = \frac{1\ 250}{(7 + 42,88)^{0,733}} = 71,16 \text{ mm/hr}$$

2.3.3. Cálculo del caudal máximo

Habiendo encontrado los parámetros de área tributaria e intensidad de lluvia, se procede al cálculo del caudal máximo por el método racional para una zona montañosa:

$$Q = \frac{C * i * A}{360}$$

$$Q = \frac{0,10 * 71,16 \text{ mm/hr} * 1\ 409,8 \text{ Ha.}}{360} = 27,867 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.3.4. Cálculo del tirante máximo

Con base en los datos obtenidos en campo se determinaron los siguientes resultados:

- Pendiente para el caudal máximo: 0,64%
- Área de sección transversal de crecida máxima: 25 m²
- Coeficiente de rugosidad (lechos de río rocosos y hierva): 0,042
- Perímetro mojado: 16,18 m

Encontrando el radio hidráulico:

$$Rh = \frac{\text{Área}}{P. \text{ Mojado}} = \frac{25 \text{ m}^2}{16,18 \text{ m}} = 1,54 \text{ m}$$

Por continuidad:

$$Q = V * A$$

Donde:

Q = caudal máximo en m³/s

V = velocidad de agua en m.

A = área de sección transversal en m²

Por fórmula de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} * Rh^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} * A$$

Donde:

Q = caudal máximo en m³/s

n = coeficiente de rugosidad

Rh = radio hidráulico de la sección con crecida máxima en m.

S = pendiente en m/m

A = área de la sección transversal en m²

Para el cálculo se igualan las dos ecuaciones anteriores en función del tirante máximo (*Y_{max.}*) y se despeja de la manera siguiente:

$$Q = \frac{1}{n} * Rh^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} * 10 * (Y_{max})$$

$$Y_{max} = \frac{Q}{\frac{1}{n} * Rh^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} * 10}$$

$$Y_{max} = \frac{27,867 \text{ m}^3/\text{s}}{\frac{1}{0,042} * (1,54 \text{ m})^{\frac{2}{3}} * (0,0064)^{\frac{1}{2}} * 10} = 0,81 \text{ m}$$

El tirante mínimo permisible a partir del espejo de agua es de 2,00 m, por lo tanto la cota del fondo del río a la viga principal será de 2,81 m. Con base en este dato y la topografía del terreno, el puente tendrá una luz libre entre apoyos de 15,00 m.

2.4. Descripción general de la alternativa propuesta

El puente estará conformado por una superestructura de concreto armado, consistente en una losa plana, bordillos, 2 vigas principales y 3 diafragmas.

La subestructura estará conformada por estribos de concreto ciclópeo; además, contará con vigas apoyo de concreto armado.

2.5. Datos y especificaciones de diseño

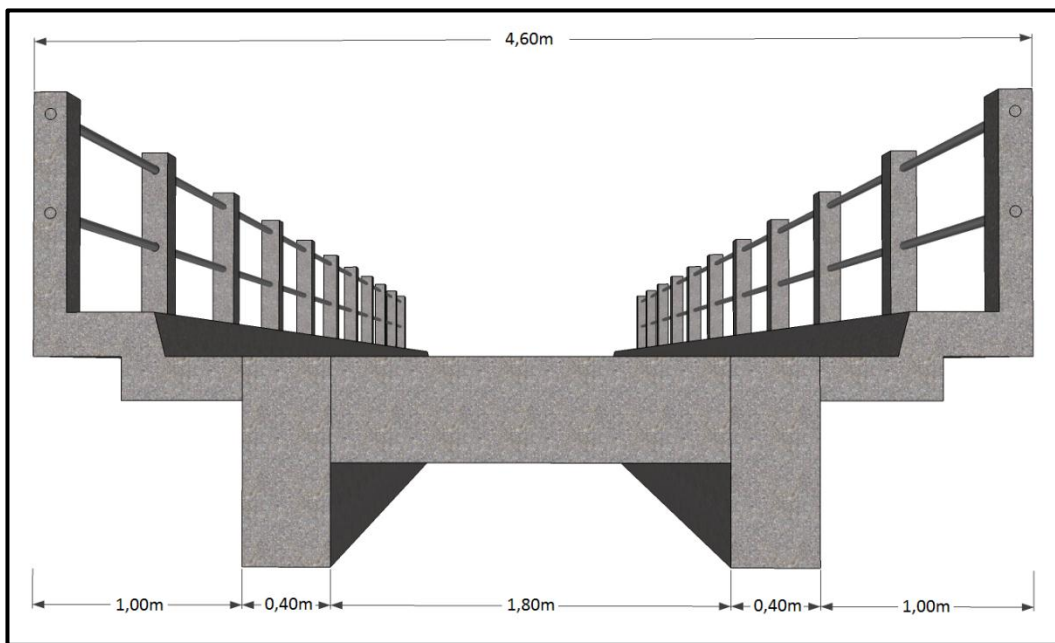
Para el diseño del puente deben tomarse en cuenta los siguientes elementos:

- Carga viva: se usó una carga viva de diseño de un camión H 15-44 (AASHTO) equivalente a 15 000 libras.
- Recubrimientos: AASHTO 8.22. Se utiliza a partir del rostro de la barra a la superficie del concreto. Para cimientos y muros, 8 cm; para losas (cama superior) 5 cm; cama inferior 2,5 cm; para columnas y vigas, 5 cm.
- Traslapes: AASHTO 8.25. DGC 509.080. Se calculan con base en la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No. 11 o mayores, de tal modo que desarrollen un 125% de la resistencia nominal (FY) de la barra, siguiendo la especificación de la AASHTO 8.33.2, y así evitar localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea; deberán colocarse alternos a cada 60 cm.
- Ganchos: AASHTO 8.23.2.2. Los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre, cuando se trata de 180 grados, o 12 diámetros, cuando se trate de 90 grados.

2.6. Diseño de la superestructura

La superestructura está compuesta de elementos como: vigas, diafragmas, losas, barandas y banquetas. Sobre la superestructura se realiza la circulación de los vehículos. Usualmente se le llama tablero del puente.

Figura 5. Sección transversal del puente



Fuente: elaboración propia.

2.6.1. Diseño de la losa

La losa del puente se diseñará de acuerdo con las normas AASHTO; para esto, es necesario determinar cómo trabaja la losa. En este caso, la losa trabaja en un solo sentido, que es el sentido corto, y por lo tanto, el refuerzo principal de la misma es perpendicular al tráfico. La separación entre vigas que forma la luz de la losa es de 1,80 m.

2.6.1.1. Cálculo de espesor de losa

Según especificación AASHTO 8.9.2. para losas con refuerzo principal perpendicular a la dirección de tránsito se recomienda:

$$T = \frac{1,2(L + 3,05)}{30} \geq 0,17 \text{ m}$$

Donde:

T = espesor en m.

L = luz libre entre vigas en m.

$$T = \frac{1,2(1,80 \text{ m} + 3,05)}{30} = 0,19 \text{ m.} \geq 0,17 \text{ m}$$

Por tanto, se utilizará un espesor de 20 cm.

2.6.1.2. Cálculo de peralte

$$d = H - \frac{\theta}{2} - \text{recubrimiento} \quad (\text{Se usará varilla No. 5})$$

$$d = 20 \text{ cm} - \left(\frac{2,541 \text{ cm} * 5/8}{2} \right) - 2,541 \text{ cm} = 16,70 \text{ cm}$$

2.6.1.3. Cálculo de momentos de esfuerzo

Dada la sección del puente vehicular del río San Isidro, se procede de la forma que a continuación se describe.

Momento carga viva (AASHTO 3.24.3.1)

$$M_{cv} = 0,8 \left(\frac{s + 2}{32} \right) * P$$

Donde:

M_{cv} = momento por carga viva en lb-pie

S = luz de losa entre vigas en pies

P = carga producida por el eje más pesado del camión en lb.

Entonces:

$$M_{cv} = 0,8 \left(\frac{5,91 + 2}{32} \right) * 12\ 000 = 2\ 373\ lb - pie$$

El momento producido por la carga viva es: 328,85 kg-m

Momento de carga muerta:

Para la carga W , por carga muerta debe tomarse en cuenta el peso de la carpeta ya sea que se considere utilizar concreto hidráulico o asfáltico, es importante utilizar una capa de rodadura para no provocarles desgaste a la superficie de la losa.

Para la carga muerta, la AASHTO no define momento, así que se utiliza la siguiente:

$$M_{cm} = \frac{wl^2}{10}$$

Donde:

Mcm = momento de carga muerta en kg-m.

W = carga distribuida (losa + carpeta de rodadura + barandal) en kg.

L = luz de losa entre vigas en m.

$$M_{cm} = \frac{(580 \text{ kg}) * (1,80 \text{ m})^2}{10} = 187,92 \text{ kg} - m$$

Momento de carga de impacto (AASHTO 3.8.2.1)

La carga de impacto no es nada más que un incremento en el momento producido por la carga viva, y tiene que ser menor o igual al 30%.

$$I = \frac{15}{L + 38}$$

Donde:

I = Impacto en porcentaje $\leq 30\%$

L = luz de losa entre vigas en m.

$$I = \frac{15}{1,8 + 38} = 0,3829 > 0,3; \text{ No cumple}$$

Por lo tanto se utilizará el porcentaje máximo que es 30%

Momento último (AASHTO 1.2.22), es:

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

Entonces:

$$Mu = 1,3 \left[187,92 + \frac{5}{3} (328,85 * 1,3) \right] = 1\ 170,56\ kg - m.$$

2.6.1.4. Cálculo de refuerzo

Para calcular el área de acero se utilizará la siguiente fórmula:

$$As = \frac{0,85f'c * bd}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0,85\emptyset * f'c * bd^2}} \right)$$

Datos:

$$f'c = 281\ kg/cm^2$$

$$fy = 2810\ kg/cm^2$$

$$Mu = 1\ 170,56\ kg-m = 117\ 056,00\ kg-cm$$

$$b = 100\ cm$$

$$d = 16,70\ cm\ (peralte)$$

$$\emptyset = 0,9\ \text{para elementos sometidos a flexión ACI}$$

$$\begin{aligned} As &= \frac{0,85(281) * (100)(16,70)}{2\ 810} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(117\ 056)}{0,85(0,9) * 281 * 100 * 16,70^2}} \right) \\ &= 2,90\ cm^2 \end{aligned}$$

Es necesario verificar que el área de acero encontrada se encuentre entre los límites recomendados por el ACI.

Chequeo:

Acero mínimo:

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{f_y} bd = \frac{14,1}{2810} (100)(16,70) = 8,38 \text{ cm}^2$$

Acero máximo:

$$A_{s_{max}} = 0,5\rho_{bal}bd$$
$$\rho_{bal} = \beta^2 \left(\frac{0,003}{\frac{f_y}{\epsilon_s} + 0,003} \right) \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) = 0,85^2 \left(\frac{0,003}{\frac{2810}{2,9E6} + 0,003} \right) \left(\frac{281}{2810} \right) = 0,055$$

$$A_{s_{max}} = 0,5(0,055)(100)(16,70) = 45,9 \text{ cm}^2$$

Como el $A_s < A_{s_{min}}$ entonces utilizar $A_{s_{min}} = 8,38 \text{ cm}^2$

Usar varilla #5

$\emptyset = 1,59 \text{ cm}$

$A = 1,98 \text{ cm}^2$

Distribución de varillas

Espaciamiento máximo $S = 2T = 2(20) = 40 \text{ cm}$.

8,38 cm² 100 cm

1,98 cm² X

Colocar varillas No. 5 @ 0,23 m perpendicular al tráfico en cama inferior.

Cálculo de refuerzo longitudinal, cama superior e inferior (AASHTO 3.24.10.2)

Es necesario proporcionar rigidez adecuada a los elementos estructurales en un puente, para moderar las deflexiones y deformaciones que puedan influir negativamente en la capacidad de resistencia al ser aplicadas las cargas. Por esta razón se debe colocar refuerzo de acero en sentido longitudinal o paralelo al tránsito.

$$A_s = 0,67 * A_{stransv}$$
$$A_s = 0,67 * 8,35 \text{ cm}^2 = 5,60 \text{ cm}^2$$

Proponiendo armado No. 4 @ 0,22 m.

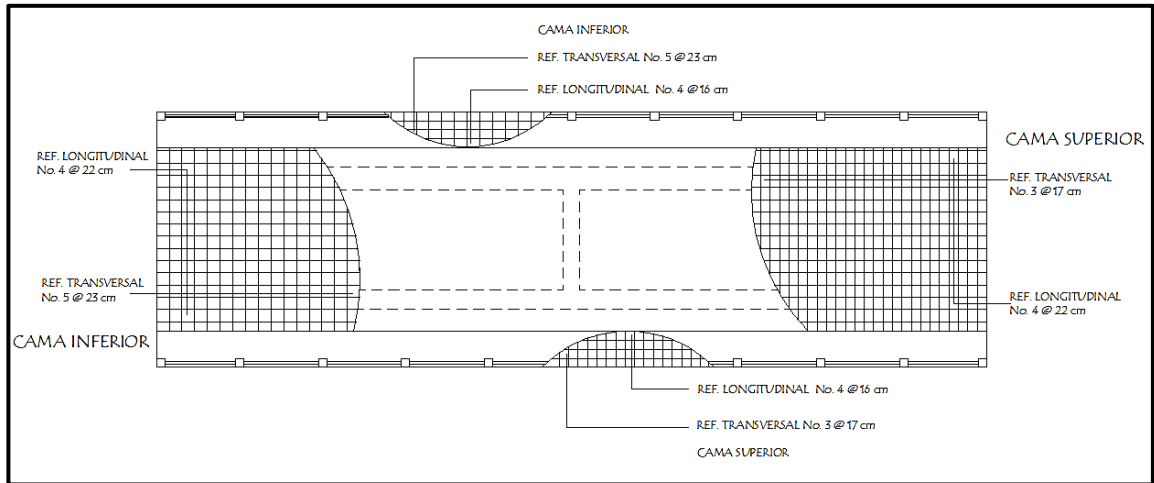
Cálculo de refuerzo transversal cama superior.

Se calcula refuerzo por temperatura:

$$A_{stemp} = 0,002 * b * T$$
$$A_{stemp} = 0,002 * 100 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 4 \text{ cm}^2$$

Utilizando refuerzo No. 3, el armado quedará distribuido de la siguiente manera: No. 3 @ 17 cm. Este deberá colocarse en la cama superior.

Figura 6. Armado de losa



Fuente: elaboración propia.

2.6.2. Diseño de vigas

Las vigas son los elementos estructurales más importantes de la superestructura, ya que estas transmiten cargas externas transversales, tanto carga muerta como carga viva, que provocan momentos flexionantes y fuerzas cortantes en su longitud. Además, las vigas son las que soportan toda la carga de la superestructura y le dan la estabilidad a esta.

El número de vigas depende del ancho de la calzada; la solución más económica se logra cuando el número de vigas es superior en una unidad al número de vías de tránsito, en el presente caso será de dos vigas.

La separación de las vigas será centro a centro, con el objeto de que el voladizo de la placa no sea mayor a la mitad de la separación entre ellas. La separación entre vigas queda a criterio del diseñador pero debe estar comprendida entre 1,5 y 2,4 metros, en este caso se tomó 1,8 metros.

Cálculo de peralte:

$$H = \frac{L}{16}$$

Donde:

H = peralte en m.

L = longitud de la viga en m.

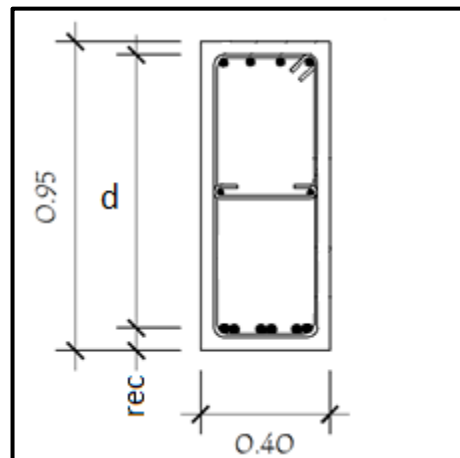
Entonces:

$$H = \frac{15 \text{ m}}{16} = 0,94 \text{ m} \rightarrow 95 \text{ cm}$$

Calculo de base:

$$b = \frac{2}{5} * H = \frac{2}{5} * (0,95 \text{ m}) = 0,38 \text{ m} \rightarrow 40 \text{ cm}$$

Figura 7. **Sección de viga**

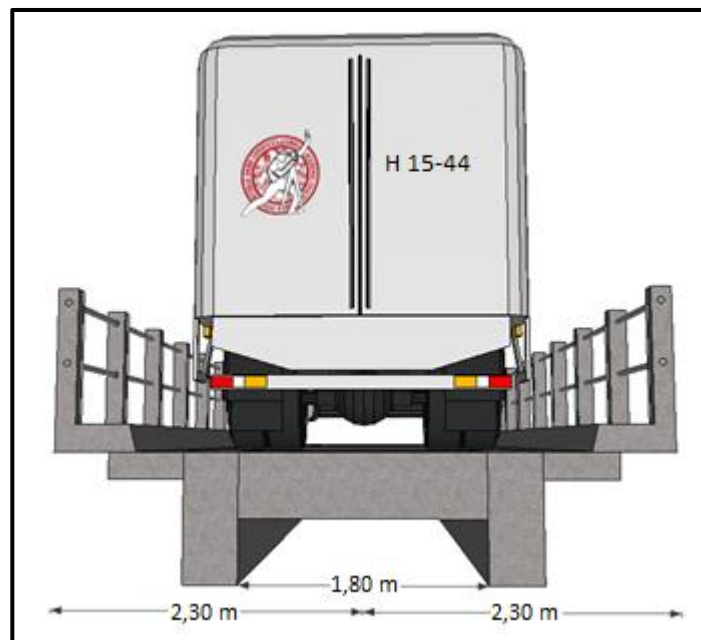


Fuente: elaboración propia.

2.6.2.1. Cálculo del momento por sobrecarga

Según especificación AASHTO, puesto que la separación entre ejes de vigas, $S = 2 \text{ m} > 1,80 \text{ m}$, entonces la carga sobre cada viga será la reacción de las cargas por rueda.

Figura 8. Diagrama de posición de cargas para obtener momentos máximos



Fuente: elaboración propia.

2.6.2.2. Fracción de carga

La fracción de la carga de la rueda que absorbe cada viga es:

$$\frac{S}{1,75}$$

Donde:

S = separación máxima entre vigas en m.

$$\frac{1,80 \text{ m}}{1,75} = 1,03$$

La fracción de carga es 1,03

2.6.2.3. Carga por eje

La carga por eje se obtiene de la siguiente manera:

Carga de eje trasero

$$P_T = P * \text{fracción de carga} * \text{factor de carga última}$$

Entonces:

$$P_T = 5\,443,11 * 1,03 * 1,7 = 9\,530,89 \text{ kg}$$

Carga de eje delantero

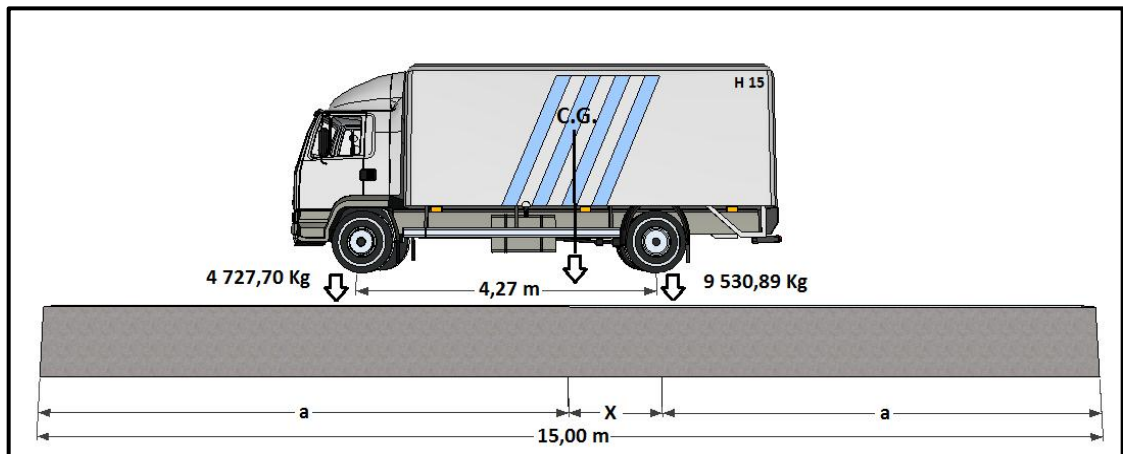
$$P_D = P * \text{fracción de carga} * \text{factor de carga última}$$

Entonces:

$$P_D = 2\,700,00 * 1,03 * 1,7 = 4\,727,70 \text{ kg}$$

Los momentos máximos debidos a la sobrecarga se calculan respecto del lugar crítico.

Figura 9. Diagrama de cargas vivas en la viga



Fuente: elaboración propia.

$$\Sigma F_{CG} = 0 \vec{+}$$

$$-4\,727,70\text{ kg}(4,27\text{ m} - X) + 9\,530,89X = 0$$

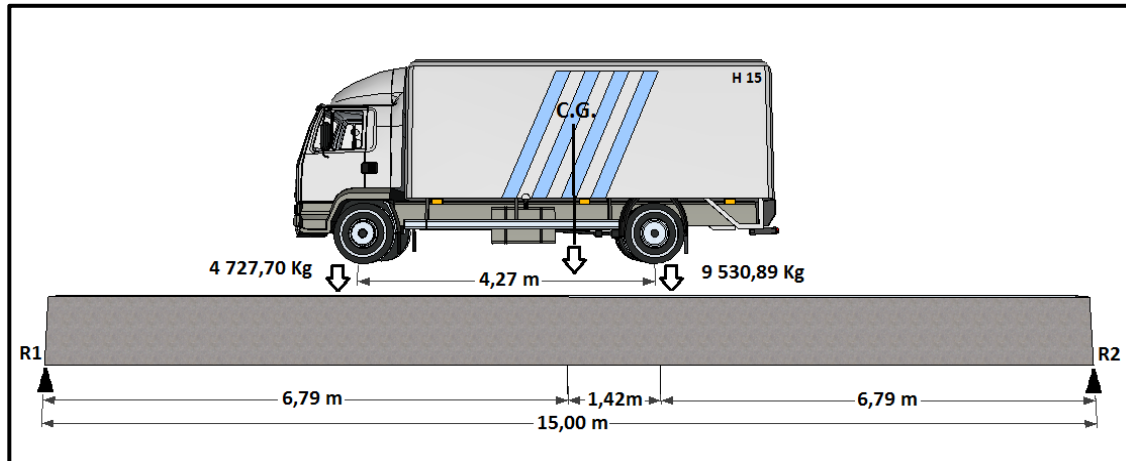
$$-20\,187,28\text{ kg} + 4\,727,70\text{ kg}(X) + 9\,530,89X = 0$$

$$X = 1,42\text{ m.}$$

Encontrando a: $2a + X = 15\text{ m}$

$$a = \frac{15 - 1,42}{2} = 6,79\text{ m}$$

Figura 10. Diagrama de fuerzas por cargas vivas



Fuente: elaboración propia.

$$\Sigma M_{R1} = 0 \vec{+}$$

$$6,79 \text{ m} * 14 258,59 \text{ kg} - 15R_2 = 0$$

$$R_2 = 6 454,38 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_{R2} = 0 \vec{+}$$

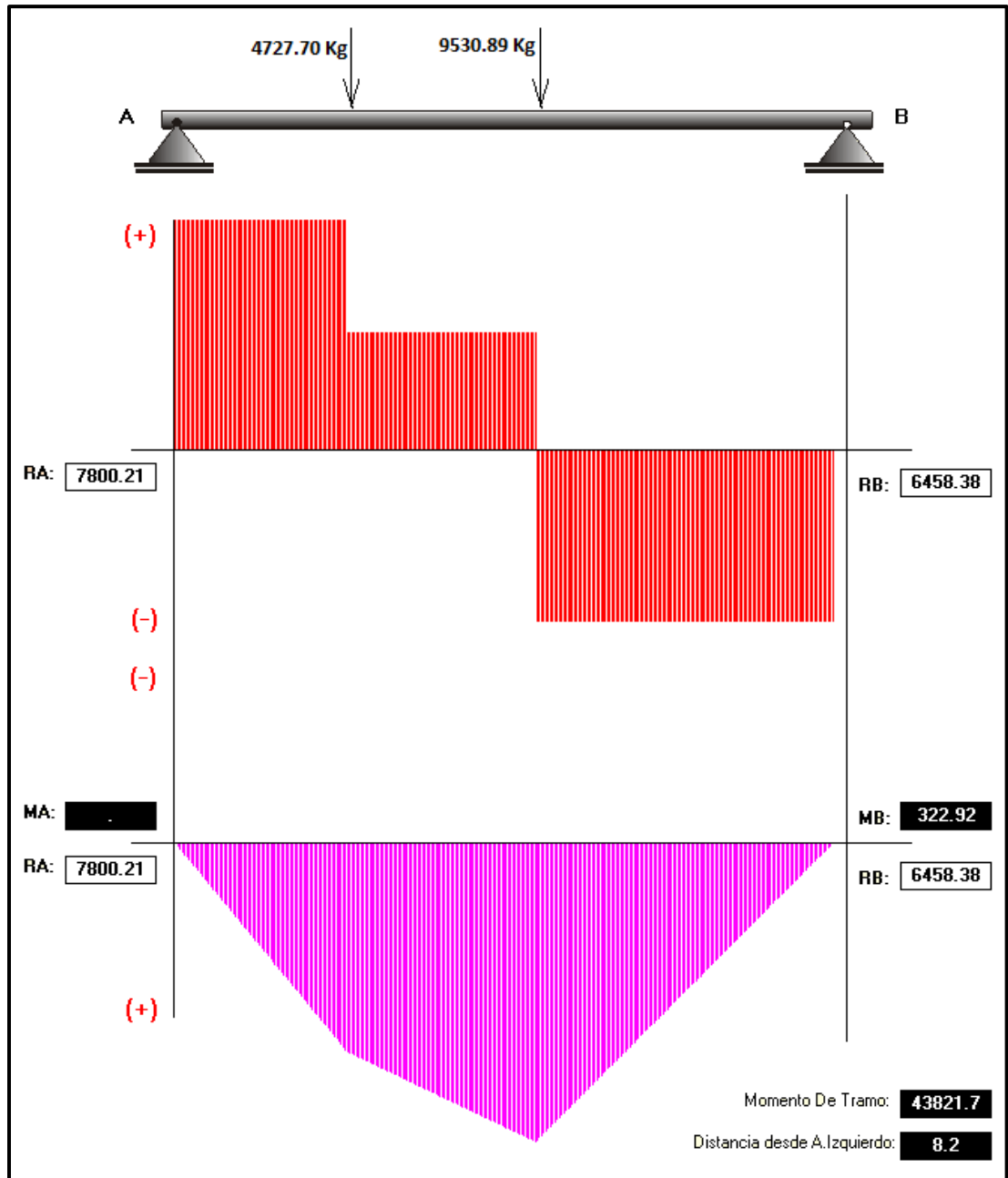
$$-14258,59 \text{ kg} * 8,21 \text{ m} - 15R_1 = 0$$

$$R_1 = 7 804,20 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_{ejemaspesado} = 7804,20 \text{ kg} * 8,21 \text{ m} - 4727,70 \text{ kg} * 4,27 \text{ m} = 43 821,7 \text{ kg} - \text{m}.$$

Momento máximo = 43 821,70 kg-m.

Figura 11. Diagrama de corte y de momento producidos por carga viva en la viga principal



Fuente: elaboración propia.

2.6.2.4. Cálculo de momento por carga muerta

El momento debido a la carga muerta es la sumatoria de los momentos que actúan en la viga.

Carga muerta:

$$W_{\text{losa}} = 480 \text{ kg-m}$$

$$W_{\text{carp.rodadura}} = 100 \text{ kg-m}$$

$$W_{\text{barandal}} = 90 \text{ kg-m}$$

$$W_{\text{viga}} = 2\,400 \text{ kg-m}^3 * 0,40\text{m} * 0,95\text{m} = 912 \text{ kg-m}$$

$$W_{\text{cm}} = 480 \text{ kg-m} + 100 \text{ kg-m} + 90 \text{ kg-m} + 912 \text{ kg-m} = 1\,582 \text{ kg-m}$$

Momento debido al peso propio de la viga simplemente soportada:

$$M_{CM} = \frac{WL^2}{8} + (p * a)$$

Donde:

W = carga muerta distribuida en kg/m.

L = distancia entre apoyos del puente en m.

P = carga puntual que se produce por el diafragma interior y diafragma exterior en kg.

a = distancia al centro crítico de la viga en m.

Carga puntual producida por los diafragmas (Datos tomados de diseño de diafragmas):

$$P_{\text{diafragma inter}} = 511,2 \text{ kg-m}$$

$$P_{\text{diafragma ext}} = 295,2 \text{ kg-m}$$

$$P_{\text{diafragma total}} = 806,4 \text{ kg-m}$$

Entonces:

$$M_{CM} = \frac{(1\,582\text{ kg} - m)(15\text{ m})^2}{8} + (806,4\text{ kg} - m * 7,5\text{ m}) = 50\,541,75\text{ kg} - m$$

2.6.2.5. Cálculo del porcentaje de impacto

El momento producido por la carga viva debe ser incrementado por el efecto producido por el impacto y este no debe exceder del 30%.

$$I = \frac{15}{(L + 38)}$$

Donde:

I = fracción de impacto (no mayor del 30%)

L = luz libre entre rostros internos de almas de las vigas en m.

$$I = \frac{15}{(15 + 38)} = 0,28 < 0,30$$

Como el factor de impacto calculado es menor que 0,30 se le aplica un incremento del 28%.

2.6.2.6. Cálculo del momento total

El momento total máximo se obtiene de la siguiente manera:

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

Donde:

Mu = momento total actuante en la viga en kg-m

Mcm = momento total actuante producido por la carga muerta en kg-m

Mcv = momento total actuante producido por la carga viva en kg-m

I = momento total producido por el impacto

FD = factor de distribución

Entonces:

$$\begin{aligned} Mu &= 1,3 \left[50\,541,75 \text{ kg} - m + \frac{5}{3} (43\,821,70 \text{ kg} - m * 1,28 * 1,03) \right] \\ &= 178\,413,37 \text{ kg} - m \end{aligned}$$

2.6.2.7. Cálculo de acero de refuerzo

Para el diseño final del refuerzo longitudinal se tomará en cuenta lo indicado en el código ACI 318-05:

- En la sección 21.3.2.1 se indica que cualquier sección de un elemento a flexión, tanto para el refuerzo superior como inferior debe colocarse área de acero mínima y la cuantía de refuerzo no debe exceder a 0,025.
- En la sección 21.3.2.1 se indica que deben colocarse al menos dos barras en forma continua, tanto en la parte superior como inferior.

Refuerzo a tensión de viga:

Datos:

$$M_u = 178\,413,37 \text{ kg}\cdot\text{m.}$$

$$F_y = 4\,200 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$f'_c = 281 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$H = 95 \text{ cm.}$$

$$\text{Rec} = 5 \text{ cm.}$$

$$d = 91 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 0,9 \text{ para elementos sometidos a flexión ACI}$$

Acero mínimo:

$$A_{S_{min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{141}{4\,200} * 40 \text{ cm} * 91 \text{ cm} = 12,22 \text{ cm}^2$$

Acero máximo:

$$A_{S_{max}} = 0,5 * \rho_b * b * d$$

$$\rho_b = \frac{0,85 * \Phi * f'_c * 6\,120}{f_y * (6\,120 + f_y)} = \frac{0,85 * 0,90 * 281 * 6\,120}{4200 * (6\,120 + 4\,200)} = 0,030$$

$$A_{S_{max}} = 0,5 * 0,030 * 40 \text{ cm} * 91 \text{ cm} = 44,60 \text{ cm}^2$$

Acero requerido:

$$A_s = \frac{0,85 f'_c * b d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0,85 \Phi * f'_c * b d^2}} \right)$$

$$A_s = \frac{0,85(281) * (40)(91)}{4\ 200} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17\ 841\ 337)}{0,85(0,90) * (281) * (40)(91)^2}} \right)$$

$$= 60,79\ cm^2$$

Por tanto se utilizará el $A_{s_{max}}$ de $44,60\ cm^2$ para el cual se proponen 6 varillas No. 10.

Refuerzo a compresión de viga:

Para el refuerzo a compresión se utilizará el 33% del área de acero a tensión.

$$A_s = 0,33 * 44,60\ cm^2 = 14,72\ cm^2$$

Se propone utilizar 4 varillas No. 8.

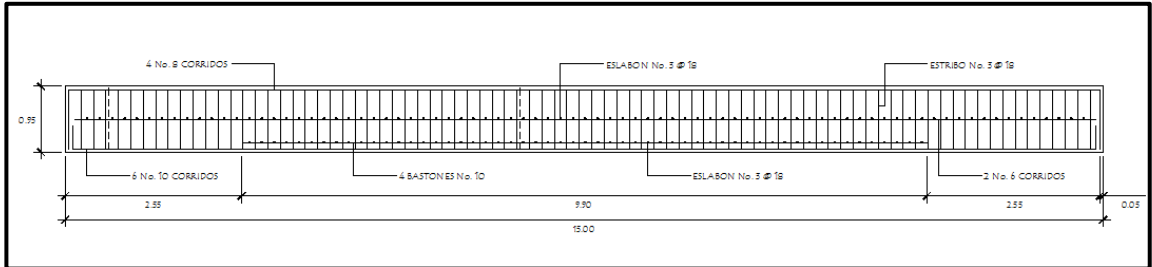
Refuerzo adicional:

Para evitar que los estribos pudieran ceder por una carga mayor o por el peralte de la viga, se propone $5,29\ cm^2$ por cada metro de alto en cada cara, y el uso de varilla No. 6

$$A_{s_{refuerzo}} = 5,29\ cm^2/m * 0,95\ m = 5,02\ cm^2$$

Se propone utilizar 2 varillas No. 6.

Figura 12. Refuerzo longitudinal en viga principal



Fuente: elaboración propia.

2.6.2.8. Diseño a corte

Corte producido por carga muerta:

$$V_{CM} = \frac{W * L}{2} + \frac{P}{2}$$

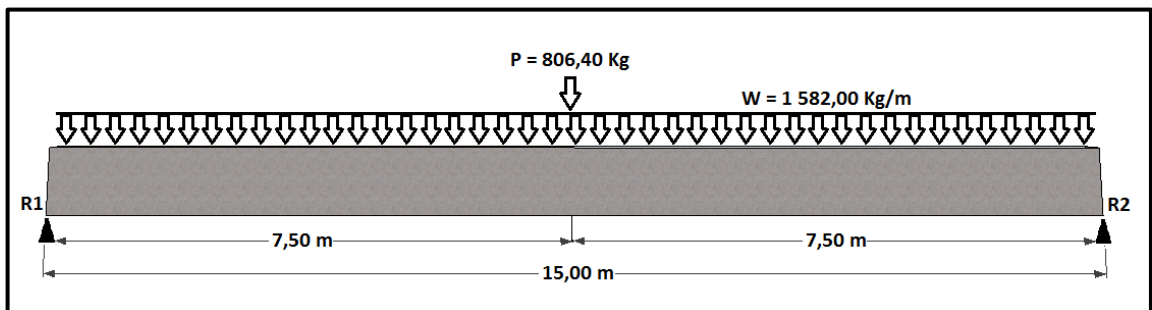
Donde:

V_{CM} = corte producido por la carga muerta

L = distancia entre apoyos del puente en m.

P = carga puntual que se produce por el diafragma interior y exterior

Figura 13. Diagrama de carga muerta en viga principal



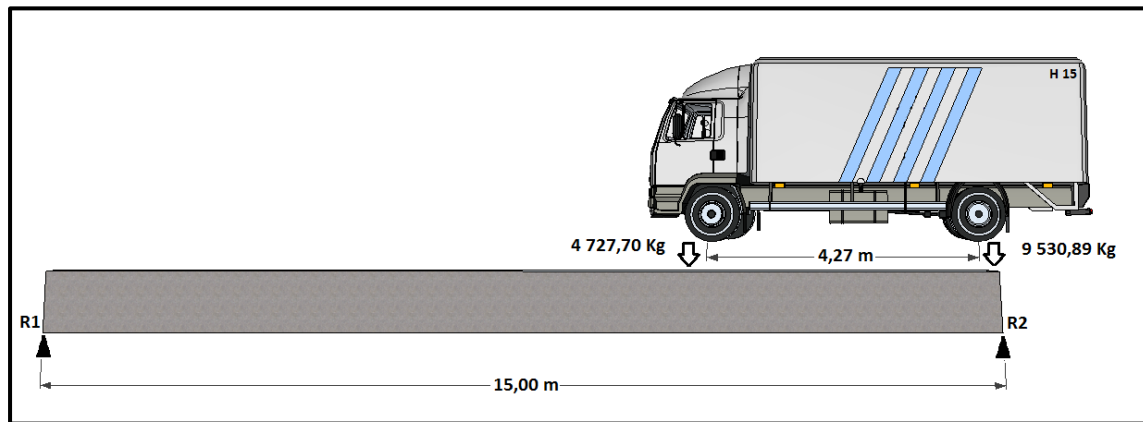
Fuente: elaboración propia.

$$V_{CM} = \frac{1\,582,00 \text{ kg/m} * 15 \text{ m}}{2} + \frac{806,4 \text{ kg}}{2} = 12\,268 \text{ kg}$$

Corte producido por carga viva:

El esfuerzo por sobrecarga o carga viva se calcula por medio de la reacción que la estructura tiene cuando el camión está ingresando al puente

Figura 14. Diagrama de cargas vivas en viga principal



Fuente: elaboración propia.

$$\Sigma M_{R1} = +\vec{0}$$

$$10,73 \text{ m} * 4\,727,70 \text{ kg} + 15 \text{ m} * 9\,530,89 \text{ kg} - 15R_2 = 0$$

$$R_2 = V_{CV} = 12\,912,77 \text{ kg}$$

Corte producido por fuerza de impacto (28%)

Corte último:

$$Vu = 1,3 \left[V_{cm} + \frac{5}{3} (V_{cv} * I) \right]$$

Donde:

V_u = corte último en kg.

V_{cm} = corte producido por la carga muerta en kg.

V_{cv} = corte producido por la carga viva en kg.

I = factor de impacto

$$V_u = 1,3 \left[12\,268 \text{ kg} + \frac{5}{3} (12\,912,77 \text{ kg} * 1,28) \right] = 51\,759,82 \text{ kg}$$

Cálculo del refuerzo a corte

Acero transversal:

Para el diseño final del refuerzo transversal se tomará en cuenta lo indicado en el código ACI 318-05:

- La sección 21.3.4.1 establece que la fuerza cortante de diseño, se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en las partes comprendidas entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable, M_{pr} , y que el elemento está además sometido a cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz.
- En la sección 21.3.3.1 se indica que se deberá suponer la resistencia a corte como $V_c=0$, cuando la fuerza cortante inducida por el sismo calculada, representa la mitad o más de la resistencia máxima a corte requerida en esas zonas.

- En la sección 21.3.3.1 requiere que deben disponerse estribos cerrados en una longitud igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara de elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos.

Esfuerzo cortante absorbido por el concreto:

$$V_{CR} = \Phi(0,53 * \sqrt{f'c} * b * d) \quad \Phi \rightarrow \text{AASHTO 8.16.1.2}$$

$$V_{CR} = 0,85(0,53 * \sqrt{281} * 40 * 91) = 27\,488,39 \text{ kg}$$

Corte actuante:

$$V_{AC} = \left[\frac{V_u - (\Phi * V_{CR})}{\Phi} \right] \quad \Phi \rightarrow \text{AASHTO 8.16.1.2}$$

$$V_{AC} = \left[\frac{51\,759,82 - (0,85 * 27\,488,39)}{0,85} \right] = 33\,405,52 \text{ kg}$$

El corte actuante indica el espaciamiento de los estribos, el cual tiene que ser mayor que el esfuerzo cortante absorbido por el concreto. El espaciamiento entre estribos en la viga se calculará con la siguiente ecuación:

$$S = \frac{(2 * f_y * d * A_v)}{V_{ac}}$$

Donde:

S = espaciamiento de estribos en la viga en cm.

A_v = área de la sección de la varilla propuesta (Varilla propuesta No. 3)

V_{ac} = corte actuante en kg.

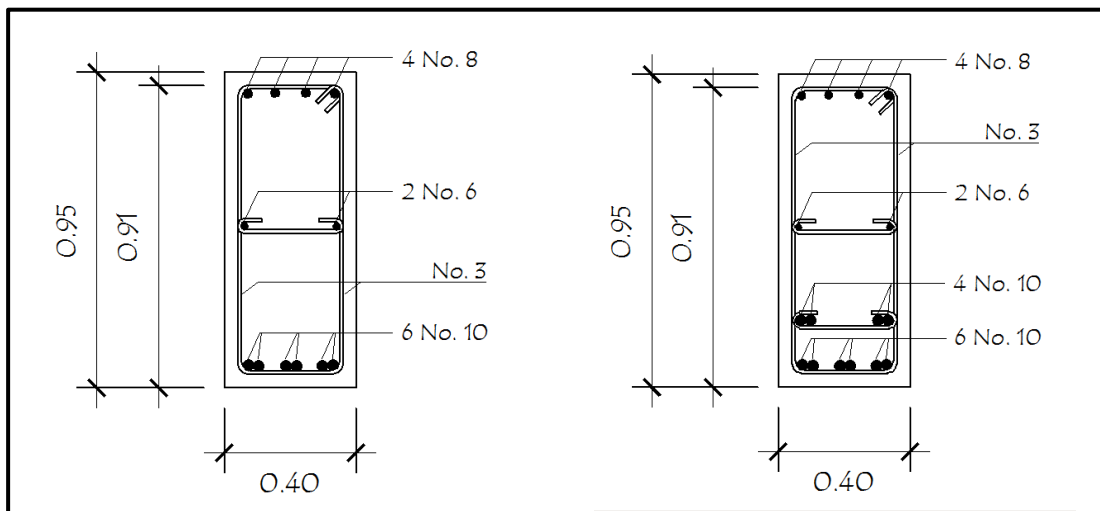
d = peralte efectivo en cm.

f_y = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo

$$S = \frac{(2 * 4 * 200 \text{ kg/cm}^2 * 91 \text{ cm} * 0,71258 \text{ cm}^2 * 2)}{33\ 405,52 \text{ kg}} = 18 \text{ cm}$$

Utilizar varilla No. 3 @ 0,18 m.

Figura 15. Secciones de viga principal reforzada



Fuente: elaboración propia.

2.6.3. Diseño de diafragmas

Para el diseño de los diafragmas se tomará en cuenta la sección 8 de las normas AASHTO:

- Se colocarán al centro y en los tercios de la luz cuando se tenga una superestructura no mayor de 40 metros.
- Serán colocados diafragmas en los extremos de las vigas T y de las vigas rectangulares, a menos que otros medios sean suministrados, para resistir cargas laterales y mantener la geometría de la sección.

- El ancho normal para diafragmas interiores y exteriores será de 30 cm, con un recubrimiento mínimo de 5 cm.
- El alto del diafragma interior deberá ser $\frac{3}{4}$ de la viga principal y no menor que 50 cm.
- El alto del diafragma exterior deberá ser $\frac{1}{2}$ de la altura de la viga principal.

2.6.3.1. Diseño del diafragma interior

Predimensionamiento:

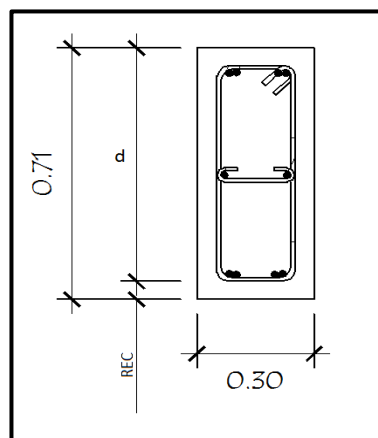
Ancho = 30 cm.

Altura = $\frac{3}{4}H = \frac{3}{4}(0,95 \text{ m}) = 0,71 \text{ m}$.

H = peralte de viga principal.

Recubrimiento = 5 cm. (AASHTO 8.19.3)

Figura 16. Sección de diafragma interior



Fuente: elaboración propia.

Refuerzo longitudinal:

Para el diseño final del refuerzo longitudinal se tomará lo indicado en el código ACI 318-05:

- En la sección 21.3.2.1 se indica que cualquier sección de un elemento a flexión, tanto para el refuerzo superior como inferior, debe colocarse área de acero mínima y la cuantía de refuerzo no debe exceder a 0.025.
- En la sección 21.3.2.1 se indica que deben colocarse al menos dos barras en forma continua tanto en la parte superior como inferior.

Para el longitudinal se utilizará el acero mínimo:

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{2810} * 30 \text{ cm} * 66 \text{ cm} = 9,94 \text{ cm}^2$$

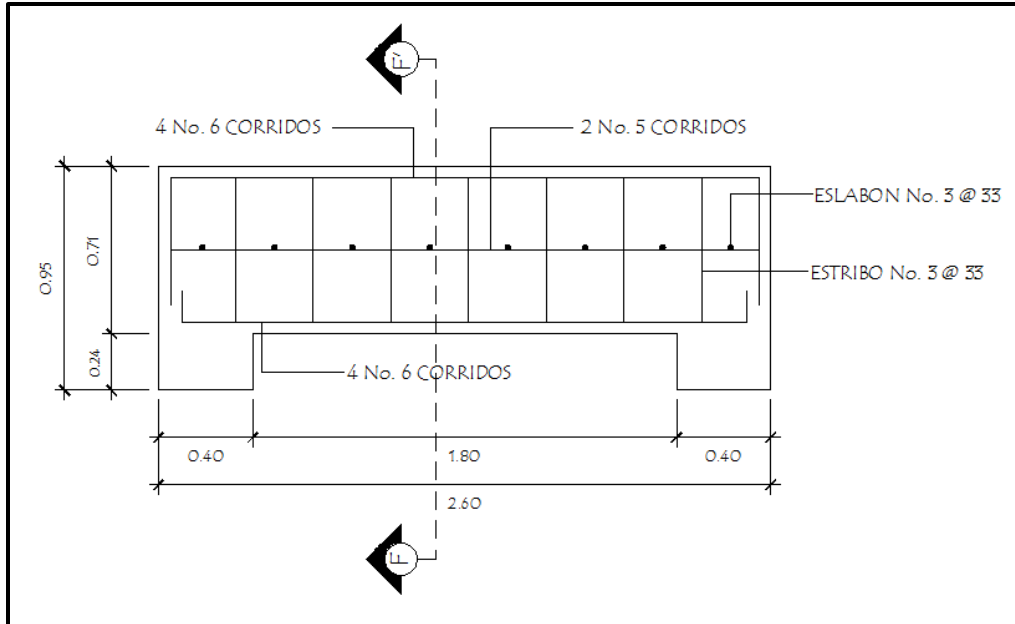
Se utilizarán 4 varillas No. 6 para el refuerzo en las dos camas, y se propone un refuerzo adicional de 5,29 cm² por cada metro para evitar que falle el refuerzo a corte por el peralte del diafragma.

Refuerzo adicional:

$$A_{s_{refuerzo}} = 5.29 \text{ cm}^2/\text{m} * 0.71 \text{ m} = 3.76 \text{ cm}^2$$

Utilizar 2 varillas No. 5

Figura 17. Refuerzo longitudinal de diafragma interior



Fuente: elaboración propia.

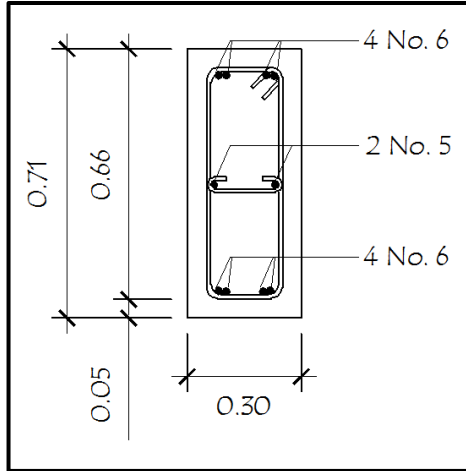
Refuerzo a corte:

Para el diseño final del refuerzo transversal se tomará lo indicado en el código ACI 318-05: la sección 21.3.3.4 indica que cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.

$$S = \frac{d}{2} = \frac{0,66}{2} = 0,33$$

Se utilizarán varillas No. 3 @ 0,33 m.

Figura 18. **Sección de armado de diafragma interior**



Fuente: elaboración propia.

2.6.3.2. Diseño de diafragmas exteriores

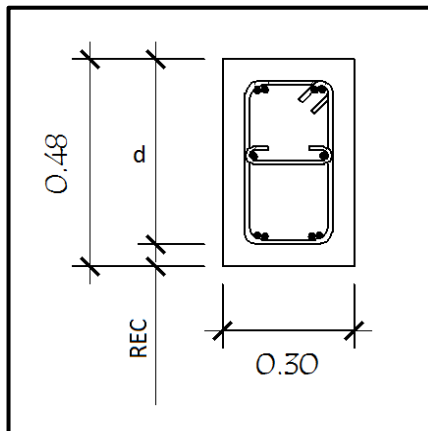
Predimensionamiento:

Ancho = 30 cm.

Altura = $\frac{1}{2}H = \frac{1}{2}(0,95 \text{ m}) = 0,48 \text{ m}$ (H = peralte de viga principal)

Recubrimiento = 5 cm. (AASHTO 8.19.3)

Figura 19. **Sección de diafragma exterior**



Fuente: elaboración propia.

Refuerzo longitudinal:

Para el diseño final del refuerzo longitudinal se tomará lo indicado en el código ACI 318-05:

- En la sección 21.3.2.1 se indica que cualquier sección de un elemento a flexión, tanto para el refuerzo superior como inferior debe colocarse área de acero mínima y la cuantía de refuerzo no debe exceder a 0,025.
- En la sección 21.3.2.1 se indica que deben colocarse al menos dos barras en forma continua tanto en la parte superior como inferior.

Para el longitudinal se utilizará el acero mínimo:

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{2810} * 30 \text{ cm} * 43 \text{ cm} = 6,47 \text{ cm}^2$$

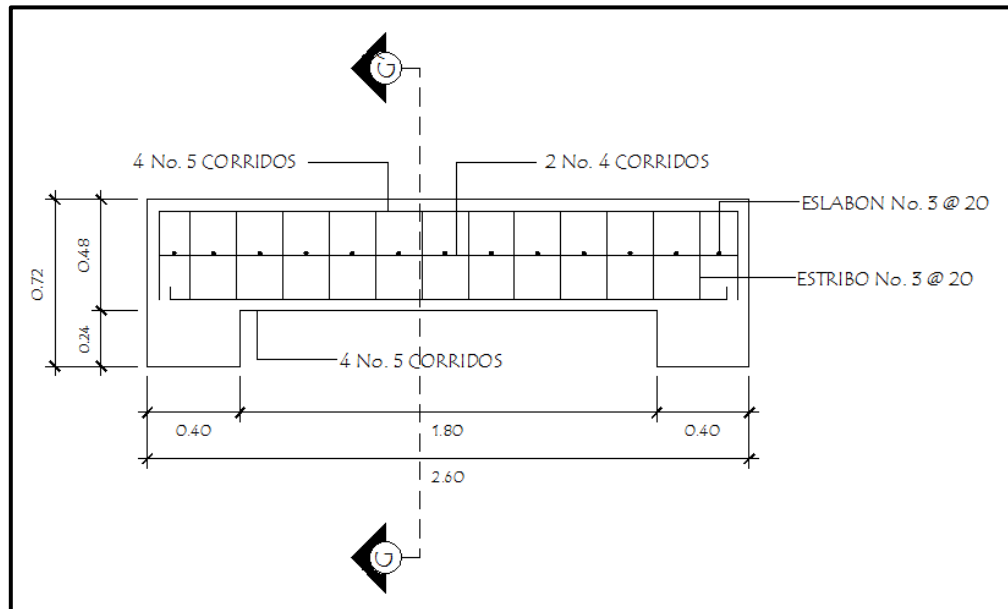
Se utilizarán 4 varillas No. 5 para el refuerzo en las dos camas, y se propone un refuerzo adicional de 5,29 cm² por cada metro, para evitar que falle el refuerzo a corte por el peralte del diafragma.

Refuerzo adicional:

$$A_{s_{refuerzo}} = 5,29 \text{ cm}^2/\text{m} * 0,48 \text{ m} = 2,54 \text{ cm}^2$$

Utilizar 2 varillas No. 4

Figura 20. Refuerzo longitudinal de diafragma exterior



Fuente: elaboración propia.

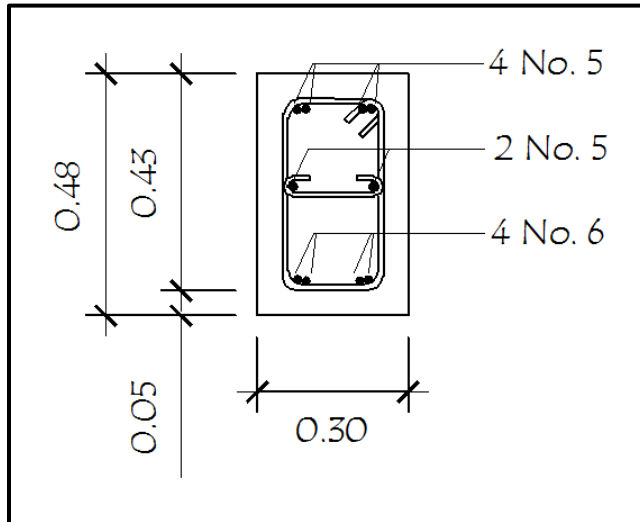
Refuerzo a corte:

Para el diseño final del refuerzo transversal se tomará lo indicado en el código ACI 318-05: la sección 21.3.3.4 indica que cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.

$$S = \frac{d}{2} = \frac{0,43}{2} = 0,20$$

Se utilizarán varillas No. 3 @ 0,20 m.

Figura 21. **Sección de armado de diafragma exterior**



Fuente: elaboración propia.

2.7. **Diseño de la subestructura**

La subestructura de un puente es el conjunto de elementos estructurales destinados a transmitir la carga proveniente de la superestructura, hacia el terreno donde se edifica la obra. La subestructura está compuesta principalmente por: cortina, viga de apoyo y estribos.

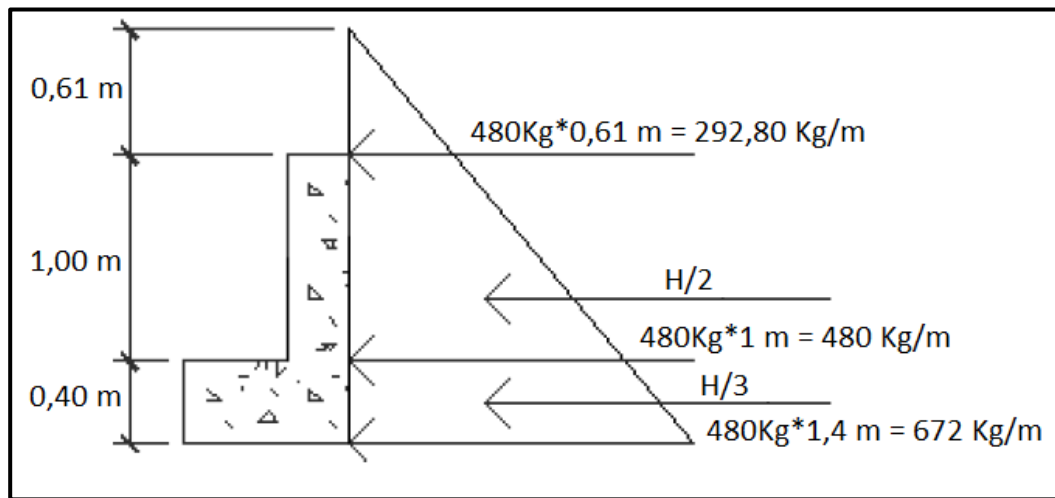
2.7.1. **Diseño de la cortina**

Entre las estructuras de apoyo para puentes y de mayor importancia se encuentra la cortina.

Según AASHTO 1.2.22, la cortina está empotrada sobre la viga de apoyo, actuando en ella las fuerzas de: empuje de la tierra (E), fuerza longitudinal (FL) y la fuerza de sismo (EQ).

De acuerdo con AASHTO 1.1.19, la estructura no debe diseñarse para menos de un equivalente líquido a 480 kg/m^3 .

Figura 22. **Geometría de la cortina y viga de apoyo**



Fuente: elaboración propia.

2.7.1.1. Empuje de tierra

Se incrementará la altura del relleno en 0,61 m.

$$F = (S_1 * H) + (S_2 * H/2)$$

Donde:

F_e = fuerza de empuje en kg.

S_1 = sobrecarga aplicada a $H/2$

S_2 = sobrecarga aplicada a $H/3$

Entonces:

$$F = (292,80 \text{ kg/m} * 1 \text{ m}) + \left(\frac{480 \text{ kg/m} * 1 \text{ m}}{2} \right) = 532,80 \text{ kg}$$

2.7.1.2. Fuerza longitudinal

En la norma AASHTO inciso 1.2.13 se indica que deberá considerarse el 5% de la carga viva para la fuerza longitudinal y sobre la carpeta de rodadura a una distancia de 6 pies del centro de gravedad.

$$FL = \frac{0,05 * P}{2 * h}$$

Donde:

P = peso total de la carga viva en kg.

h = altura de la cortina en m.

FL = fuerza longitudinal en kg.

Entonces:

$$\frac{0,05 * 1\,500 \text{ kg}}{2 * 1 \text{ m}} = 375 \text{ kg/m}$$

Brazo: 1,82 m + 1 m = 2,83 m.

Por tanto el brazo de la fuerza longitudinal será 2,83 m.

2.7.1.3. Cálculo por sismo

Se deberá considerar un coeficiente del 12% por ser una zona de alto riesgo sísmico, la cual se debe aplicar al centro de la cortina; se multiplicará el peso de la cortina para determinar la fuerza por sismo.

Peso de la cortina (W):

$$W = (2\,400\text{ kg/m}^3) * (0,30\text{ m}) * (1\text{ m}) * (1\text{ m}) = 720\text{ kg}$$

Cálculo de la fuerza por sismo:

$$F_{\text{sismo}} = 12\% * W = (0,12) * (720\text{ kg}) = 86,4\text{ kg}$$

Brazo de la fuerza por sismo: $1\text{ m}/2 = 0,5\text{ m}$

2.7.1.4. Combinación de cargas para momento

Para la combinación de cargas se utilizarán las siguientes ecuaciones propuestas por las normas AASHTO en la sección 3.22., las dos primeras serán para encontrar el momento máximo y las otras dos serán para el corte máximo.

Ecuación No. 1

$$\text{Momento 1} = 1,3((S_1 * \text{brazo}) + (S_2 * \text{brazo}) + (FL * \text{brazo}))$$

$$\text{Momento 1} = 1,3((292,80 * 1/2) + (480 * 1/3) + (375 * 2,83)) = 1\,776,97\text{ kg/m}$$

Ecuación No. 2

$$\text{Momento 2} = 1,3((S_1 * \text{brazo}) + (S_2 * \text{brazo}) + (F_{\text{sismo}} * \text{brazo}))$$

$$\text{Momento 2} = 1,3((292,80 * 1/2) + (480 * 1/3) + (86,4 * 0,5)) = 454,48\text{ kg/m}$$

Ecuación No. 3

$$V = 1,3(F + FL)$$

$$V = 1,3(532,80 \text{ kg} + 375 \text{ kg}) = 1\ 180,14 \text{ kg}$$

Ecuación No. 4

$$V = 1,3(F + Fs)$$

$$V = 1,3(532,80 \text{ kg} + 86,4 \text{ kg}) = 804,96 \text{ kg}$$

El momento máximo de los grupos calculados es: 1 776,97 kg/m, y el corte máximo de las últimas dos ecuaciones es: 804,96 kg

2.7.1.5. Cálculo del refuerzo

Cálculo del refuerzo por flexión:

Para el diseño final del refuerzo longitudinal se tomará en cuenta lo indicado en el código ACI 318-05:

- En la sección 21.3.2.1 se indica que cualquier sección de un elemento a flexión, tanto para el refuerzo superior como inferior debe colocarse área de acero mínima y la cuantía de refuerzo no debe exceder a 0,025.
- En la sección 21.3.2.1 se indica que deben colocarse al menos dos barras en forma continua tanto en la parte superior como inferior.

Datos:

$$Mu = 1\ 776,97 \text{ kg-m}$$

$$fy = 2\ 810 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$d = 30 \text{ cm}$$

$$b = 94 \text{ cm}$$

Acero mínimo:

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{2810} * 30 \text{ cm} * 94 \text{ cm} = 14,15 \text{ cm}^2$$

Acero máximo:

$$A_{s_{max}} = 0,5 * \rho_b * b * d$$

$$\rho_b = \frac{0,85 * \Phi * f'c * 6120}{f_y * (6120 + f_y)} = \frac{0,85 * 0,90 * 281 * 6120}{4200 * (6120 + 4200)} = 0,030$$

$$A_{s_{max}} = 0,5 * 0,030 * 94 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 42,30 \text{ cm}^2$$

Área de acero requerida:

$$A_s = \frac{0,85 f'c * b d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0,85 \Phi * f'c * b d^2}} \right)$$

Donde:

A_s = área de acero en cm^2

b = ancho unitario en cm.

d = peralte efectivo en cm.

M = momento en kg-cm.

$f'c$ = resistencia especificada a la compresión del concreto en kg/cm^2

f_y = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo den kg/cm^2

$$A_s = \frac{0,85(210) * 94 * 30}{2810} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(177\,697,00)}{0,85(0,9) * (210) * 94 * (30)^2}} \right) = 1,56 \text{ cm}^2$$

Se utilizará el área de acero mínima, por lo tanto se propone el uso de 8 varillas No. 5

2.7.1.6. Diseño a corte

Para el diseño del refuerzo transversal se tomara en cuenta lo indicado en el código ACI 318-05: la sección 21.3.3.4 indica que cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.

Para el refuerzo para corte último se aplicará la siguiente ecuación:

$$V_{CR} = \Phi(0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d) \quad \Phi \rightarrow \text{AASHTO 8.16.1.2}$$

$$V_{CR} = 0,85(0,53 * \sqrt{210} * 30 * 94) = 18\,409,99 \text{ kg}$$

$$V_{CR} > V_{max}$$

Utilizando estribos No. 3 se obtiene:

$$S = \frac{d}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm.}$$

Se utilizarán varillas No. 3 @ 0,15 m.

2.7.2. Diseño de la viga de apoyo

La geometría de la viga será rectangular, se utilizará una base no menor de 40 cm, debido a que la estructura solo resistirá aplastamiento.

Para el diseño final del refuerzo longitudinal se tomará lo indicado en el código ACI 318-05:

- En la sección 21.3.2.1 se indica que cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, debe colocarse área de acero mínima y la cuantía de refuerzo no debe exceder a 0,025.
- En la sección 21.3.2.1 se indica que deben colocarse al menos dos barras en forma continua, tanto en la parte superior como inferior.

El refuerzo longitudinal se diseñará con la siguiente ecuación:

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{2810} * 40cm * 80cm = 16,06 cm^2$$

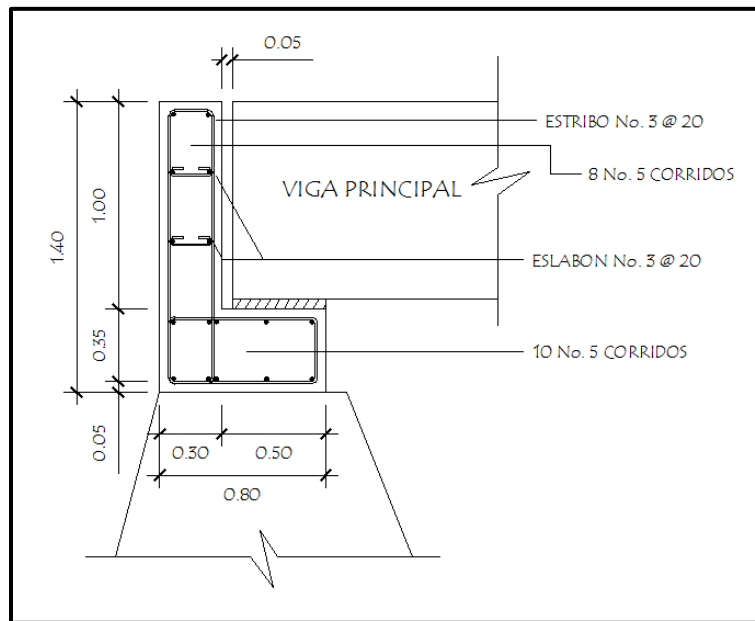
Se utilizarán varillas No. 6 para el refuerzo longitudinal.

Para el diseño del refuerzo transversal se tomará en cuenta lo indicado en el código ACI 318-05: la sección 21.3.3.4 indica que cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.

$$S = \frac{d}{2} = \frac{37,5}{2} = 18,75 cm.$$

Se utilizarán varillas No. 3 @ 0,18 m

Figura 23. Armado de cortina y viga de apoyo



Fuente: elaboración propia.

2.7.2.1. Diseño del asentamiento o base de neopreno

El capítulo 14 de las normas AASHTO establece las condiciones de apoyo para un puente en función de la longitud de su claro. Para apoyos fijos de claros de 50 pies, no es necesario hacer consideraciones por deflexión, mientras que para claros mayores o iguales a 50 pies, deberán proveerse tipo de apoyos especiales que toleren mayores niveles de rotación; los puentes con claros menores de 50 pies también pueden apoyarse en dispositivos móviles, consistentes en placas de acero con superficies tersas que tampoco toman en cuenta la deflexión.

De acuerdo con el tipo de material del que están hechos, los apoyos pueden clasificarse en metálicos y elastómeros. El uso de apoyos metálicos generalmente se limita a puentes con superestructura de base metálica, mientras que los apoyos elastoméricos se usan independientemente en puentes con superestructura de concreto o metálicas.

En el diseño del puente, se utilizarán apoyos elastoméricos, que se refieren a un mecanismo constituido parcial o totalmente de elastómeros, pueden ser sencillos (que tienen una sola placa de elastómero) laminados (son varias capas de elastómero restringidas entre sus caras mediante láminas de acero integralmente sujetas o con refuerzo de fábrica) en adición a cualquier refuerzo interno, los apoyos pueden tener una placa externa de acero, unida a la placa inferior o superior del elastómero, cada placa de carga será al menos tan larga como la capa de elastómero a la cual este unido.

Las especificaciones AASHTO para el proporcionamiento de apoyos elastoméricos, en relación con los materiales y los esfuerzos, toman en cuenta los siguientes aspectos:

- Propiedades de los materiales: dependen de sus elementos constituyentes. Una de las propiedades más importantes del elastómero es su módulo de cortante, el cual puede definirse como la fuerza por pulgada cuadrada del cojinete (área de contacto) necesaria para deformar una cantidad igual a su espesor. Cuando sea especificado o se conozca el módulo de cortante del elastómero del que está hecho cada uno de los apoyos, este valor deberá ser utilizado para el diseño; de lo contrario, los valores usados serán aquellos del rango aplicable según la tabla siguiente:

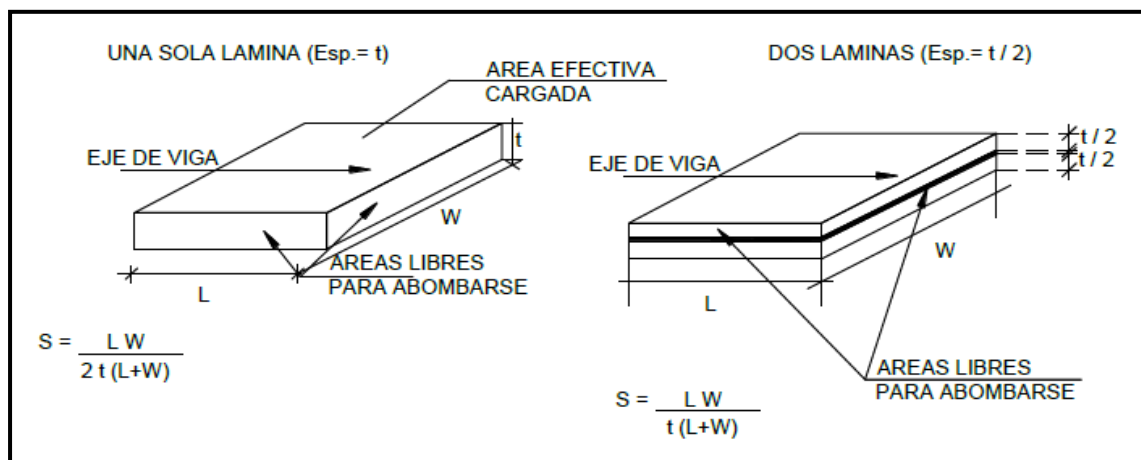
Tabla I. **Módulo de cortante para diferente dureza de elastómero**

DUREZA (CLASE A)	50	60	70
Módulo de cortante a 73°F (PSI) Flujo plástico debido a la deflexión de 25 años	85-110	120-155	160-260
Deflexión instantánea	25%	35%	45%

Fuente: Normas AASHTO, capítulo 14. p. 344.

- Revisión de esfuerzos por compresión: si no se previene la deformación por corte, el esfuerzo de compresión promedio $\bar{\sigma}_o$ en cualquier capa no deberá exceder de 1000 psi para apoyos reforzados de acero; 800 psi para apoyos reforzados con acero laminado o cojinetes sencillos.

Figura 24. **Detalle de placas de elastómero**



Fuente: CHINCHILLA LÓPEZ, Alexis. Análisis y diseño estructural de subestructuras para puentes de claros cortos según normas AASHTO. p. 149.

Diseño de neopreno basado en el método "A" de la sección 14 de las normas AASHTO:

Datos de diseño:

Luz de puente = 15 m.

Ancho de viga = 40 cm.

Módulo de elasticidad del concreto (E_c) = 2×10^6 Ton/m²

CM = 12.27 Ton. CV = 13 Ton.

Temperatura máxima = 73 °F = 22 °C

Coefficiente de dilatación térmica del concreto = 11×10^{-6} °C⁻¹

Cálculo del movimiento horizontal máximo del apoyo:

$$A_s = L(\epsilon_{\text{temp}} + \epsilon_{\text{frag}})$$

Donde:

A_s = Movimiento horizontal máximo en mm.

ϵ_{temp} = Deformación unitaria del concreto debido a la diferencia de temperatura

ϵ_{frag} = Deformación debido a la retracción del fraguado

Sustitución de datos:

$$\epsilon_{\text{temp}} = (\text{Temp. máxima})(\text{coeficiente de dilatación térmica del concreto})$$

$$\epsilon_{\text{temp}} = (22 \text{ °C})(11 \times 10^{-6}) = 0,000242$$

$$\epsilon_{\text{frag}} = (10\%)(\text{Deformación máxima del concreto})$$

$$\epsilon_{\text{frag}} = (10\%)(0,003) = 0,0003$$

$$\Delta_s = 15(0,000242 + 0,0003) = 0,00813 \text{ m}$$

Se recomienda aumentar un 20% por factor de seguridad (AASHTO)

$$\Delta_{\text{Stotal}} = 1,2 * 8,13 \text{ mm} = 9,76 \text{ mm}$$

Cálculo de altura de apoyo elastomérico:

$$h_{\text{gt}} > 2\Delta_{\text{Stotal}}$$

Donde:

h_{gt} = espesor del elastómero del apoyo

Δ_{Stotal} = Movimiento horizontal máximo total en mm.

$$h_{\text{gt}} > 2(9,76 \text{ mm}) = 19,52 \text{ mm}$$

Se propone un apoyo elastomérico de 4,00 cm de espesor, con 3 capas de refuerzo de acero de 1 mm de espesor cada una.

Para la evaluación del esfuerzo a compresión se utilizará la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{GS}{B}$$

Donde:

$\sigma \leq 70 \text{ kg/cm}^2$, para apoyos reforzados con acero

B = factor de modificación, 1,4 para capas de cubierta, medias y 1,8 para apoyos simples

G = modulo cortante (Dureza 60, varía entre 9,10 kg/cm^2 y 14 kg/cm^2)

S = factor de apoyo elastomérico

$$\sigma = \frac{GS}{B} \rightarrow S = \frac{\sigma B}{G} = \frac{70 \text{ kg/cm}^2 * 1}{10 \text{ kg/cm}^2} = 7,00$$

Cálculo de longitud:

AASHTO 14.7.5 indica que para apoyos rectangulares sin orificios se utiliza la siguiente ecuación:

$$S = \frac{LW}{2h_e(L + W)}$$

Donde:

W = dimensión total del apoyo rectangular paralela al eje transversal

L = dimensión total del apoyo rectangular paralela al eje longitudinal

he = espesor de la capa del elastómero

Diseño propuesto del apoyo elastomérico:

- 2 capas exteriores de 5 mm, (Las capas exteriores deben ser menores al 70% de las capas interiores)
- 3 capas interiores de 10 mm.
- 4 láminas de refuerzo de acero, 1 mm de grosor cada una.
- W = 400 mm → 40 cm.

Esfuerzo efectivo a compresión sobre el apoyo elastomérico:

$$S = \frac{W * L}{2 * h_e(L + W)} = \frac{(400 \text{ mm}) * L}{2 * 10 \text{ mm}(L + 400 \text{ mm})} = \frac{20L}{L + 400}$$

$$7 = \frac{(20 \text{ mm}) * L}{L + 400 \text{ mm}}$$

$$7L + 2800 \text{ mm} = (20 \text{ mm})L$$

$$L = 215,38 \text{ mm} \rightarrow 20 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{R_{\text{diseño}}}{\text{área}} = \frac{25270 \text{ kg}}{40 \text{ cm} * 20 \text{ cm}} = 32,59 \text{ kg/cm}^2 < 70 \text{ kg/cm}^2$$

Evaluación de la rotación del apoyo elastomérico (AASHTO 14.6.7)

$$\theta_X = \frac{2\Delta_c}{L} \qquad \theta_Y = \frac{2\Delta_c}{W}$$

Donde:

Δ_c = deformación instantánea por compresión del apoyo

$\Delta_c = \Sigma s_c h \rightarrow S_c \text{ grado } 60 = 0,0038$

$\Delta_c = 3 * 0,038 * 10 \text{ mm} + 2 * 0,038 * 5 \text{ mm} = 1,52 \text{ mm}$.

Entonces:

$$\theta_X = \frac{2 * 1,52 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 0,015 \qquad \theta_Y = \frac{2 * 1,52 \text{ mm}}{400 \text{ mm}} = 0,0076$$

Rotación del apoyo debida a la carga de diseño:

$$\theta = \frac{qL^3}{24EI}$$

Donde:

I = momento centroidal de inercia de la sección de viga

E = módulo de elasticidad del concreto

q = carga de diseño repartida (carga muerta + carga viva)/($L/2$)

$$\theta = \frac{(1,64 \text{ ton} + 1,73 \text{ ton})(15 \text{ m})^3}{24(2 \times 10^6 \text{ ton/m}^2)(0,02534 \text{ m}^4)} = 0,010 \text{ rad} < 0,015 \text{ rad}$$

Chequeo de estabilidad y refuerzo:

Para la estabilidad, el espesor total del apoyo no debe exceder el menor de:

$$\frac{L}{3} = \frac{20 \text{ cm}}{3} = 6,66 > 4,00 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\frac{W}{3} = \frac{40 \text{ cm}}{3} = 13,33 > 4,00 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple}$$

Para el refuerzo debe cumplir con la siguiente ecuación:

$$300 * h_{rt} < f's * h_{rt}$$

Donde:

h_{rt} = espesor de la capa i del elastómero.

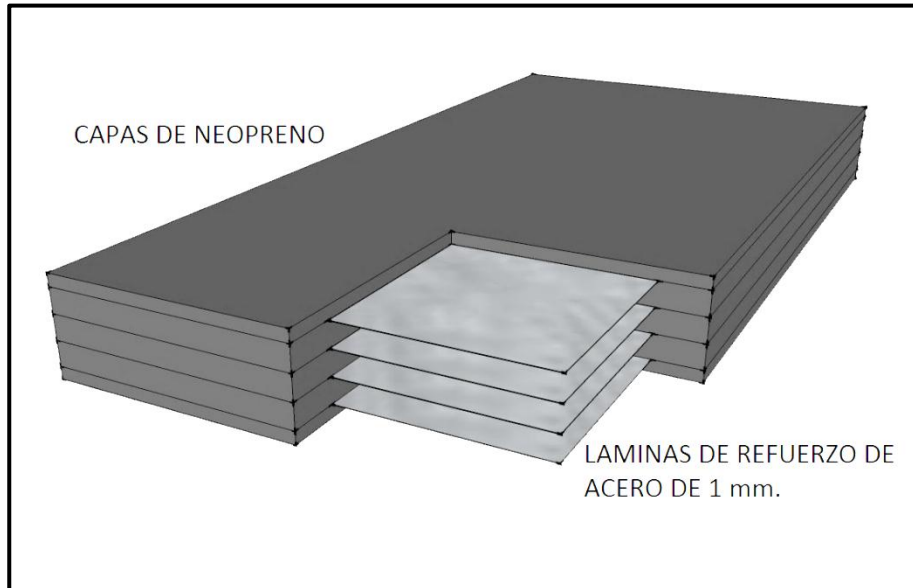
$f's$ = esfuerzo admisible del acero ($1\,700 \text{ kg/cm}^2$)

Entonces:

$$300 \text{ kg/cm}^2 * 0,50 \text{ cm} < 1\,700 \text{ kg/cm}^2 * 0,50 \text{ cm}$$

$$150 \text{ kg/cm} < 850 \text{ kg/cm}$$

Figura 25. **Neopreno reforzado**



Fuente: elaboración propia.

2.7.3. **Análisis y diseño de los estribos**

Los estribos son los apoyos extremos del puente, que además de soportar las cargas de la superestructura, servirán para la contención del material de los terraplenes de acceso y por consiguiente estarán sometidos al empuje del suelo. Los estribos por gravedad se emplean cuando la subestructura que se va a utilizar sea de poca altura y no pase de 6 metros.

Para determinar la estabilidad del estribo, se deberán chequear los siguientes aspectos:

- Volteo
- Deslizamiento
- Presiones

Para calcular los requisitos se utilizarán las siguientes ecuaciones:

$$\text{Volteo} = \frac{ME}{MV} > 1,5 \qquad \text{Deslizamiento} = \frac{0,5 * WE}{WV}$$

$$\text{Presiones} = \frac{WE(1 \pm (6 * e/b))}{A} < Vs$$

Donde:

ME = momento estabilizante

MV = momento de volteo

WE = peso propio estabilizante

WV = peso de volteo

b = base

A = área

Datos para el diseño de estribos:

$$W_{c.armado} = 2\,400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{c.ciclópeo} = 2\,700 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{suelo} = 1\,700 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Equivalente líquido} = 480 \text{ kg/m}^3$$

$$Vs = 19,70 \text{ ton/m}^2$$

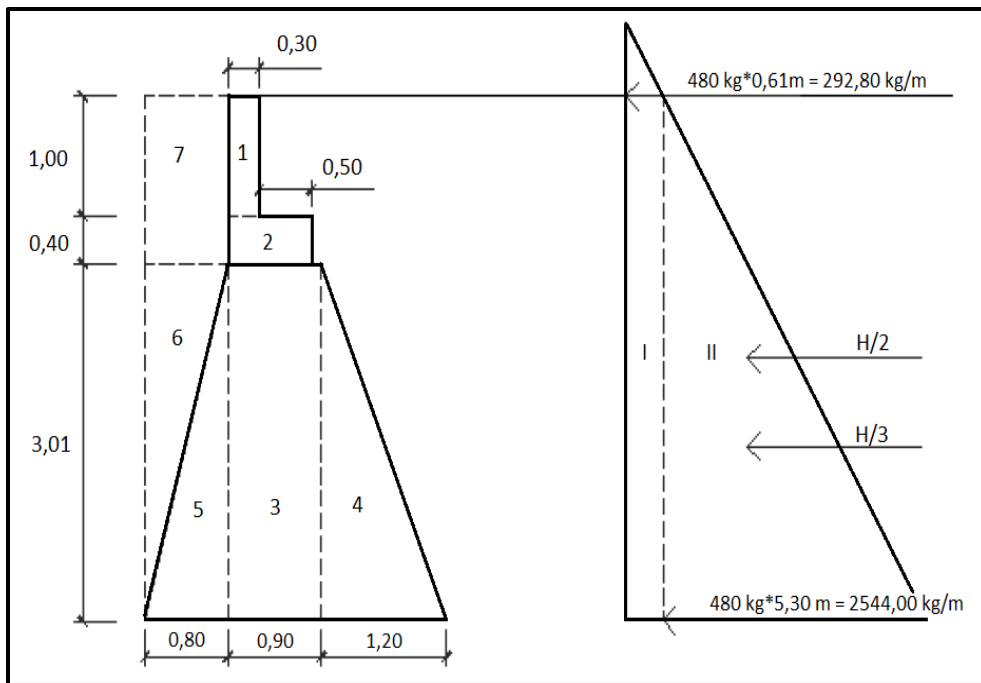
El momento de volteo será calculado por el diagrama de presiones que se muestra en la figura 26.

Tabla II. Presiones en el estribo

Momento de volteo					
Sección	altura (m)	Presión (kg/m)	WV= (altura*presión)	Brazo (m)	MV=(WV*brazo) (kg-m)
I	4,40	292,80	1 288,32	2,20	2 834,30
II	2,20	2112,00	4 646,40	1,47	6 814,72
Total WV			5 934,72	Total MV	9 649,02

Fuente: elaboración propia.

Figura 26. Diagrama de presiones en estribo



Fuente: elaboración propia.

El momento estabilizante es debido al peso propio del muro y al relleno, el momento obtenido será por metro de ancho.

Tabla III. **Momento estabilizante en estribo**

Momento estabilizante (ME)							
Sección	Dimensiones (m)		Área (m ²)	Peso volumétrico (kg/m ³)	WE (kg)	Brazo (m)	ME (kg-m)
	Base	Altura					
1	0,30	1,00	0,30	2 400	720,00	1,95	1 404,00
2	0,80	0,40	0,32	2 400	768,00	1,70	1 305,60
3	0,90	3,00	2,70	2 700	7 290,00	1,65	12 028,50
4	1,20	3,00	1,80	2 700	4 860,00	0,80	3 888,00
5	0,80	3,00	1,20	2 700	3 240,00	2,37	7 668,00
6	0,80	3,00	1,20	1 700	2 040,00	2,63	5 372,00
7	0,80	1,40	1,12	1 700	1 904,00	2,50	4 760,00
<i>Total WE</i>					20 822,00	<i>Total ME</i>	36 426,10

Fuente: elaboración propia.

2.7.3.1. Revisión del estribo

2.7.3.1.1. Sin considerar la sobre carga (sin superestructura)

Se harán las verificaciones de volteo, deslizamiento y presiones para un muro de contención por gravedad.

$$Volteo = \frac{ME}{MV} = \frac{36\,426,10}{9\,649,02} = 3,78 > 1,5 \rightarrow OK$$

$$Deslizamiento = \frac{0,5 * WE}{WV} = \frac{0,5 * 20\,822,00}{5\,934,72} = 1,75 > 1,5 \rightarrow OK$$

Esfuerzos en el terreno menores o iguales que los admisibles del terreno:

$$a = \frac{ME - MV}{WE} = \frac{36\,426,10 - 9\,649,02}{20\,822,00} = 1,29$$

Se determina la excentricidad, que es la distancia del centro del estribo al punto en que la resultante de las fuerzas que actúan se intersectan.

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{2,90}{2} - 1,29 = 0,16$$

Chequeo de presiones:

$$P = \frac{WE}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right) \leq V_s$$

$$P_{max} = \frac{20\,822,00}{2,9 * 1} \left(1 + \frac{6 * 0,16}{2,90} \right) = 9\,616,26 \text{ kg/m}^2 \leq 19\,700 \text{ kg/m}^2 \rightarrow OK$$

$$P_{min} = \frac{20\,822,00}{2,9 * 1} \left(1 - \frac{6 * 0,16}{2,90} \right) = 4\,743,74 \text{ kg/m}^2 \geq 0 \text{ kg/m}^2 \rightarrow OK$$

2.7.3.1.2. Comprobación del muro con superestructura y carga viva

Se convierte la carga viva y muerta en carga distribuida, dividiéndola por la longitud de la viga de apoyo para calcular un metro de largo del estribo.

$$W_2 = \frac{26\,895,60 + 14\,000}{4,5} = 8\,643,47 \text{ kg/m}$$

$$brazo = \frac{base}{2} = \frac{2,90}{2} = 1,45 \text{ m}$$

Momento estabilizante:

$$ME_2 = W_2 * brazo = 8\ 643,47 * 1,45 = 12\ 533 \text{ kg} - m$$

$$ME_{total2} = ME + ME_2 = 36\ 426,10 + 12\ 533 = 48\ 959,13 \text{ kg} - m$$

$$Volteo = \frac{ME_{total2}}{MV} = \frac{48\ 959,13}{9\ 649,02} = 5,07 > 1,5 \rightarrow OK$$

$$Deslizamiento = 0,5 \left(\frac{W_2 + WE}{WV} \right) = 0,5 \left(\frac{8643,47 + 20822,00}{5\ 934,72} \right) = 2,48 > 1,5 \rightarrow OK$$

Chequeo de presiones:

$$a = \frac{ME_{total2} - MV}{W_2 + WE} = \frac{48\ 959,13 - 9\ 649,02}{8\ 643,47 + 20\ 822,00} = 1,33$$

Excentricidad:

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{2,90}{2} - 1,33 = 0,12$$

$$P = \frac{WE + W_2}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right) \leq V_s$$

$$P_{max} = \frac{20822 + 8643,47}{2,9 * 1} \left(1 + \frac{6 * 0,16}{2,90} \right) = 12596,8 \text{ kg/m}^2 \leq 19700 \text{ kg/m}^2 \rightarrow OK$$

$$P_{min} = \frac{20822 + 8643,47}{2,9 * 1} \left(1 - \frac{6 * 0,16}{2,90} \right) = 7724,25 \text{ kg/m}^2 \geq 0 \text{ kg/m}^2 \rightarrow OK$$

2.7.3.1.3. Revisión del muro con sismo

$$W_{subestructura} = WE = 20\ 822 \text{ kg} \quad W_{superestructura} = \frac{26\ 895,60}{4,50} = 5\ 976,80 \text{ kg}$$

$$W_{total3} = W_{sub} + W_{super} = 20\ 822,00 + 5\ 976,80 = 26\ 798,80 \text{ kg}$$

$$brazo = \frac{base}{2} = \frac{2,9}{2} = 1,45$$

Momento estabilizante:

$$ME_3 = W_{super} * brazo = 5\ 976,80 * 1,45 = 8\ 666,36 \text{ kg} - m$$

$$ME_{total3} = ME + ME_3 = 36\ 426,10 + 8\ 666,36 = 45\ 092,46 \text{ kg} - m$$

Fuerza horizontal:

$$FH = 1,08WV + 0,08W_{total3} =$$

$$FH = 1,08(5934,72) + 0,08(26798,80) = 8553,4 \text{ kg}$$

Momento de volteo:

Tabla IV. **Momento de volteo en estribo**

Momento de Volteo (MV)							
Sección	Dimensiones (m)		Área (m ²)	Peso volumétrico (kg/m ³)	W (kg)	Brazo (m)	M (kg-m)
	B	H					
1	0,30	1,00	0,30	2 400	720,00	3,90	2 808,00
2	0,80	0,40	0,32	2 400	768,00	3,20	2 457,60
3	0,90	3,00	2,70	2 700	7 290,00	1,50	10 935,00
4	1,20	3,00	1,80	2 700	4 860,00	1,00	4 860,00
5	0,80	3,00	1,20	2 700	3 240,00	1,00	3 240,00
6	0,80	3,00	1,20	1 700	2 040,00	2,00	4 080,00
7	0,80	1,40	1,12	1 700	1 904,00	3,70	7 044,80
<i>P</i>					20 822,00	<i>MV3</i>	35 425,40

Fuente: elaboración propia.

$$MS = 0,08MV_3 = 0,08(35\ 425,40) = 2\ 834,03\ kg - m$$

$$M_{volteo3} = 1,08MV + 0,08W_{super}h'$$

$$h' = H - H_{cortina} = 4,40 - 1 = 3,40\ m$$

$$M_{volteo3} = 1,08(5\ 934,72) + 0,08(5\ 976,80)(3,40) = 12\ 046,6\ kg - m$$

$$MV_{total3} = MS + M_{volteo3}$$

$$MV_{total3} = 2\ 834,03 + 12\ 046,6 = 14\ 880,7\ kg - m$$

Volteo:

$$Volteo = \frac{ME_{total3}}{MV_{total3}} = \frac{45\ 092,46}{14\ 880,7} = 3,03 > 1,5 \rightarrow OK$$

Deslizamiento:

$$\text{Deslizamiento} = 0,5 \left(\frac{W_{total3}}{FH} \right) = 0,5 \left(\frac{26\,798,80}{8\,553,4} \right) = 1,6 > 1,5 \rightarrow OK$$

Chequeo de presiones:

$$a = \frac{ME_{total3} - MV_{total3}}{W_{total3}} = \frac{45\,092,46 - 14\,880,7}{26\,798,80} = 1,13\,m$$

Excentricidad:

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{2,90}{2} - 1,13 = 0,322$$

$$P = \frac{W_{total3}}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right) \leq V_s$$

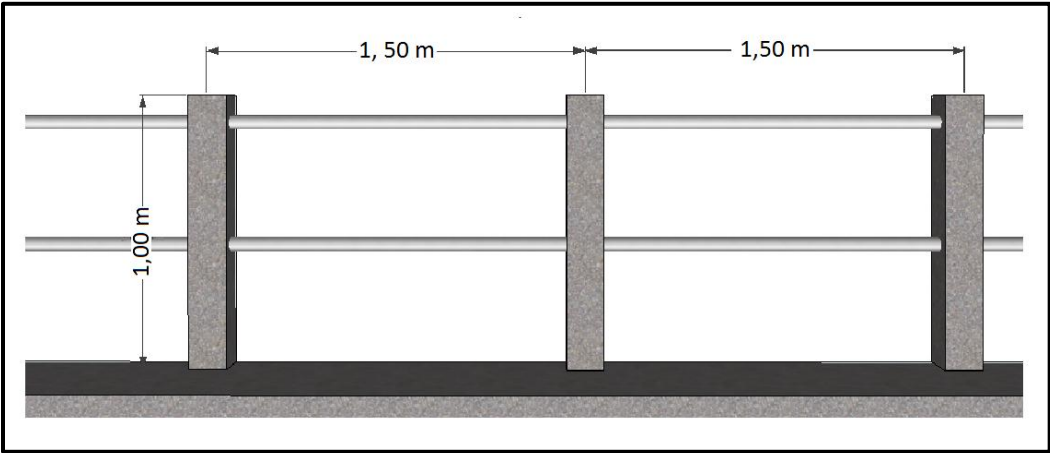
$$P_{max} = \frac{26\,798,80}{2,9 * 1} \left(1 + \frac{6 * 0,322}{2,90} \right) = 15\,409,7\,kg/m^2 \leq 19\,700\,kg/m^2 \rightarrow OK$$

$$P_{min} = \frac{26\,798,80}{2,9 * 1} \left(1 - \frac{6 * 0,322}{2,90} \right) = 3\,072,26\,kg/m^2 \geq 0\,kg/m^2 \rightarrow OK$$

2.8. Diseño de barandal

Los barandales de los puentes se clasifican según su uso. Se pueden construir de acero, concreto o mixtos. Para efectos de este proyecto, las barandas serán de tubo HG de 2 pulgadas de diámetro y los postes de concreto.

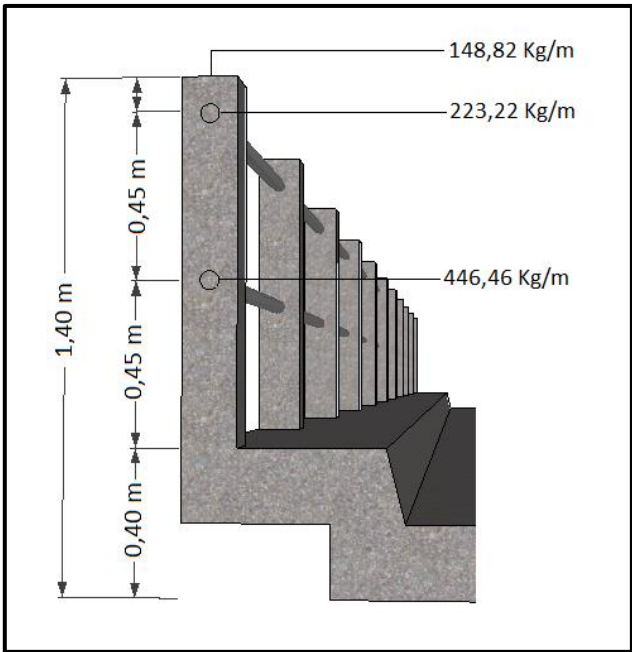
Figura 27. Esquema de barandal



Fuente: elaboración propia.

Según especificaciones de AASHTO se recomienda que los barandales sean diseñados con las cargas que se indican a continuación:

Figura 28. Diagrama de diseño de poste



Fuente: elaboración propia.

Se utilizará tubo estándar según AISC-89, de HG de 2 pulgadas de diámetro, con las siguientes características:

Separación entre postes = 1,50 m

Diámetro exterior = 2,38 pulgadas

Diámetro interior = 2,07 pulgadas

Inercia del tubo = 0,66 pulgadas a la cuarta potencia

C = diámetro exterior/2 = 1,18 pulgadas

Ms = módulo de sección = I/C = 0,56 pulgadas cuadradas

Momento resistente del tubo:

$$M = Ms * F$$

$$F = 20\,000 \text{ lg/plg}^2$$

$$M = 0,56 * 20\,000 = 11\,200 \text{ lb} - \text{plg} = 129,30 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{ac} = \frac{W * L^2}{10} = \frac{(446,45 \text{ kg/m})(1,5 \text{ m})^2}{10} = 100,45 \text{ kg} - \text{m}$$

Se utilizará tubo de 2 pulgadas en el barandal, ya que el momento resistente del tubo es mayor al momento actuante.

Para el barandal se utilizarán postes de concreto armado con las siguientes dimensiones:

$$b = 0,15 \text{ m}$$

$$h = 0,15 \text{ m}$$

$$L = 1,00 \text{ m}$$

Se calcula el momento en el poste:

$$\Sigma M_x = 446,46 \text{ kg} * 1 \text{ m} + 346,01 \text{ kg} * 0,90 \text{ m} + 692,01 \text{ kg} * 0,45 \text{ m} - 148,82 \text{ kg} * 0,075 \text{ m} = 1 058,11 \text{ kg} - \text{m}$$

Acero mínimo:

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{2 810} * 15 \text{ cm} * 12 \text{ cm} = 0,90 \text{ cm}^2$$

Acero máximo:

$$A_{s_{max}} = 0,5 * \rho_b * b * d$$

$$\rho_b = \frac{0,85 * \Phi * f'c * 6 120}{f_y * (6 120 + f_y)} = \frac{0,85 * 0,90 * 210 * 6 120}{2810 * (6 120 + 2 810)} = 0,039$$

$$A_{s_{max}} = 0,5 * 0,039 * 15 \text{ cm} * 12 \text{ cm} = 5,30 \text{ cm}^2$$

Área de acero requerida:

$$A_s = \frac{0,85 f'c * b d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M u}{0,85 \Phi * f'c * b d^2}} \right)$$

Donde:

A_s = área de acero en cm^2

b = ancho unitario en cm.

d = peralte efectivo en cm.

M = momento en kg-cm.

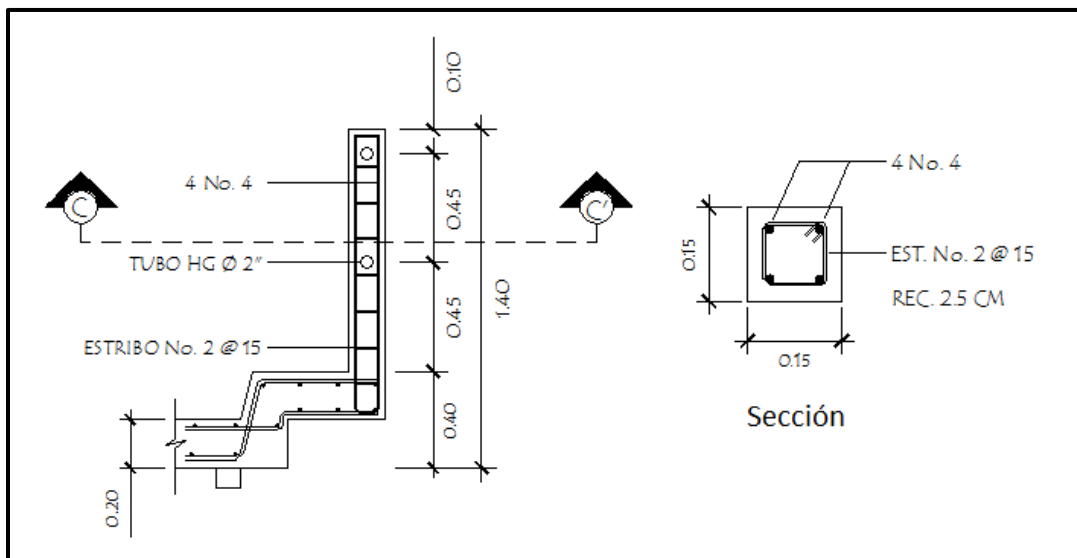
$f'c$ = resistencia especificada a la compresión del concreto en kg/cm^2

f_y = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo den kg/cm^2

$$A_s = \frac{0,85(210) * 15 * 12}{2810} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(105811,00)}{0,85(0,9) * (210) * 15 * (12)^2}} \right) = 4,60 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán 4 varillas No. 4 y estribos No. 2 a cada 15 cm.

Figura 29. Armado de poste más pasamanos



Fuente: elaboración propia.

2.9. Planos de la obra

Para este proyecto se elaboraron los siguientes planos: planta y perfil general, planta acotada, armado de losa y sección de puente, detalle de armado de losa y detalle de armado de viga, detalles de muro y neopreno reforzado.

2.10. Presupuesto de la obra

La siguiente tabla corresponde a la estimación del presupuesto del puente vehicular de la aldea San Isidro, en el cual se incluyen los costos de materiales, mano de obra calificada y no calificada, costos indirectos del 40%, que incluye los imprevistos, supervisión, gastos administrativos, impuestos y utilidades.

Tabla V. **Presupuesto de puente vehicular**

CUADRO DE CANTIDADES DE TRABAJO					
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR, ALDEA SAN ISIDRO, SAN JERÓNIMO, B.V.					
NO.	RENLÓN	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO RENLÓN
1	Trabajos preliminares				
1.1	Limpieza y chapeo	m ²	90	Q 164,97	Q 14 847,67
1.2	Trazo y replanteo topográfico	global	1	Q 13 690,96	Q 13 690,96
2	Cimentación				
2.1	Excavación y relleno de estribos	m ³	150	Q 288,21	Q 43 231,59
3	Elementos de mampostería				
3.1	Estribos y aletones	m ³	135	Q 2 065,24	Q 278 807,34
4	Elementos estructurales				
4.1	Barandal	ml	22	Q 587,47	Q 12 924,39
4.2	Viga principal	ml	30	Q 3 071,30	Q 92 139,03
4.3	Diafragma interior	ml	2,6	Q 2 241,80	Q 5 828,67
4.4	Diafragma exterior	ml	5,2	Q 2 002,36	Q 10 412,26
4.5	Cortina + viga de apoyo	ml	9,2	Q 3 525,28	Q 32 432,57
4.6	Losa	m ²	69	Q 2 602,50	Q 179 572,46
4.7	Neopreno (hule/refuerzo)	global	1	Q 18 298,56	Q 18 298,56
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q 702 185,50
1 US\$ = Q7,83810			COSTO TOTAL EN US\$		\$ 89 586,19
COSTO POR METRO LINEAL					Q 46 812,37

Fuente: elaboración propia.

2.11. Evaluación de impacto ambiental

Todo tipo de construcciones, al igual que cualquier actividad realizada por el ser humano en la tierra, genera cierto impacto en los componentes ambientales, ya sea por factores físicos, biológicos o sociales; dicho impacto puede ser de carácter positivo, negativo irreversible, negativo con posibles mitigaciones, o neutro. El objetivo principal es tener en cuenta las normativas que existen en la actualidad respecto de la ley ambiental, y así, lograr que cada proyecto que se ejecute, cause el menor daño posible a la comunidad.

De acuerdo con las normativas ambientales de la actualidad, pueden realizarse dos tipos de estudios de impacto ambiental, el primero es el impacto no significativo o evaluación rápida, y el segundo es el impacto significativo o evaluación general.

- Impacto ambiental no significativo: consiste básicamente en un breve estudio realizado mediante una visita de observación al sitio del proyecto, por parte de técnicos en la materia, aprobados por el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN) y por parte del interesado; el criterio se basa en proyectos de las mismas características en cuanto a tamaño, ubicación y otros indicadores que se consideren pertinentes según sea el caso.
- Impacto ambiental significativo: generalmente, se desarrolla en dos fases: fase preliminar o de factibilidad, la cual debe contar con:
 - Datos de la persona interesada, individual o jurídica
 - Descripción del proyecto y escenario ambiental; (natural, social, y humano)

- Principales impactos y medidas de mitigación
- Sistemas de disposición de desechos
- Plan de contingencia
- Plan de seguridad humana
- Otros datos que se consideren necesarios

La fase completa, generalmente se aplica a proyectos con grandes impactos, y debe ser un estudio lo más completo posible, que además de cumplir con lo establecido en la fase preliminar responda a las siguientes interrogantes:

- ¿Qué sucederá al medio ambiente como resultado de la ejecución del proyecto?
- ¿Cuál es el alcance de los cambios que sucederán?
- ¿Qué importancia tienen los cambios?
- ¿Qué puede hacerse para prevenirlos o mitigarlos?
- ¿Qué opciones o posibilidades son factibles?
- ¿Qué piensa la comunidad del proyecto?

Toda autorización derivada de un estudio de evaluación de impacto ambiental significativo, deberá garantizar su cumplimiento por parte de la persona interesada, individual o jurídica, por medio de una fianza que será determinada por el Ministerio de Ambiente.

En todo proceso de evaluación de impacto ambiental, debe tomarse en cuenta lo siguiente:

- Plan de gestión ambiental: para la construcción de un puente vehicular los impactos se consideran poco significativos, por lo que se puede realizar

una evaluación rápida, dicha evaluación debe contener información básica y establecer con suficiente nivel de detalle los impactos negativos previstos con sus respectivas medidas de mitigación.

- Evaluación rápida: información sobre el proyecto.
 - Nombre de la comunidad: aldea San Isidro
 - Municipio: San Jerónimo
 - Departamento: Baja Verapaz

- Tipo de proyecto: puente vehicular de una vía, de concreto armado en camino rural.

- Consideraciones especiales: todos los parámetros que se consideren pertinentes al caso y que sean identificados en el departamento de planificación o durante las visitas de campo.

- Consideraciones sobre áreas protegidas: las áreas que se encuentran incluidas dentro del Sistema Guatemalteco de Áreas Protegidas (SIGAP).
 - ¿Se ubica el proyecto dentro de un área protegida legalmente establecida?
R/ no.
 - Nombre del área protegida:
R/ no aplica.
 - Categoría de manejo del área protegida:
R/ no aplica.
 - Base legal de la declaratoria del área protegida:
R/ no aplica.

- Ente administrador del área protegida:
R/ no aplica.
- Ubicación del proyecto dentro de la zonificación del área protegida:
R/ no se encuentra dentro de zonas protegidas.
- Por la ubicación del proyecto dentro de áreas del SIGAP:
R/ no aplica.
- Consideraciones sobre ecosistemas naturales:
 - ¿Cruza el proyecto un ecosistema terrestre natural?
R/ no.
 - Estado actual del ecosistema:
R/ no aplica.
- Otras consideraciones: cruza el proyecto alguna de las siguientes zonas:
 - Zona de alto valor escénico: no
 - Área turística: no
 - Sitio ceremonial: no
 - Sitio arqueológico: no
 - Área de protección agrícola: no
 - Área de asentamiento humano: no
 - Área de producción forestal: no
 - Área de producción pecuaria: no
- Identificación de impactos ambientales: se representa la proyección de impactos durante la construcción y operación, de acuerdo a la siguientes tablas:

Tabla VI. **Impactos negativos generados durante la ejecución**

Impacto ambiental previsto	El presente impacto ambiental negativo requiere de medidas de mitigación específicas que deberán ser implementadas por:		
	Ejecutor	Comunidad	Municipalidad
Deslaves de material	X		
Erosión de cortes	X		
Disposiciones inadecuadas de materiales de desperdicio	X		
Alteración del drenaje superficial	X		
Contaminación de cuerpos de agua por causa de los insumos utilizados durante construcción	X		
Contaminación del aire por polvo generado en construcción	X		
Alteración del paisaje como consecuencia de los cortes		X	
Riesgos para la salud de los trabajadores	X		
Generación de desechos sólidos derivados de las actividades de los trabajadores de la obra	X		

Fuente: elaboración propia. Con información del Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales.

Tabla VII. **Impactos negativos generados durante la operación**

Impacto ambiental previsto	El presente impacto ambiental negativo requiere de medidas de mitigación específicas que deberán ser implementadas por:		
	Comité Mantenimiento	Comunidad	Municipalidad
Erosión de cortes	X	X	
Accidentes de tránsito	X		
Accidentes de peatones	X		
Reasentamiento involuntario	X		X

Fuente: elaboración propia. Con apoyo de la municipalidad de San Jerónimo, Baja Verapaz.

2.12. Operación y mantenimiento

El mantenimiento de puentes es una de las actividades más importantes entre las que hay que realizar, para llevar a cabo la conservación de una red de carreteras. Su objetivo final, como el de toda labor de conservación, es el mantenimiento de todas las condiciones de servicio de la carretera en el mejor nivel posible.

La falta de mantenimiento adecuado en los puentes da lugar a problemas de funcionalidad y seguridad que pueden ser graves: limitación de cargas, restricciones de paso, riesgo de accidentes, riesgo de interrupciones de la red, y a un importante problema económico por el acortamiento de la vida útil de las obras.

Las causas y razones más comunes por las que es necesario el mantenimiento de un puente son:

- Errores en el proyecto, errores durante la construcción, vigilancia, mantenimiento o reparaciones inexistentes o inadecuadas.
- Materiales inadecuados o deterioro y degradación de los mismos.
- Variación con el tiempo de las condiciones de tráfico (cargas y velocidades).
- Acciones naturales de tipo físico, mecánico o químico (intemperismo).
- Acciones accidentales, terremotos, avalanchas, inundaciones, explosiones, impacto de vehículos con elementos estructurales del puente.

Según la importancia del deterioro observado, las acciones para el mantenimiento de un puente se clasifican en tres grupos:

- Mantenimiento rutinario
- Reparaciones
- Reforzamientos

El mantenimiento rutinario es una labor substantiva que debe ampliarse para evitar que crezca el número de puentes con daños.

Con los trabajos de reparación y reforzamiento, se pretende que los puentes recuperen un nivel de servicio similar al de su condición original. Sin embargo, por la evolución del tránsito, a veces no es posible obtener este resultado y se requieren trabajos de refuerzos y ampliaciones.

3. DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL ASTILLERO

3.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un sistema de agua potable por gravedad, con el cual se pretende beneficiar a los pobladores de la aldea El Astillero, quienes son los que demandan tal servicio, ya que es de vital necesidad para su subsistencia. En la actualidad la misma cuenta con un sistema de abastecimiento de agua inadecuado que fue construido empíricamente y hace ya más de 30 años, por lo cual no logra abastecer de forma completa las necesidades de la población. Adicionalmente a esto, tampoco existe un sistema básico de desinfección; con la realización del presente proyecto se pretende reducir al mínimo las enfermedades gastrointestinales producidas por el consumo de aguas contaminadas.

3.2. Levantamiento topográfico

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

Los levantamientos topográficos para acueductos rurales contienen las dos acciones principales de la topografía las cuales son: planimetría y altimetría, los cuales pueden ser de 1er., 2do. y 3er. orden. Esto dependiendo de las características del proyecto y las normas que el diseñador utilice.

El levantamiento planimétrico se realizó utilizando un teodolito Wild T-16 por el método de conservación de azimut; para ello se efectuó el trazo de una poligonal abierta. Dentro de la red de distribución se hizo necesario radiar las viviendas para conocer la ubicación exacta, así como la elevación de estas.

Para el desarrollo de la altimetría se necesitó el mismo equipo que para la planimetría, realizándose la misma por medio de nivelación taquimétrica. Con los datos del levantamiento altimétrico se calculan las distancias y las cotas del terreno.

3.3. Fuentes de agua

De acuerdo con los recursos hidrológicos con que cuenta esta zona, para elaborar este proyecto se cuenta únicamente con un manantial natural permanente, clasificado de carácter definido, ubicado aproximadamente a un kilómetro del área a servir.

3.4. Caudal de aforo

Es el volumen de agua por unidad de tiempo, que produce la fuente; en este caso, el aforo se obtuvo por el método volumétrico.

Se realizaron cinco pruebas, dando un promedio de 1,47 l/s como se indica en la tabla VIII. El aforo se realizó el 03 de febrero del año 2011.

Tabla VIII. **Aforo de la fuente de agua**

Prueba	Volumen (litros)	Tiempo (segundos)
1	18,75	11,94
2	18,75	12,59
3	18,75	12,41
4	18,75	13,08
5	18,75	13,80
Tiempo promedio=		12,76

Fuente: elaboración propia.

$$Q = \frac{\text{volumen}}{\text{tiempo promedio}}$$

$$Q = \frac{18,75 \text{ l}}{12,76 \text{ s}} = 1,47 \text{ l/s}$$

3.5. Análisis de la calidad de agua

El agua es un elemento indispensable para la vida, por lo que la calidad del agua se exige de acuerdo con el uso que se le asignará, en este caso, para consumo humano, por lo que debe ser sanitariamente segura.

Para ello, debe cumplir con las normas de calidad fisicoquímicas y bacteriológicas, lo cual se demuestra con el análisis de laboratorio cumpliendo la norma COGUANOR NGO 29001.

3.5.1. Examen bacteriológico

Conforme a los resultados que se muestran en los anexos, se concluye que el agua es sanitariamente segura o potable y no necesita más de un simple sistema de desinfección.

3.5.2. Examen físico-químico sanitario

El análisis físico-químico sanitario demostró que el agua es potable, según norma COGUANOR NGO 29001, por lo que estos resultados se encuentran dentro de los límites máximos aceptables. En conclusión, el agua es adecuada para consumo humano.

3.6. Criterios de diseño

Para el diseño de este sistema de agua potable se debe tomar en cuenta que el área rural tiene clima templado, debiendo tomar una dotación de 90 a 120 litros por habitante al día.

3.6.1. Periodo de diseño

Consiste en el tiempo durante el cual el sistema dará un servicio satisfactorio a la población. Para determinarlo se debe tomar en cuenta la vida útil de los materiales, los costos, la población de diseño, etc.; según las normas de la Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales (UNEPAR), se recomienda un periodo de diseño de 20 años para obras civiles.

En el caso del presente proyecto se adaptó un periodo de 21 años, ya que se toma un año para diseño, gestión y construcción del proyecto, también debido a que se utilizará tubería de cloruro de polivinilo (P.V.C.) esto permite la durabilidad de las instalaciones y la capacidad de agua que genera la fuente de servicio.

3.6.2. Población de diseño

El crecimiento de la población está determinado por factores de tipo socioeconómico: crece por nacimientos, decrece por muertes, crece o decrece por migración y aumenta por anexión.

3.6.2.1. Población actual

De acuerdo con el censo que se practicó conjuntamente con miembros del COCODE, se verificó que existen 38 casas y 294 habitantes.

3.6.2.2. Estimación de población futura

Existen diversos métodos matemáticos para conocer el crecimiento de la población futura, pero para el diseño del presente proyecto se tomó el método geométrico por ser el que mejor se adapta al crecimiento de países en vías de desarrollo.

3.6.2.2.1. Tasa de crecimiento poblacional

Para determinar la tasa de crecimiento poblacional se investigó en el Instituto Nacional de Estadística (INE) la tasa de crecimiento poblacional para el

área rural del municipio de San Jerónimo, la cual es de 2,9%; por lo cual es la que se utiliza para el diseño del presente proyecto.

Con base en esto se calcula la población futura:

$$Pf = Pa * (1 + r)^n$$

Dónde:

Pf = población futura (habitantes)

Pa = población actual (habitantes)

r = tasa de crecimiento promedio anual (%)

n = periodo de diseño (años)

Sustituyendo datos en la fórmula anterior se tiene:

$$Pf = 294 \text{ hab} * (1 + 0,029)^{21 \text{ años}} = 574 \text{ habitantes}$$

Por lo que en 21 años tomando una tasa de crecimiento de 2,9% habrá una población aproximada de 574 habitantes.

3.6.3. Consumo de agua

Para el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, deben tomarse en cuenta diferentes requerimientos que tenga la población, para satisfacer las demandas de consumo.

3.6.3.1. Factores de consumo

3.6.3.1.1. Factor de día máximo

Este es un factor de seguridad, tomando en cuenta el tamaño de la población y de la capacidad de la fuente, oscila entre 1,2 y 1,5; para el diseño del presente proyecto se tomó 1,5.

3.6.3.1.2. Factor de hora máxima

Al igual que el factor de día máximo este es un factor que está relacionado con el número de habitantes y sus costumbres, se encuentra entre 2 y 3; para el diseño de este proyecto se utilizó 2,5.

3.7. Determinación de caudales

3.7.1. Dotación

Es la cantidad de agua que se asigna a una persona, en litros/habitantes/día; depende del clima, capacidad de la fuente y de la ubicación de la población (si es en el área urbana o rural), y de las actividades comerciales o industriales.

La Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales (UNEPAR) ha establecido parámetros para abastecimiento de agua, teniendo que para el área rural con conexiones prediales es necesaria una dotación de entre 60 y 120 litros/habitante/día.

Para este proyecto se ha tomado una dotación de 120 litros/habitante/día.

3.7.2. Caudal medio diario

Se toma como Q_{md} al promedio de los consumos diarios registrados durante un año, pero debido a que la aldea no cuenta con datos de consumo registrados, el consumo caudal medio diario se calculó así:

$$Q_{md} = \frac{D * P}{86\ 400}$$

Donde:

Q_{md} = caudal medio diario en l/s

D = dotación en l/hab/día

P = número de habitantes

86 400 = cantidad de segundos en un día

Sustituyendo datos en la fórmula anterior se tiene:

$$Q_{md} = \frac{120\ l/hab * 574\ hab}{86\ 400\ s} = 0,80\ l/s$$

3.7.3. Caudal máximo diario

El caudal máximo diario o caudal de conducción, es el máximo caudal producido en un día durante un período de observación de un año, viene dado por:

$$Q_{max.diario} = f_{dm} * Q_{md}$$

Donde:

$Q_{max.diario}$ = caudal máximo diario en l/s

f_{dm} = factor de día máximo que oscila entre 1,2 y 1,5 para poblaciones futuras menores de 1 000 habitantes y 1,2 para poblaciones futuras mayores de 1 000 habitantes, según normas UNEPAR.

Q_{md} = caudal medio diario en l/s

Sustituyendo datos en la fórmula anterior se tiene:

$$Q_{max.diario} = 1,5 * 0,80 \text{ l/s} = 1,2 \text{ l/s}$$

3.7.4. Caudal máximo horario

El caudal máximo horario o de distribución, es el máximo caudal producido durante una hora en un período de observación de un año, viene dado por:

$$Q_{max.horario} = f_{hm} * Q_{md}$$

Donde:

$Q_{max.horario}$ = caudal máximo horario en l/s

f_{hm} = factor de hora máximo que se encuentra entre 2 y 3 para poblaciones futuras menores de 1 000 habitantes y 2 para poblaciones futuras mayores de 1 000 habitantes, según normas UNEPAR.

Q_{md} = caudal medio diario en l/s

Sustituyendo datos en la fórmula anterior se tiene:

$$Q_{max.horario} = 2,5 * 0,80 \text{ l/s} = 2,00 \text{ l/s}$$

3.8. Captación

Esta obra sirve para recolectar el agua proveniente de fuentes o nacimientos, en el caso de este proyecto, el agua se recolectará de un nacimiento tipo acuífero de brote definido en ladera. La estructura de esta obra se compone de un filtro que será construido de piedra bola, y grava, rebalse, desagüe para limpieza, pichacha y tapadera, con sello sanitario para la inspección. El tanque será de mampostería de piedra bola y deberá protegerse con una cuneta para evitar el ingreso de corrientes pluviales; finalmente, con un cerco perimetral para evitar el ingreso de personas y animales.

3.9. Línea de conducción

La línea de conducción en un proyecto de agua potable para un sistema por gravedad, está comprendida desde la fuente de captación hasta un tanque de distribución. Para este proyecto en la aldea El Astillero, la conducción comprende desde la estación E-0 hasta la estación E-22 donde se ubicará el tanque de distribución.

Sabiendo que las tuberías de PVC resisten una presión de 112 mca. y que es recomendable para el diseño no sobrepasar presiones de 90 mca. como medida de seguridad para el proyecto, lo que no se cumple si se conduce el agua por tubería desde la fuente con una elevación de 1 591,7 metros hasta el tanque de distribución, que se situará a una elevación de 1 492,5 metros; por lo que se hace necesaria la colocación de una caja rompe presión para solventar dicho problema.

Se colocará en la estación E-8 con una altura de 1541,8 metros, una caja rompe presión con lo cual se tendrían dos tramos de conducción.

En el primer tramo, de la estación E-0 a la estación E-8, existe una diferencia de nivel de 49,9 metros; y en el segundo tramo, de la estación E-8 hasta el tanque de distribución (estación E-22) existe una diferencia de nivel de 49,3 metros, cumpliendo así con la presión recomendada.

Para el cálculo se utilizó la fórmula de Hazen-Williams, para conductos circulares a presión, cuya fórmula matemática es:

$$H_f = \frac{1\,743,811 * L * Q_c^{1,85}}{C^{1,85} * \emptyset^{4,87}} \qquad V = \frac{1,973525241 * Q_c}{\emptyset^2}$$

Donde:

H_f = pérdida de carga en m.

V = velocidad de la tubería en m/s

L = longitud de la tubería + 5% en m.

Q_c = caudal máximo diario o caudal de conducción en l/s

\emptyset = diámetro de la tubería en plg.

C = coeficiente de fricción (para PVC se usará $C=150$)

La longitud de diseño de toda la tubería horizontal se incrementó en un 5% considerándolo como un factor de seguridad que comprende las uniones de tubería, las pendientes existentes del terreno y condiciones de accesibilidad que puedan surgir al ejecutar el proyecto. Se utilizó tubería PVC de 160 PSI para este diseño.

A continuación se presenta el diseño del primer tramo de la línea de conducción, desde la captación hasta la caja rompe presión, que comprende de la estación E-0 hasta la E-8. Para el segundo tramo de E-8 a E-22 se utilizó el mismo procedimiento que a continuación se presenta.

Datos:

Longitud = 273,00 m

$Q_c = 1,20$ l/s

Cota E-0 = 1 591,70 m

Cota E-8 = 1 541,80 m

Primero se calcula la carga disponible o diferencia de nivel entre las estaciones:

$$hf = Cota_{E-0} - Cota_{E-8}$$

$$hf = 1\,591,70\,m - 1\,541,80\,m = 49,90\,m$$

Para esta carga disponible, se obtendrá un diámetro teórico, despejando el diámetro de la fórmula Hazen-Williams, se sustituyen los datos, dando como resultado lo siguiente:

$$\emptyset_{Teorico} = \left(\frac{1\,743,811 * 273,00\,m * (1,2\,l/s)^{1,85}}{150^{1,85} * 49,90\,m} \right)^{1/4,87} = 1,05''$$

Este resultado se aproxima a un diámetro comercial superior e inferior, por lo cual es necesario calcular la pérdida de carga para cada diámetro, a manera de poder combinar los diámetros, para hacer que las pérdidas sean iguales a la altura disponible. En este caso diámetros de: 1¼" y 1"

$$H_{f\emptyset 1\frac{1}{4}''} = \frac{1\,743,811 * 273,00\,m * (1,2\,l/s)^{1,85}}{150^{1,85} * (1\frac{1}{4}'')^{4,87}} = 21,20\,m$$

$$H_{f\emptyset 1''} = \frac{1\,743,811 * 273,00\,m * (1,2\,l/s)^{1,85}}{150^{1,85} * (1'')^{4,87}} = 62,86\,m$$

Con estas pérdidas hay que determinar cuál es la longitud de la tubería para cada uno de estos diámetros; este cálculo se realiza mediante las siguientes expresiones:

$$L_2 = \frac{L * (H - H_1)}{H_2 - H_1}$$

$$L_1 = L - L_2$$

Sustituyendo datos se obtiene:

$$L_{\emptyset 1''} = \frac{273,00 \text{ m} * (49,90 \text{ m} - 21,20 \text{ m})}{62,86 \text{ m} - 21,20 \text{ m}} = 188,07 \text{ m}$$

$$L_{\emptyset 1\frac{1}{4}''} = 273 \text{ m} - 188,07 \text{ m} = 84,94 \text{ m}$$

Conociendo estas longitudes correspondientes a cada tubería, se procede a calcular el número de tubos de cada uno de los diámetros utilizados; dicho procedimiento se realiza dividiendo cada longitud encontrada dentro de 6, que es la longitud en metros de un tubo PVC.

$$\text{Número de tubos } \emptyset 1\frac{1}{4}'' = \frac{\text{Longitud 1}}{6 \text{ m}} = \frac{84,94 \text{ m}}{6 \text{ m}} = 15 \text{ tubos}$$

$$\text{Número de tubos } \emptyset 1'' = \frac{\text{Longitud 2}}{6 \text{ m}} = \frac{188,07 \text{ m}}{6 \text{ m}} = 32 \text{ tubos}$$

Conociendo las longitudes reales de cada una de las tuberías, se procede a calcular las pérdidas reales de cada una de ellas.

Partiendo siempre de la ecuación de Hazen-Williams, se obtiene:

$$H_{f1} = \frac{1\,743,811 * 84,94\,m * (1,2\,l/s)^{1,85}}{150^{1,85} * (1\frac{1}{4}'')^{4,87}} = 6,60\,m$$

$$H_{f2} = \frac{1\,743,811 * 188,07\,m * (1,2\,l/s)^{1,85}}{150^{1,85} * (1'')^{4,87}} = 43,30\,m$$

Se debe de observar que la sumatoria de las pérdidas reales debe ser igual a la carga disponible total del tramo, la cual es 49,90 mca. al sumar H_{f1} y H_{f2} se obtiene 49,90 mca. lo cual indica que el cálculo ha sido correctamente realizado.

Al haber concluido el anterior procedimiento adecuadamente, se procede al cálculo de las cotas piezométricas, aplicando las siguientes ecuaciones:

$$\text{Cota piezométrica 1} = \text{Cota inicial del terreno} - H_{f1}$$

$$\text{Cota piezométrica 2} = \text{Cota inicial del terreno} - (H_{f1} + H_{f2})$$

Sustituyendo lo anterior se obtiene:

$$\text{Cota piezométrica 1} = 1591,70\,m - 6,60\,m = 1\,585,10\,m$$

$$\text{Cota piezométrica 2} = 1\,591,70 - (43,30\,m + 6,60\,m) = 1\,541,80\,m$$

Por último, se procede a chequear las velocidades de diseño, las cuales en conducciones forzadas (por gravedad o por bombeo) si se trata de agua con material en suspensión sedimentable o erosivo, la velocidad mínima debe ser mayor de 0,4 m/s y menor de 3,0 m/s.

Se obtendrá la velocidad despejando de la fórmula Hazen-Williams, se sustituyen los datos, dando como resultado lo siguiente:

$$V_1 = \frac{1,973525241 * 1,2 \text{ l/s}}{(1\frac{1}{4}")^2} = 1,52 \text{ m/s}$$

$$V_2 = \frac{1,973525241 * 1,2 \text{ l/s}}{(1")^2} = 2,36 \text{ m/s}$$

Con esto se determina que las velocidades están dentro del rango aceptable y se concluye el cálculo del primer tramo de la línea de conducción. El tramo restante que va desde la estación E-8 donde se ha colocado una caja rompe presión hasta la estación E-22 en donde se ha colocado el tanque de distribución, se diseñó de la misma manera, y los resultados se pueden observar en la siguiente tabla:

Tabla IX. **Diseño hidráulico de línea de conducción**

TRAMO	COTA		Hf (m)	Longitud (m)	Q (l/s)	C	Ø" Eco.	Ø" Com.	Hf (m)	L (m)	Tubos	Hf (m) real	Piezo. (m)	Vel. (m/s)
	EST	PO												
0	8	1 591,7	49,9	273,00	1,20	150	1,05	1 ¼	21,20	84,94	15	8,60	1 585,10	1,52
									62,86	188,06	32	43,30	1 541,80	2,30
8	22	1 541,8	49,3	407,12	1,20	150	1,14	1 ¼	31,62	291,26	49	22,62	1 519,18	1,52
									93,74	115,86	20	26,68	1 492,50	2,30

Fuente: elaboración propia.

3.10. Tanque de almacenamiento

3.10.1. Forma del tanque

La forma de los tanques de almacenamiento puede ser de dos tipos: rectangular y circular. En este caso debido a la accesibilidad y topografía del lugar se diseñará un tanque semienterrado de almacenamiento, de forma rectangular.

3.10.2. Volumen del tanque

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 se suspende el servicio de flujo de agua en una línea de conducción.

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

Para efecto del diseño y debido a que es una región con un clima de templado a cálido, se adopta un 40%.

El volumen de almacenamiento se calcula por la expresión:

$$Vol = \frac{\%almacenamiento * Q_{md} * 86\ 400s/día * 1\ m^3}{1\ 000\ l}$$

Donde:

Vol = volumen del tanque en m³

Q_{md} = caudal medio diario en l/s

Sustituyendo datos en la fórmula anterior se tiene:

$$Vol = \frac{40\% * 0,80\ l/s * 86\ 400\ s/día * 1\ m^3}{1\ 000\ l} = 27,70\ m^3$$

Para efectos de diseño, el volumen del tanque será de 30 m³ y conforme la geología del terreno, se construirá de mampostería de piedra con especificaciones en el plano constructivo.

Diseño de la losa

Las dimensiones de la losa serán de 4,60 m x 5,60 m, para el diseño de la misma se empleará 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.

$$t_{losa} = \frac{Perímetro}{180}$$

$$t_{losa} = \frac{2 * (4,60 m + 5,60 m)}{180} = 0,1133 m$$

Por lo que se diseñará la losa con un espesor de 11 cm.

Especificaciones de materiales:

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

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_c = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 2,67 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2,00 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

Recubrimiento:

Losas = 2,5 cm.

Cargas:

$$W_{losa} = 264 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{sobre\ carga} = 50 \text{ kg/m}^2$$

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

Determinando cómo trabaja la losa:

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

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 en m

Sustituyendo datos en la expresión anterior se tiene:

$$m = \frac{4,60m}{5,60m} = 0,82$$

Por lo que se trataría del caso 2, del método 3 del ACI y trabaja en 2 sentidos.

Cálculo de la carga última o carga de diseño:

$$CMU = 1,2(W_{losas} + W_{sobre\ carga})$$

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

$$CU = 1,2CM + 1CV$$

Por lo que se obtiene:

$$CMU = 1,2(264\text{ kg/m}^2 + 50\text{ kg/m}^2) = 376,80\text{ kg/m}^2$$

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

$$CU = 376,80\text{ kg/m}^2 + 100\text{ kg/m}^2 = 476,80\text{ kg/m}^2$$

Cálculo de momentos:

Momentos negativos

$$M_{a.negativo} = C_{a.negativo} * CU * L_a^2$$

$$M_{b.negativo} = C_{b.negativo} * CU * L_b^2$$

Momentos positivos

$$M_{a.positivo} = C_{a.positivo} * CMU * L_a^2 + C_{a.positivo} * CVU * L_a^2$$

$$M_{b.positivo} = C_{b.positivo} * CMU * L_b^2 + C_{b.positivo} * CVU * L_b^2$$

Donde:

C = coeficiente para momentos

a = lado corto de la losa en m.

b = lado largo de la losa en m.

Por lo que los momentos serán:

$$M_{a.negativo} = 0,065 * 476,80 \text{ kg/m}^2 * (4,60 \text{ m})^2 = 655,79 \text{ kg} - m$$

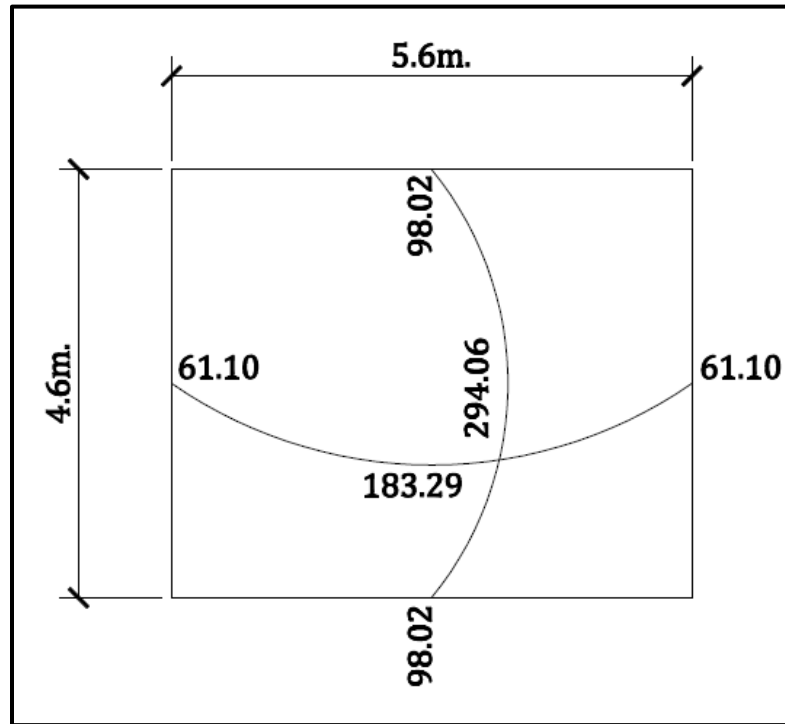
$$M_{b.negativo} = 0,027 * 476,80 \text{ kg/m}^2 * (5,60 \text{ m})^2 = 403,72 \text{ kg} - m$$

$$\begin{aligned} M_{a.positivo} &= 0,026 * 376,80 \text{ kg/m}^2 * (4,60 \text{ m})^2 + 0,041 * 100 \text{ kg/m}^2 * (4,60 \text{ m})^2 \\ &= 294,056 \text{ kg} - m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{b.positivo} &= 0,011 * 376,80 \text{ kg/m}^2 * (5,60 \text{ m})^2 + 0,017 * 100 \text{ kg/m}^2 * (5,60 \text{ m})^2 \\ &= 183,292 \text{ kg} - m \end{aligned}$$

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

Figura 30. **Distribución de momentos en losa (kg-m)**



Fuente: elaboración propia.

Diseño del acero de refuerzo

Cálculo de peralte (d)

d = espesor de losa – recubrimiento

d = 11,00 cm – 2,50 cm = 8,50 cm

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

$$A_{s_{min}} = 40\% * \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

Sustituyendo se tiene:

$$A_{s_{min}} = 40\% * \frac{14,1}{2810 \text{ kg/cm}^2} * 100,00 \text{ cm} * 8,50 \text{ cm} = 1,71 \text{ cm}^2$$

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 = área de acero de refuerzo en cm^2

$A_{s_{varilla}}$ = área de acero de la varilla a utilizar, en este caso la No. 3
 $A_s = 0,71 \text{ cm}^2$

100 = base en cm la cual requiere el A_s

T = espesor de la losa.

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

Sustituyendo datos en la fórmula anterior se obtiene:

$$S = \frac{0,71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{1,71 \text{ cm}} = 41,52 \text{ cm}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 2 * 11,00 \text{ cm} = 22 \text{ cm}$$

Por lo que el espaciamiento de $A_{s_{min}}$ será: $S = 22 \text{ cm}$. Entonces el área de acero requerida para dicho espaciamiento será:

$$A_s = \frac{0,71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{22 \text{ cm}} = 3,23 \text{ cm}^2$$

Se utilizará varilla No. 3 @ 22 cm.

Cálculo del momento máximo que resiste el A_s :

$$Mu = \emptyset * \left[A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{1,7 * f'_c * b} \right) \right] \quad \emptyset_{flexión} = 0,90$$

$$Mu = 0,90 * \left[3,23 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ kg/cm}^2 * \left(8,50 \text{ cm} - \frac{3,23 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ kg/cm}^2}{1,7 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm}} \right) \right]$$

$$Mu = 67356,71 \text{ kg} - \text{cm} \quad \rightarrow \quad Mu = 673,57 \text{ kg} - \text{m}$$

Chequeo por corte

Cálculo del corte máximo actuante:

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

Donde:

L = lado corto de la losa

Sustituyendo datos en la fórmula anterior se tiene:

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{476,80 \text{ kg/m} * 4,60 \text{ m}}{2} = 1\ 096,64 \text{ kg}$$

Cálculo del corte que resiste el concreto:

$$V_{CU} = \emptyset * 1,70 * \sqrt{\frac{f'c}{10}} * b * d \quad \emptyset_{corte} = 0,75$$

$$V_{CU} = 0,75 * 1,70 * \sqrt{\frac{210 \text{ kg/cm}^2}{10}} * 100 \text{ cm} * 8,50 \text{ cm} = 4\ 966,37 \text{ kg}$$

Si $V_{CU} < V_{m\acute{a}x}$ Aumentar el peralte de la losa.

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

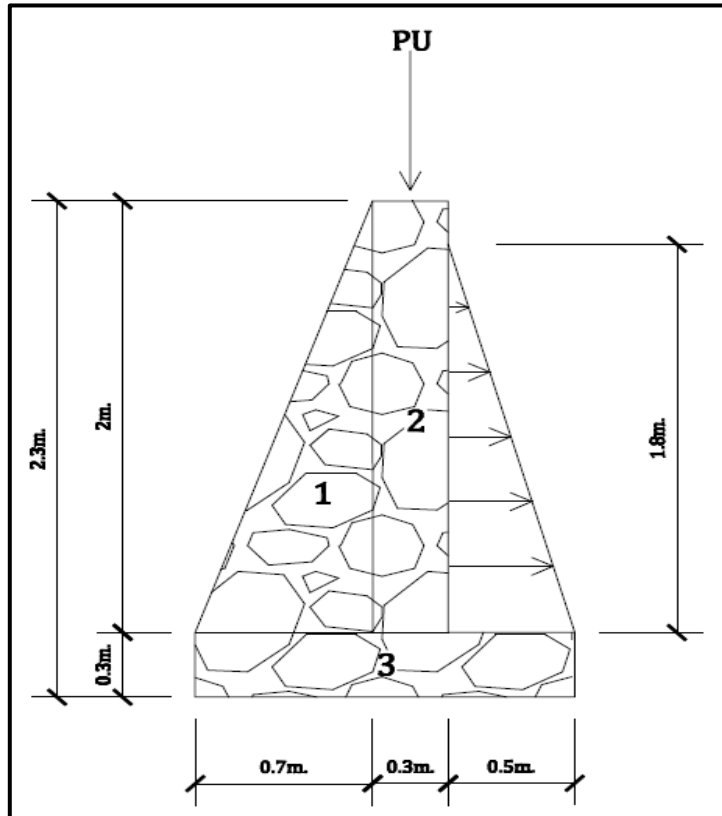
El armado y detalles finales pueden observarse en la hoja de detalles del tanque de distribución, del conjunto de planos mostrado en los anexos.

Diseño del 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	$\theta = 28^\circ$
Valor soporte del suelo	$V_s = 10 \text{ ton/m}^2$

Figura 31. Dimensiones del muro



Fuente: elaboración propia.

Carga uniforme distribuida (W_u)

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

$$\begin{aligned} W_u &= \left(\frac{0,11\ m * 4,60\ m * 5,60\ m * 2\ 400\ kg/m^3}{20,4\ m} \right) + \left(\frac{50\ kg/m^2 * 4,6\ m * 5,6\ m}{20,4\ m} \right) \\ &+ (0,20\ m * 0,25\ m * 2\ 400\ kg/m^3) + \left(\frac{100\ kg/m^2 * 4,6\ m * 5,6\ m}{20,4\ m} \right) \\ &= 642,77\ kg/m \end{aligned}$$

Se considera Wu como carga puntual (P_u)

$$P_u = 642,77 \text{ kg/m} * 1 \text{ m} = 642,77 \text{ kg}$$

El momento que ejerce la carga puntual es:

$$M_c = 642,77 \text{ kg} * \left(0,70 \text{ m} + \frac{0,30 \text{ m}}{2}\right) = 546,35 \text{ kg} - \text{m}$$

Fuerza activa F_A :

$$F_A = \gamma_{agua} * \left(\frac{1}{2} * b * h\right)$$

$$F_A = 1\,000 \text{ kg/m}^3 * \left(\frac{1}{2} * 1,50 \text{ m} * 1,80 \text{ m}\right) = 1\,350 \text{ kg} - \text{m}$$

Momento de volteo respecto de 0,00

$$M_{ACT} = F_A * \left(\frac{H}{3}\right)$$

$$M_{ACT} = 1\,350 \text{ kg} * \left(\frac{1,80 \text{ m}}{3} + 0,30 \text{ m}\right) = 1\,215 \text{ kg} - \text{m}$$

Se procede al cálculo del momento estabilizante sobre el muro del tanque de distribución, de acuerdo con la tabla siguiente.

Tabla X. **Momento estabilizante en el muro**

Sección	$\gamma_{cc} \cdot A = W(\text{kg/m})$	Brazo(m)	MR(kg-m/m)
1	$2\,500 \cdot 1,4 = 3\,500$	$2/3 \cdot (0,70) = 0,47$	1 645,00
2	$2\,500 \cdot 0,6 = 1\,500$	$(0,70 + 0,30/2) = 0,85$	1 275,00
3	$2\,500 \cdot 0,45 = 1\,125$	$(1,5/2) = 0,75$	843,75
	Total = 6 125		Total = 3 763,75

Fuente: elaboración propia.

Carga total (WT = W + WR)

$$WT = 642,77 \text{ kg} + 6\,125,00 \text{ kg} = 6\,767,77 \text{ kg}$$

Verificación de la estabilidad contra el volteo ($F_S \geq 1,5$)

$$F_S = \frac{MR + MC}{M_{act}}$$

Sustituyendo datos en la expresión anterior se obtiene:

$$F_S = \frac{3\,763,75 \text{ kg} - m + 546,35 \text{ kg} - m}{1\,215 \text{ kg} - m} = 3,55$$

$F_S = 3,55 > 1,5$; por lo tanto está bien.

Verificación de la estabilidad contra deslizamiento ($F_{sd} \geq 1,5$)

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

$$F_{sd} = \frac{Fd}{Fa}$$

$$F_d = 6\,767,77 \text{ kg} * 0,9 * \text{Tg}(28^\circ) = 3\,238,64 \text{ kg}$$

$$F_{sd} = \frac{3\,238,64 \text{ kg}}{1\,350 \text{ kg}} = 2,40$$

$F_{sd} = 2,40 > 1,5$; por lo tanto está bien.

Verificación de la presión bajo la base del muro, $P_{max} < V_s$ donde la excentricidad es:

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

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

Sustituyendo en las fórmulas se tiene:

$$a = \frac{(3\,763,75 \text{ kg} - m) + (546,35 \text{ kg} - m) - (1\,215 \text{ kg} - m)}{6\,767,77 \text{ kg}} = 0,46 \text{ m}$$

$$e_x = \frac{1,50 \text{ m}}{2} - 0,46 \text{ m} = 0,11 \text{ m}$$

Módulo de sección (Sx)

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

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

La presión es:

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

$$P_{max} = \frac{6\,767,77\text{ kg}}{1,50\text{ m} * 1\text{ m}} + \frac{6\,767,77\text{ kg} * 0,11\text{ m}}{0,38\text{ m}^3} = 6\,470,93\text{ kg/m}^2$$

$$P_{max} = 6\,470,93\text{ kg/m}^2 < 10\,000\text{ kg/m}^2$$

De acuerdo con estos resultados, las dimensiones adoptadas para el muro son aptas para resistir las cargas a que estará sujeto.

3.11. Desinfección

Para este sistema se propone usar tabletas de hipoclorito de calcio $\text{Ca}(\text{ClO}_2)$ con no menos del 65% de ingredientes activos y con las siguientes dimensiones para cada tableta: diámetro de $3\frac{1}{8}$ " , alto $1\frac{1}{4}$ " y un peso de 300 gramos.

El funcionamiento del hipoclorador tendrá que ser automático, sin partes móviles, sin requerir energía eléctrica, y deberá permitir el flujo de agua a través de las tabletas de hipoclorito de calcio para formar la solución. El rango de flujo a través del clorador deberá estar entre 5 y 20 galones por minuto.

Sus dimensiones aproximadas deberán ser de 0,30 metros de diámetro y 0,90 metros de alto, e instalarse en una caja a la entrada del tanque de distribución, graduando el flujo para que permita que la cantidad de cloro residual en el punto más alejado de la red de distribución, esté entre 0,7 y 1,5 partes por millón.

La caja del hipoclorador tiene como finalidad protegerlo y deberá tener una tapadera de registro con pasador y candado. Sus dimensiones interiores deben ser de 1,00 x 1,00 metros en planta y 1,00 metro de altura.

Según la norma COGUANOR 29001, como tratamiento preventivo contra las bacterias y virus, la cantidad mínima de cloro que se le debe aplicar al agua es de 2 p.p.m. (partes por millón), es decir, 2 gramos por metro cúbico de agua.

Para calcular el flujo de cloro se utiliza la siguiente fórmula:

$$FC = Q * DC * 0,06$$

Donde:

FC = flujo de cloro en g/h

Q = caudal de línea de conducción, $Q_c = 1,2 \text{ l/s} = 72,00 \text{ l/min}$

DC = demanda de cloro, 2 mg/l

Por lo tanto, sustituyendo datos en la fórmula de FC se tiene lo siguiente:

$$FC = 72,00 \text{ l/min} * 2\text{PPM} * 0,06 = 8,64 \text{ g/h}$$

$$FC = 8,64 \text{ g/h} = 5,65 \text{ l/min}$$

Se procede a calcular el tiempo que se necesita para llenar un recipiente de un litro utilizando la siguiente fórmula:

$$t = \frac{60}{SC}$$

Donde:

t= tiempo de llenado de un recipiente de un litro en s

SC = flujo de solución de cloro (5.65 l/min)

Sustituyendo datos en la expresión anterior se tiene:

$$t = \frac{60}{5,65 \text{ l/min}} = 10,62 \text{ s}$$

El tiempo en que un recipiente de un litro debe de llenarse completamente es de 10,62 segundos. El flujo de cloro del hipoclorador es de 8,64 g/h, entonces la cantidad de tabletas que se consumirán en un mes son:

$$8,64 \frac{g}{h} * 24 \frac{h}{dia} * 30 \frac{dias}{mes} = 6\,220,80 \frac{g}{mes} * \frac{1 \text{ tableta}}{300g} = 20,736 \text{ tabletas/mes}$$

Total = 21 tabletas/mes

3.12. Red de distribución

El diseño de la red de distribución por la ubicación de las viviendas, será por ramales abiertos y toda la población se abastecerá con conexiones prediales.

La línea principal consta de 1 031,35 metros lineales en la línea central, más 1 160,54 metros en los 4 ramales que se desprenden de la línea central; la diferencia de cotas entre el punto más alto y el más bajo es de 120,40 metros.

En el diseño de la red de distribución, se consideran los siguientes factores:

- El diseño se hará para el caudal de hora máxima, con el fin de asegurar su correcto funcionamiento para el período de diseño, siempre y cuando sea mayor que el caudal simultáneo; en caso contrario, se utilizará este último.
- La distribución de gastos debe hacerse mediante cálculo, de acuerdo con el consumo real de la localidad, durante el período de diseño.
- Se dotará del servicio de agua potable a toda la población, con conexiones prediales.
- Se deberá dotar a las redes de distribución de los accesorios, con el fin de asegurar su correcto funcionamiento, dentro de las normas establecidas para tal efecto y facilitar su funcionamiento.
- Es necesario terminar los ramales abiertos en puntos de consumo, para evitar estancamientos indeseables; de lo contrario, se deberá proveer de una válvula de compuerta para la limpieza de esta tubería. Este método se utiliza cuando el circuito no se puede cerrar, debido a condiciones topográficas o por la economía del proyecto.

3.12.1. Cálculo hidráulico de red

En los sistemas rurales de agua potable, es muy frecuente utilizar redes abiertas, debido a que las viviendas se encuentran dispersas y no en bloque como ocurre en el área urbana, es por ello que las condiciones de diseño de una red en un área rural son mucho más complejas.

Los ramales se diseñan utilizando la fórmula de Hazen & Williams, debiendo, posteriormente, se verifica que las velocidades y las presiones se encuentran dentro de los rangos permisibles.

3.12.1.1. Caudal de uso simultáneo

Es la probabilidad estadística del uso simultáneo de las conexiones domiciliarias; el caudal de uso simultáneo no debe ser menor de 0.20 l/s; se calcula mediante la fórmula siguiente:

$$Q_i = \sqrt{K(N - 1)}$$

Donde:

Q_i = caudal instantáneo en l/s

K = coeficiente, 0,15 para conexión predial y 0,20 para llenacántaros

N = número de viviendas

Sustituyendo datos en la fórmula anterior se tiene:

$$Q_i = \sqrt{0,15(38_{viviendas} - 1)} = 2,36 \text{ l/s}$$

3.12.1.2. Caudal unitario

El caudal unitario es igual que el caudal máximo horario o caudal de distribución, el cual se describió en el 3.7.4, en donde se obtuvo el siguiente valor:

$$Q_{max.horario} = 2,00 \text{ l/s}$$

Para el diseño se adopta el mayor de los caudales, es decir, el mayor entre el caudal de uso simultáneo y el caudal unitario, por lo que para el presente diseño se utilizará el caudal de uso simultáneo.

Con el caudal que se utilizará en el diseño se obtiene el caudal por vivienda, el cual sirve para determinar el caudal necesario para cierto tramo; se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_v = \frac{Q_{diseño}}{No.viviendas}$$

Donde:

Q_v = caudal por vivienda

$Q_{diseño}$ = caudal de diseño

Sustituyendo datos en la expresión anterior se tiene:

$$Q_v = \frac{2,36 \text{ l/s}}{38_{viviendas}} = 0,0621 \text{ l/s}$$

3.12.1.3. Diámetro de tubería

Para determinar el diámetro de la tubería en la línea de conducción, se hace uso de la fórmula de Hazen & Willams

$$\emptyset = \left(\frac{1\,743,811 * L * Q^{1,85}}{C^{1,85} * hf} \right)^{1/4,87}$$

Donde:

\emptyset = diámetro de la tubería en plg.

h_f = pérdida de carga en m.

L = longitud de la tubería + 5% en m.

Q_c = caudal máximo diario o caudal de conducción en l/s

C = coeficiente de fricción (para PVC se usará $C=150$)

3.12.1.4. Velocidad del agua

La velocidad con que se conduce el agua en las tuberías es importante; cuando es muy poca velocidad origina acumulación de sedimentos y en caso contrario, si la velocidad es muy alta, genera erosión en la tubería.

Si se trata de agua con material en suspensión sedimentable o erosivo, la velocidad mínima debe ser mayor de 0,4 m/s y menor de 3,0 m/s.

Para el cálculo de las velocidades en la línea de distribución se utiliza la siguiente fórmula:

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

Donde:

V = velocidad del flujo en la tubería en m/s.

Q_D = caudal de distribución en l/s.

\emptyset = diámetro de tubería en pulgadas.

3.12.1.5. Cota piezométrica

La cota piezométrica sirve para representar gráficamente los cambios de presión en la tubería, por lo que para cada punto de la tubería indica la pérdida de carga o de altura de presión que ha sufrido el líquido a partir del recipiente de alimentación, es decir, desde el tanque de distribución hasta el punto en estudio.

La cota piezométrica se calcula mediante la fórmula siguiente:

$$C_p = C_i - hf$$

Donde:

C_p = cota piezométrica en m

C_i = cota de inicio de tramo en m

hf = pérdida de carga en m

3.12.1.6. Presión estática

La presión estática se produce cuando todo el líquido de la tubería y del recipiente que la alimenta está en reposo. Es igual al peso específico del agua multiplicado por la altura a que se encuentra la superficie de agua en el recipiente. La máxima presión estática que soportan las tuberías de 160 PSI = 112 m.c.a.; para el diseño de este sistema si hay presiones mayores que la presente, es necesario colocar una caja rompe presión o tubería de 250 PSI.

La presión estática se calcula por la expresión:

$$P_E = C_i - Cf$$

Donde:

P_E = presión estática en m.

C_i = cota de inicio de tramo en m.

C_f = cota de finalización de tramo en m.

3.12.1.7. Presión dinámica

Cuando hay movimiento de agua, la presión estática modifica su valor, el cual disminuye por la resistencia o fricción de las paredes de la tubería; lo que era altura de carga estática, ahora se convierte en altura de presión más pequeña, debido al consumo de presión, conocida como pérdida de carga. La energía consumida o pérdida de carga varía respecto de la velocidad del agua y en proporción inversa al diámetro de la tubería. La menor presión dinámica que puede haber en la red de distribución es de 10 m.c.a.; se pueden tener presiones hasta de 7 m.c.a., siempre que sea debidamente justificado. La presión máxima sugerida es de 40 m.c.a., pudiendo exceder este límite siempre y cuando se tengan razones justificadas para hacerlo.

Para el cálculo de la presión dinámica se utiliza la siguiente fórmula:

$$P_D = C_P - C_T$$

Donde:

P_D = presión dinámica en m.c.a.

C_P = cota piezométrica en m.

C_T = cota de terreno en m.

A continuación se diseñará el tramo de la red de distribución que va del tanque de distribución a E-25, con los siguientes datos:

$$C_{TD} = 1\,492,50 \text{ m}$$

$$C_{E-25} = 1\,479,70 \text{ m}$$

$$Q = 2,36 \text{ l/s}$$

$$L = 48,57 \text{ m}$$

$$\emptyset = \left(\frac{1\,743,811 * 48,57 \text{ m} * (2,36 \text{ l/s})^{1,85}}{150^{1,85} * (1\,492,50 \text{ m} - 1\,479,70 \text{ m})} \right)^{1/4,87} = 1,58'' = 2''$$

$$hf = \frac{1\,743,811 * 48,57 \text{ m} * (2,36 \text{ l/s})^{1,85}}{150^{1,85} * (2 \text{ in})^{4,87}} = 1,34 \text{ m}$$

$$V = \frac{1,974 * 2,36 \text{ l/s}}{(2 \text{ in})^2} = 1,16 \text{ m/s}$$

$$C_p = 1\,492,50 \text{ m} - 1,16 \text{ m} = 1\,491,16 \text{ m}$$

$$P_D = 1\,491,16 \text{ m} - 1\,479,70 \text{ m} = 11,46 \text{ m. c. a.}$$

En el cuadro siguiente se resumen los resultados del diseño hidráulico obtenidos para la línea de distribución.

Tabla XI. **Diseño hidráulico de línea de distribución**

EST	TRAMO	PO	COTA		Long. (m)	No. casas	Q (l/s)	Ø	Hf (m)	Vel.	Cota Piezo.	Presión dinámica
			Inicial	Final								
22	25	25	1 492,50	1 479,70	48,57	38	2,36	2"	1,34	1,16	1 491,16	11,46
25	2.19	25	1 479,70	1 420,70	552,33	12	0,75	1¼"	17,77	0,94	1 461,93	38,23
25	1.1	25	1 479,71	1 470,54	39,34	26	1,61	1½"	2,18	1,42	1 477,53	7,99
1.1	1.1D	25	1 470,54	1 433,24	143,61	4	0,25	¾"	7,29	0,87	1 463,25	30,01
1.1	1.30	25	1 470,50	1 437,36	995,01	21	1,30	2"	9,14	0,64	1 461,36	24,00
1.14	1.14k	25	1 399,02	1 372,05	400,76	3	0,19	¾"	11,94	0,65	1 387,08	15,03
1.22	1.22c	25	1 427,17	1 410,20	111,04	4	0,25	¾"	5,63	0,87	1 421,54	11,34

Fuente: elaboración propia.

3.13. Conexiones prediales

Estas se componen de la tubería y accesorios destinados al servicio exclusivo del usuario, que une la tubería de servicio de la red de distribución con el inmueble. Para el presente proyecto se deben realizar las conexiones con tubería PVC de ½”.

La conexión domiciliar que se tiene prevista está compuesta por los siguientes elementos:

- Conexión a la tubería con diámetro de ½”
- Válvula de paso
- Llave de compuerta
- Válvula de cheque

El servicio comprende un solo chorro por predio o inmueble. La ubicación de este chorro debe de ser visible y accesible para sus usuarios; se recomienda para comunidades rurales semidispersas con nivel socioeconómico regular.

3.14. Obras de arte

- Caja rompe presión: estas se deben colocar en los puntos de conducción cuya presión estática iguale la presión máxima de trabajo de la tubería. Deben estar provistas de sus respectivas válvulas, tanto en la entrada como en la salida.

- Caja de válvulas: sirven para proteger cualquier válvula que sea necesario instalar en el sistema, tales como válvulas de compuerta, válvulas de paso, válvulas de aire, válvulas de limpieza y válvulas reguladoras de presión.

3.15. Válvulas

Entre las válvulas que se utilizarán en el presente proyecto están:

- Válvulas de aire: permiten tanto el ingreso como la salida de aire, el acceso de este se produce cuando se inicia bruscamente la salida del agua, como en el caso de una ruptura; de no contarse con una válvula de aire, pueden producirse presiones negativas dentro de la misma y se puede llegar a romper la tubería si es de PVC, o a colapsar si es de acero.
- Válvulas de limpieza: sirven para extraer los sedimentos que hayan ingresado a la tubería, los cuales tienden a depositarse en los puntos más bajos del perfil. Como válvula de limpieza se emplea una de compuerta, de diámetro igual al de la tubería que sirve.
- Válvulas de compuerta: las válvulas de compuerta sirven para abrir o cerrar el flujo de agua en un sistema de agua. Es completamente incorrecto utilizarla para regular el flujo. Son válvulas de mayor uso, y se emplean en el tanque de distribución, en cajas rompe presión, al inicio de ramales abiertos y en las conexiones domiciliarias, principalmente por su bajo costo, disponibilidad y baja pérdida de carga cuando están totalmente abiertas.

- Válvulas de globo: se emplean en las conexiones domiciliarias para regular el caudal. El agua al pasar por el interior de la válvula tendrá que hacer un recorrido lo que produce una considerable pérdida de carga, aún con una válvula completamente abierta.
- Válvulas de paso: estas válvulas se emplean en las conexiones domiciliarias, mediante una pieza que gira, permite interrumpir o permitir rápidamente el paso del agua. Una de las desventajas que tiene es que se desgastan rápidamente si con ellas se trata de controlar el caudal, es por ello que usualmente se sustituyen por válvulas de globo.

3.16. Elaboración de planos

Para este proyecto se elaboraron los siguientes planos:

- Planta general de línea de conducción y red de distribución
- Planta de densidad de viviendas
- Planta y perfil de línea de conducción
- Planta y perfil de línea de distribución
- Tanque de distribución de 30m³
- Cajas y detalles de válvulas
- Planta y secciones de caja de captación y caja rompe presión

3.17. Elaboración de presupuesto

El presupuesto se elaboró aplicando los criterios utilizados en el proyecto del puente vehicular.

En cuanto a costos indirectos se aplicó un 40% que incluye: supervisión, gastos administrativos, impuestos y utilidades.

Tabla XII. **Presupuesto de sistema de abastecimiento de agua potable**

CUADRO DE CANTIDADES DE TRABAJO					
PROYECTO: SISTEMA DE AGUA POTABLE, ALDEA EL ASTILLERO, SAN JERÓNIMO, B.V.					
NO.	REGLÓN	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO REGLÓN
1	Caja de captación	unidad	1	Q 12 000,12	Q 12 000,12
2	Línea de conducción	ml	681	Q 35,34	Q 24 067,82
3	Línea de distribución	ml	2 322	Q 45,65	Q 106 009,69
4	Tanque de distribución (30m ³)	unidad	1	Q 127 127,79	Q 127 127,79
5	Caja rompe presión (1m ³)	unidad	1	Q 5 630,83	Q 5 630,83
6	Válvulas	global	1	Q 10 738,03	Q 10 738,03
7	Conexiones prediales	unidad	38	Q 997,94	Q 37 921,80
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q 311 495,96
1 US\$ = Q7,83810			COSTO TOTAL EN US\$		\$ 39 741,26
COSTO POR METRO LINEAL					Q 103,73

Fuente: elaboración propia.

3.18. Cronograma de ejecución

Tabla XIII. **Cronograma de ejecución de sistema de abastecimiento de agua potable**

PROYECTO: DISEÑO DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE																
UBICACIÓN: ALDEA EL ASTILLERO, SAN JERÓNIMO, BAJA VERAPAZ																
CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN																
Tiempo de ejecución	MES 1				MES 2				MES 3				MES 4			
Actividad	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Construcción caja de captación	■	■														
Colocación línea de conducción			■	■	■	■										
Construcción caja rompe presión					■	■	■									
Construcción tanque de distribución							■	■	■							
Colocación red de distribución									■	■	■					
Construcción cajas de válvulas											■	■	■			
Conexión predial													■	■	■	

Fuente: elaboración propia.

3.19. Programa de operación y mantenimiento

Para la operación de la red de agua potable deberá limpiarse y desinfectarse la tubería instalada, previo a iniciar su funcionamiento. Se hará una prueba de presión en la tubería instalada, de preferencia entre cada tramo limitado por válvulas, a efecto de comprobar el hermetismo del tramo y el cierre de las válvulas del tramo correspondiente; como mínimo deberá elevarse la presión igual a un 50% más, de la presión a la que trabajará normalmente la tubería, pero preferentemente deberá ser cercana a la presión nominal resistente de la de su fabricación, indicada en la misma, para comprobar su comportamiento previo a cerrar la zanja de su instalación.

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

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

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

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

3.20. Propuesta de tarifa

Para tener en operación y mantenimiento al sistema en el proyecto de abastecimiento de agua potable, se propone una tarifa de 10 quetzales mensuales para toda la población beneficiada.

3.21. Evaluación socioeconómica

3.21.1. Valor presente neto

El valor presente neto (VPN) es el procedimiento que 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 tanto 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 de tiempo y dinero, los ingresos futuros esperados, como también los egresos, son dados a conocer a la fecha del inicio del proyecto.

Para el proyecto de abastecimiento de agua potable para la aldea El Astillero, requiere la inversión inicial del costo total del proyecto, teniendo únicamente los ingresos anuales de la forma siguiente: $38 \text{ viviendas} * Q 10,00 * 12 \text{ meses} = Q 4 560,00$ y con valor de rescate nulo, con tasa de interés 5% anual para 20 años.

$$VPN = -Q 311 495,96 + Q 4 560,00 * (P/A, 5\%, 20)$$

$$VPN = -Q 311 495,96 + Q 4 560,00 * \left(\frac{(1 + 0,05)^{20} - 1}{0,05 * (1 + 0,05)^{20}} \right)$$

$$VPN = -Q 311 495,96 + Q 4 560,00 * (12,4622) = -Q 254 668,33$$

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 aldea El Astillero, con el saneamiento adecuado y la reducción de enfermedades.

3.21.2. Tasa interna de retorno

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 aquella 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.

Un 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 una prueba de ensayo y error; se comienza con una tasa tentativa de actualización y con el mismo se trata de calcular un valor actual neto, se procede hasta que sufra un cambio de signo el (VP). Después se continúa a través de la siguiente fórmula:

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

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

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

Para el proyecto se tiene que hacer una inversión de I = Q311 495,96 y se espera un beneficio anual de Q4 560,00, con vida de servicio de 20 años.

$$VP_{3\%} = -Q 311 495,96 + Q 4 560,00 * (P/A, 3\%, 20)$$

$$VP_{3\%} = -Q 311 495,96 + Q 4 560,00 * (14,8775) = -Q243 654,56$$

$$VP_{1\%} = -Q 311 495,96 + Q 4 560,00 * (P/A, 1\%, 20)$$

$$VP_{1\%} = -Q 311 495,96 + Q 4 560,00 * (18,0456) = -Q229 208,12$$

Al igual que la evaluación del valor presente neto, al final se concluye que sí hay pérdidas en la ejecución del proyecto de agua potable para la aldea El Astillero, 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 su bienestar y no las ganancias.

3.22. Evaluación de impacto ambiental

La evaluación de impacto ambiental valorará los efectos directos e indirectos de cada propuesta de actuación sobre la población humana, la flora y fauna, el suelo, el aire, el agua, clima, el paisaje y la estructura y función de los ecosistemas previsibles afectados.

- Impacto ambiental en construcción: durante el proceso de construcción de agua potable para la aldea El Astillero, uno de los aspectos que se debe de tomar en cuenta en el impacto ambiental que este pueda tener, es la remoción de vegetación; esto debido a la denominada apertura de brecha, que se realiza para colocar la tubería de manera enterrada, tanto para la línea de conducción como para la distribución.

Para dicha tarea, se tuvo el cuidado de colocar la tubería donde existiera derecho de paso, y por terrenos que se utilizan para agricultura, con lo que se conserva intacta la vegetación de los bosques.

- Impacto ambiental en operación: para este proceso del proyecto, se debe de vigilar el caudal del afluente denominado El Astillero. Es importante mencionar que la captación se diseñó de tal manera que capte el agua necesaria para la población en el período de diseño establecido; debe velarse porque la ubicación de la misma sea la menos perjudicial, permitiendo que el agua que no es captada siga su curso normal; además de no perjudicar el líquido, al no ser utilizado ningún tipo de químico que pueda afectar la población y comunidades aguas abajo.

CONCLUSIONES

1. Los diseños realizados contribuirán al desarrollo del municipio de San Jerónimo, Baja Verapaz, dando solución a los problemas que aquejan a la comunidad.
2. El puente vehicular contribuirá al desarrollo económico y social del municipio de la aldea San Isidro, como consecuencia se incrementará el tránsito vehicular hacia este lugar, beneficiando directamente a la mayoría de habitantes; el costo al que asciende este proyecto es de Q 702 185,50.
3. El sistema más económico y conveniente para el diseño del sistema abastecimiento de agua potable es el de gravedad, con este medio se estará abasteciendo a la población de la aldea El Astillero. El costo será de Q 311 494,96, el cual se encuentra dentro del margen que se maneja en las actuales licitaciones de proyectos de este tipo.
4. El proyecto de agua potable no afectará el medio ambiente de la aldea El Astillero durante su funcionamiento; al contrario, vendrá a erradicar el riesgo de enfermedades comunes por la falta de agua potable.
5. Al finalizar la ejecución del proyecto del puente vehicular no se tendrá un impacto ambiental significativo, por lo que se consideró su posible impacto únicamente durante la ejecución del proyecto.

RECOMENDACIONES

1. Garantizar la supervisión técnica profesional durante la ejecución de los proyectos, para que se cumpla con todas las especificaciones y requerimientos contenidos en los planos y para que se verifique que los materiales que se van a utilizar sean de calidad.
2. Previo a la construcción del puente vehicular, debe realizarse un estudio dinámico de suelos, para tener una mayor seguridad sobre los resultados obtenidos, en relación con los presentados en este trabajo.
3. Elaborar el plan de mantenimiento de ambos proyectos, para asegurar el óptimo funcionamiento de los mismos.
4. Se debe hacer conciencia a la población beneficiada sobre el uso racional y adecuado del servicio de agua potable, que garantice la dotación para toda la población.
5. Orientar a la población para que haga buen uso de los proyectos diseñados, para garantizar el buen funcionamiento de los mismos.

BIBLIOGRAFÍA

1. AASHTO. *Rodamientos*. Estados Unidos de América. Sección 14. 2002.
2. AGUILAR RUIZ, Pedro. *Apuntes sobre el curso de ingeniería sanitaria I*. Trabajo de Graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2007. 150 p.
3. CHINCHILLA LÓPEZ, Alexis José. *Análisis y diseño estructural de subestructuras para puentes de claros cortos según normas AASHTO*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de Oriente de San Miguel El Salvador, 2008. 220 p.
4. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 5a edición. Mexico: Limusa, 2004. 650 p. ISBN 968-186- 489 -1.
5. HERRERA M. Jerónimo. *Puentes*. 2a ed. Colombia: Universidad Católica de Colombia, 1996. 147 p. ISBN 958-95345-03
6. McCORMAC, Jack C. *Diseño de concreto reforzado*. 5a ed. México: Alfaomega, 2009. 797 p. ISBN 968 - 603 - 423 - 4.
7. Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda, Dirección General de Caminos *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes*. Guatemala: MICIVI, 2001. 456 p.

8. SANDOVAL RAMIREZ, Jorge Jacobo. *Diseño de los sistemas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado sanitario para la aldea Pacacay, municipio de Acatenango, Chimaltenango*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2007. 178 p.

9. TRUJILLO OROZCO, José Eusebio. *Diseño de puentes*. 2a ed. Bucaramanga, Colombia: Ediciones UIS, 1993. 363 p.

APÉNDICE

Resultado de ensayo de compresión triaxial, para diseño de puente vehicular



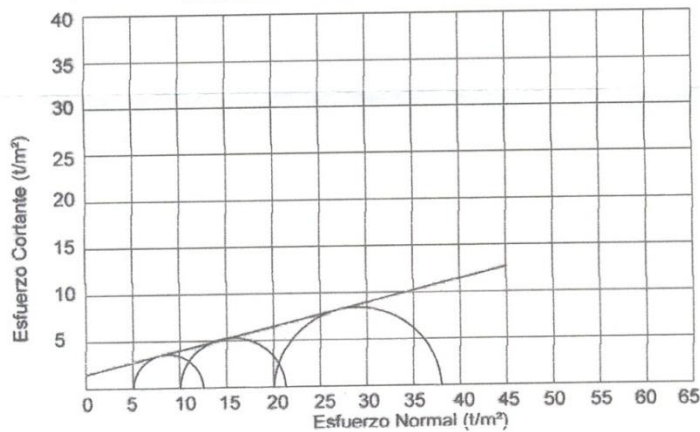
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 21324

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No. 402 S.S. O.T.: 27,622
 INTERESADO: Ángel Oliva González.
 PROYECTO: EPS-Diseño de puente vehicular.
 UBICACIÓN: Aldea San Isidro, San Jerónimo, departamento de Baja Verapaz.
 Fecha: 29 de noviembre de 2010.
 pozo: 1 Profundidad: 2.00 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 13.98^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 1.5 \text{ t/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Limo arcilloso color café con partículas de grava.
 DIMENSIÓN Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra tomada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESIÓN LATERAL (t/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q (t/m ²)	7.50	11.30	18.20
PRESIÓN INTERSTICIAL u (t/m ²)	x	x	x
DEFORMACIÓN EN ROTURA Er (%)	1.0	2.5	4.5
DENSIDAD SECA (t/m ³)	1.57	1.57	1.57
DENSIDAD HUMEDA (t/m ³)	1.91	1.91	1.91
HUMEDAD (%H)	23.0	23.0	23.0

Vo. Bo.

Inga. Telma Matricula Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Atentamente,


Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos




FACULTAD DE INGENIERÍA —USAC—
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: elaboración propia.

Resultado de análisis físico-químico sanitario para diseño de sistema de abastecimiento de agua potable



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



Nº 19558

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO INF. No. 24 231

O.T. No. 27 722		
INTERESADO:	ANGEL OLIVA GONZÁLEZ (Carné 200715004)	PROYECTO: EPS "Diseño del Sistema de abastecimiento de agua potable Aldea El Astillero San Jerónimo, Baja Verapaz"
RECOLECTADA POR:	Interesado	DEPENDENCIA: FACULTAD DE INGENIERIA/USAC
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	Aldea El Astillero	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN: 2011-01-25; 07 h 30 min.
FUENTE:	Nacimiento	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.: 2011-01-25; 12 h 10 min.
MUNICIPIO:	San Jerónimo	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE: Sin refrigeración
DEPARTAMENTO:	Baja Verapaz	

RESULTADOS

1. ASPECTO: Claro	4. OLOR: Inodora	7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección) ... °C
2. COLOR: 01,00 Unidades	5. SABOR: -----	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA 117,80 µmhos/cm
3. TURBIEDAD: 00,58 UNT	6. potencial de Hidrógeno (pH): 06,50 unidades	

SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,02	6. CLORUROS (Cl ⁻)	12,50	11. SOLIDOS TOTALES	89,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,003	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,22	12. SOLIDOS VOLÁTILES	04,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	00,44	8. SULFATOS (SO ₄ ⁻²)	02,00	13. SOLIDOS FIJOS	85,00
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,03	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	01,00
5. MANGANESO (Mn)	00,010	10. DUREZA TOTAL	64,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	62,00

ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)

HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L
00,00	00,00	76,00	76,00


OTRAS DETERMINACIONES

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista de la calidad física y química el agua cumple con las normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.

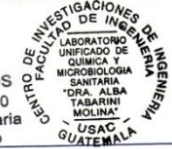
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A. - W.E.F. 21TH EDITION 2 005, NORMA COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2011-02-09

Vo.Bo.
 Ing. Feima Marcete Cano Morales
 DIRECTORA CI/USAC



Zelda Much Santos
 Ing. Químico Col. No. 420
 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
 Jefe Técnico Laboratorio



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO UNIFICADO DE QUÍMICA Y MICROBIOLOGÍA SANITARIA
"DRA. ALBA TABARINI MOLINA"
USAC
GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA —USAC—
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: elaboración propia.

Resultado de análisis bacteriológico para diseño de sistema de abastecimiento de agua potable



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**

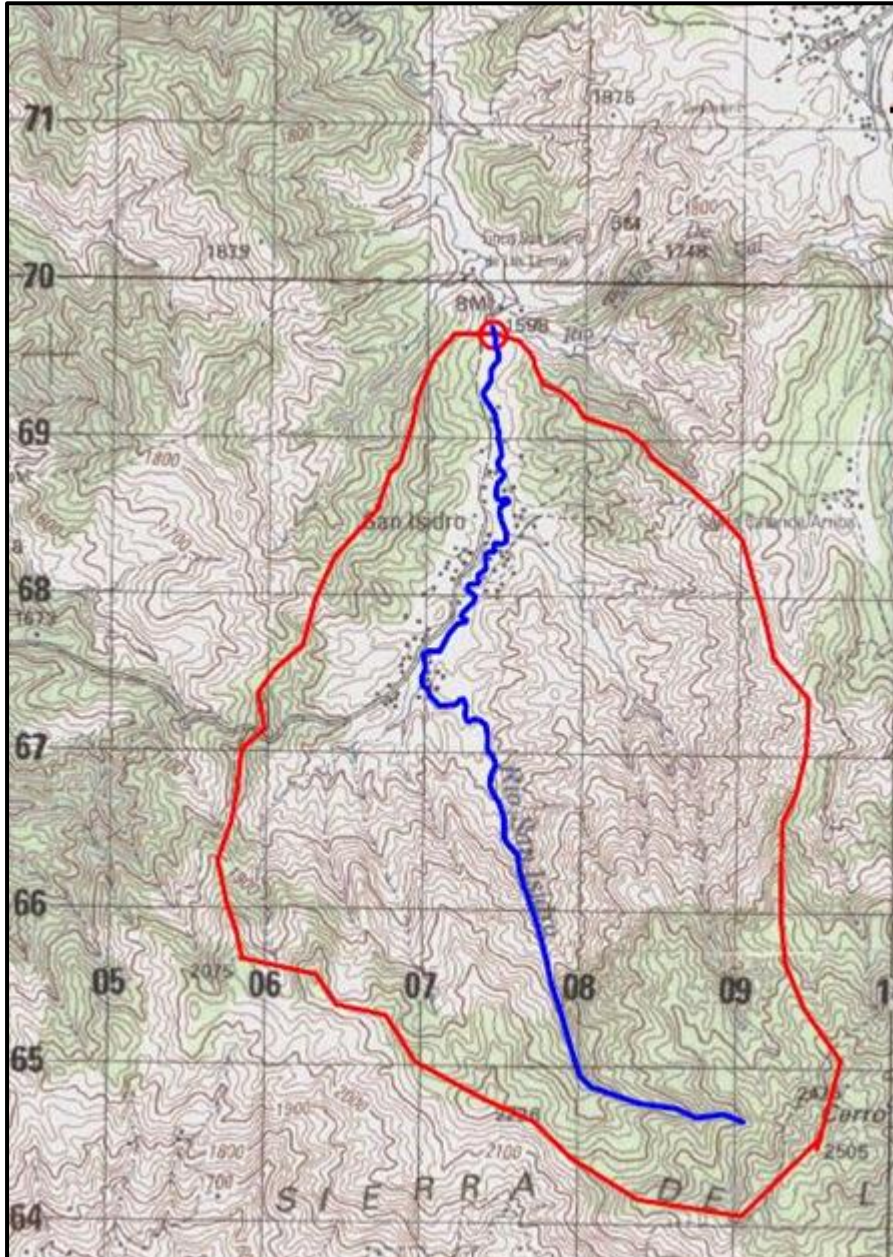


Nº 19559

EXAMEN BACTERIOLOGICO			
O.T. No. 27 722		INF. No. A - 310 183	
INTERESADO	ANGEL OLIVA GONZÁLEZ (carné 200715004)	PROYECTO:	EPS "Diseño de sistema de abastecimiento de agua potable Aldea El Astillero San Jerónimo, Baja Verapaz"
MUESTRA RECOLECTADA POR	interesado	DEPENDENCIA:	FACULTAD DE INGENIERIA/USAC
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	Aldea El Astillero	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2011-01-25; 07 h 30 min.
FUENTE:	nacimiento	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	2011-01-25; 12 h 10 min.
MUNICIPIO:	San Jerónimo	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	Sin refrigeracion
DEPARTAMENTO:	Baja Verapaz		
SABOR:	-----	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	No hay
ASPECTO:	Claro	CLORO RESIDUAL	-----
OLOR:	Inodora		
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	-----	Innecesaria	Innecesaria
01,00 cm ³	-----	Innecesaria	Innecesaria
00,10 cm ³	-----	Innecesaria	Innecesaria
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMESES COLIFORMES/100cm ³		< 2	< 2
<p>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.</p> <p>OBSERVACIONES: Bacteriológicamente el agua se enmarca en la clasificación I. Calidad bacteriológica que no exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.</p> <p>Guatemala, 2011-02-09</p>			
Vo.Bo.	 Inga. Telma Maricela Cano Morales DIRECTORA CH/USAC	 Zenón Much Santos Ing. Químico Col. No. 420 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria Jefe Técnico Laboratorio	
FACULTAD DE INGENIERIA - USAC Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12 Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121 Página web: http://cii.usac.edu.gt			

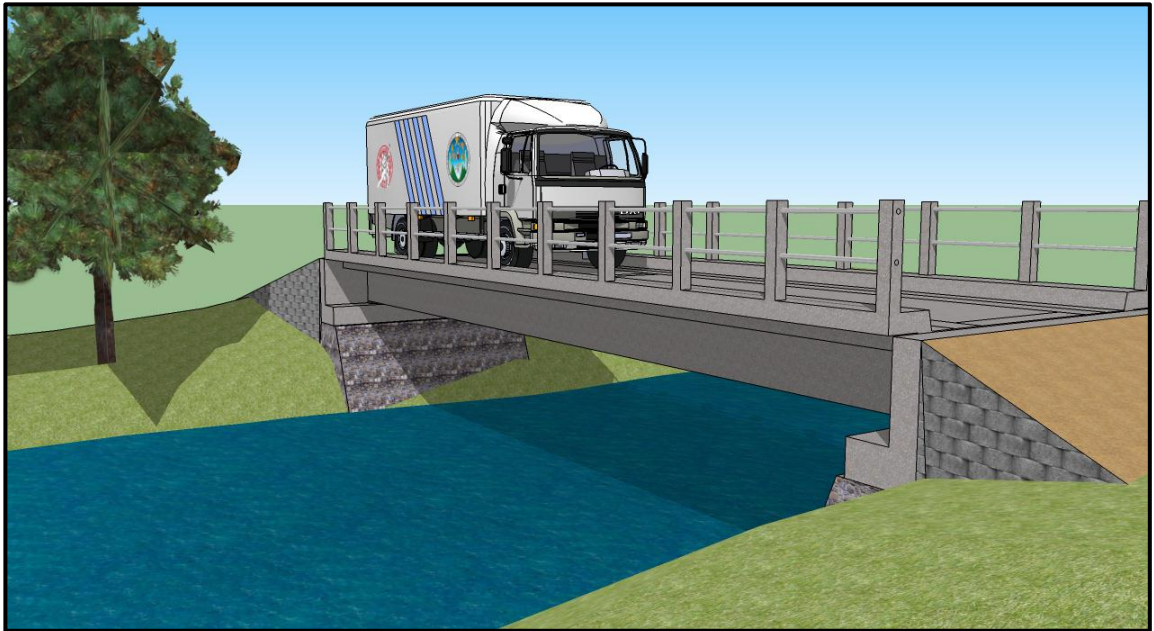
Fuente: elaboración propia.

Mapa de cuenca de río San Isidro



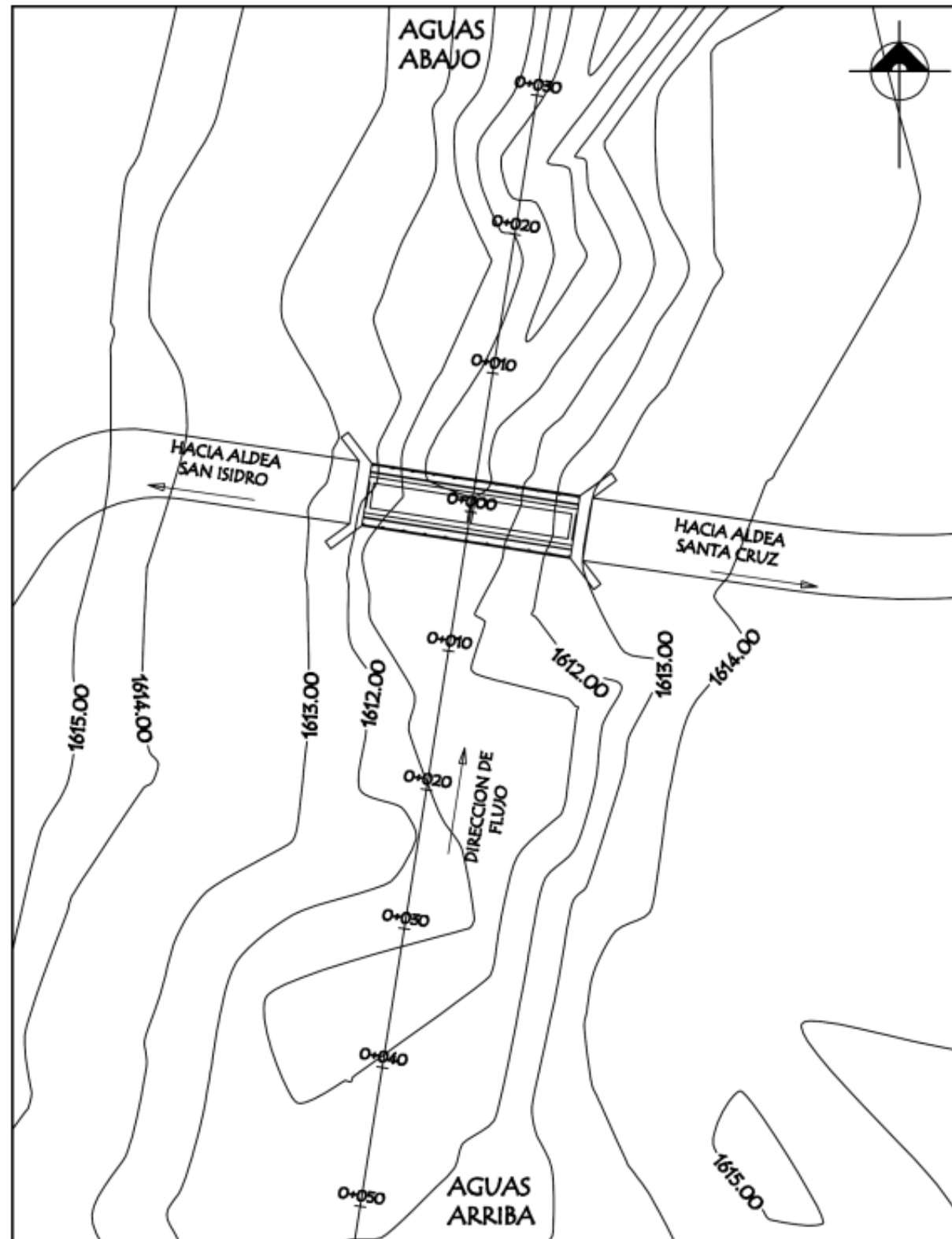
Fuente: elaboración propia.

**Vista extrudada de puente vehicular y camion de
diseño sobre río San Isidro**

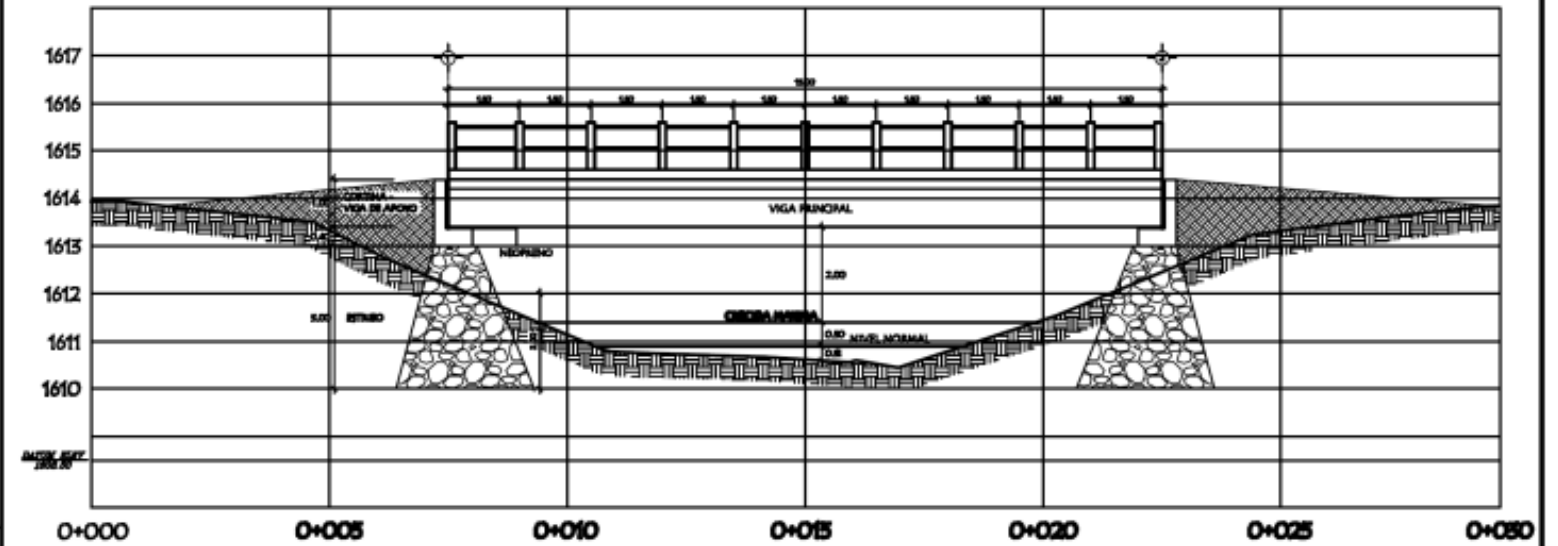


Fuente: elaboración propia.

PLANOS DE LOS PROYECTOS



PLANTA GENERAL DEL PUENTE
Escala: 1/200



PERFIL DEL PUENTE
Escala: 1/75

NOTAS GENERALES

ESPECIFICACIONES

DISEÑO: CON BASE A LAS NORMAS AASHTO + ACI
CONSTRUCCIÓN: ESPECIFICACIÓN PARA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES Y CARRETERAS D.G.C.
CARGA VIVA: HS - 44 (AASHTO)

MATERIALES

CONCRETO CON RESISTENCIA $f_c = 4000 \text{ PSI} = 281 \text{ Kg/cm}^2$ SE ENUMERAN A CONTINUACIÓN:
LOSA
DIAPHRAGMA INTERNO Y EXTERNOS
VIGAS PRINCIPALES
CORTINA Y VIGA DE APOYO
RESISTENCIA DEL ACERO $f_y = 40,000 \text{ PSI} = 2810 \text{ Kg/cm}^2$ PARA LA LOSA
 $f_y = 60,000 \text{ PSI} = 4250 \text{ Kg/cm}^2$ PARA DIAPHRAGMAS, VIGAS, CORTINA, VIGA DE APOYO

RECLUBRIMIENTO DE LAS BARRAS DE REFUERZO:

PARA LOSAS EXPUESTAS AL TRÁFICO EN LA SUPERFICIE DE RODADURA: 2.5 cm.
EN LA SUPERFICIE DE RODADURA CUANDO ESTE PROTEGIDA DE UNA CAPA ASFÁLTICA: PARA VIGAS Y DIAPHRAGMAS 3 cm. EL RECLUBRIMIENTO SE MEDIRÁ DEL ROSTRO DE LA BARRA A LA SUPERFICIE DE CONCRETO. LAS FORMALETAS Y ACABADOS DEL CONCRETO SE HARÁN SEGÚN LA SECCIÓN 905 DE LA D.G.C. LA PARTE SUPERIOR DEBERÁ DEJARSE RUGOSA.
LOS TRASLAPES DEBERÁN PARA TODA LA ESTRUCTURA SER DE 30 DIÁMETROS DE LA VARILLAS, SALVO EN VIGAS QUE TENGAN MÁS DE 30 cm. BAJO LAS BARRAS, EN TAL CASO SE USARÁ 35 DIÁMETROS DE LA VARILLA, TODO BAJO ESPECIFICACIONES AASHTO Y ASTM.
LOS GANCHOS SE DOBLARÁN EN PRIO SEGÚN ESPECIFICACIONES DE ACI Y D.G.C.
LONGITUD DE DESARROLLO:
LA ARMADURA SE DEBERÁ PROLONGAR MÁS ALLÁ DEL PUNTO EN EL CUAL YA NO SE LE REQUIERE PARA RESISTIR FLEXIÓN EN UNA DISTANCIA NO MENOR QUE LA PROFUNDIDAD EFECTIVA DEL ELEMENTO 15 VECES EL DIÁMETRO NOMINAL DE LA BARRA O $\frac{1}{2}$ de LA LUZ LIBRE DEL TRAMO.

CONCRETO CICLOPEO:

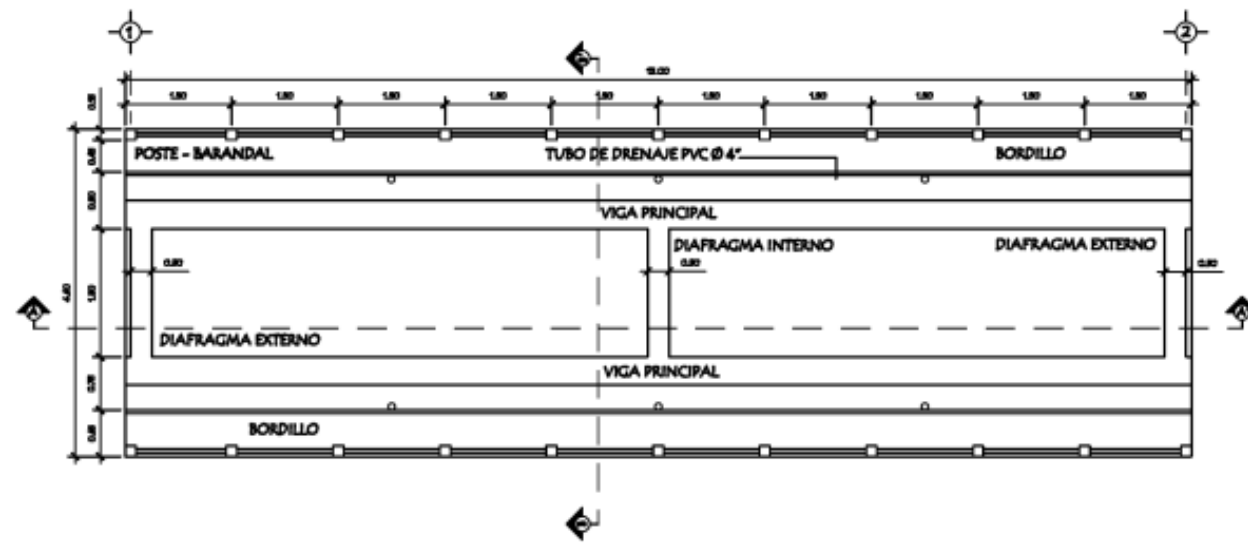
SE USARÁ CEMENTO TIPO PORTLAND, AGRIGADOS FINOS Y GRUESOS, AGUA DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES ASTM O SIMILARES. EL AGUA DEBERÁ SER LIMPIA DE ACETES, ÁCIDOS, ALCALIS Y OTRAS SUSTANCIAS PERJUDICIALES.
LA PIEDRA PUEDE SER PARTIDA O DE CANTO RODADO DE BUENA CALIDAD EN SU ESTADO NATURAL, CON CABA SIN LABRAR, DURA, SANA, DURABLE, LIBRE DE SEGREGACIÓN, FRACTURAS, GRIETAS Y OTROS DEFECTOS ESTRUCTURALES QUE TIENDAN A REDUCIR LA RESISTENCIA A LA INTENSIFERIE.
PROPORCIÓN DEL CONCRETO CICLOPEO:
LA PROPORCIÓN DEL CONCRETO CICLOPEO SERÁ:
67% CONCRETO $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
33% PIEDRA CANTO RODADO O PARTIDA

TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS
EL BORDILLO Y EL BARANDAL DEBERAN FUNDIRSE DESPUÉS DE PERMITIR LA LIBRE DEFLUJÓN DE LAS VIGAS.

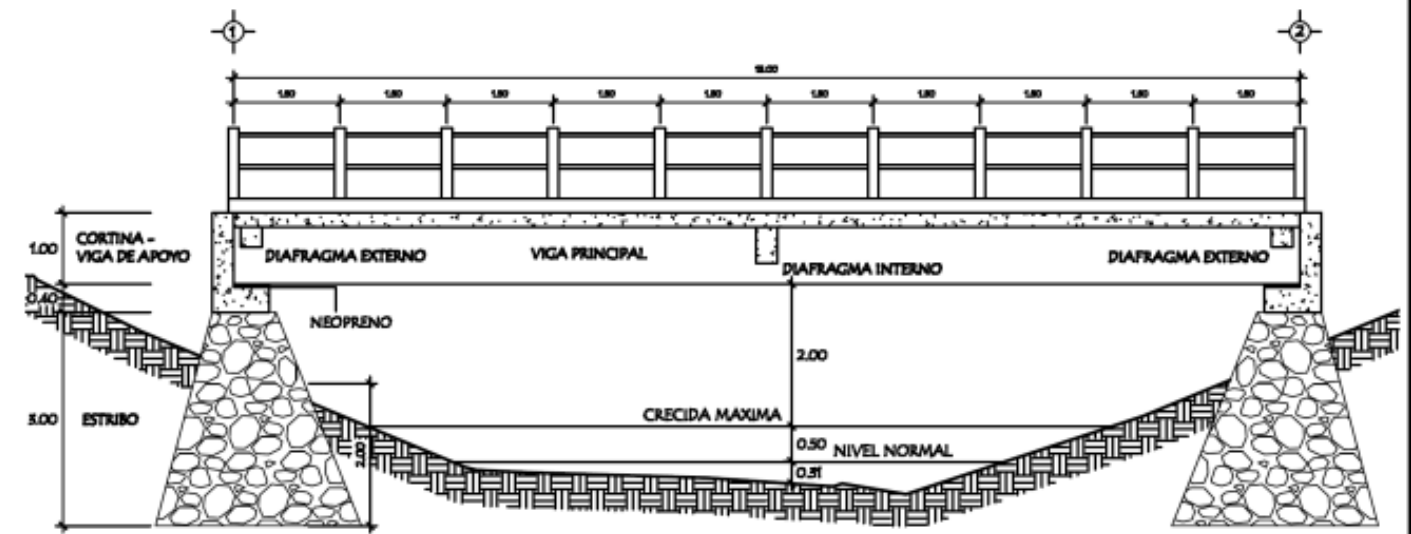
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN ISIDRO, SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL GENERAL

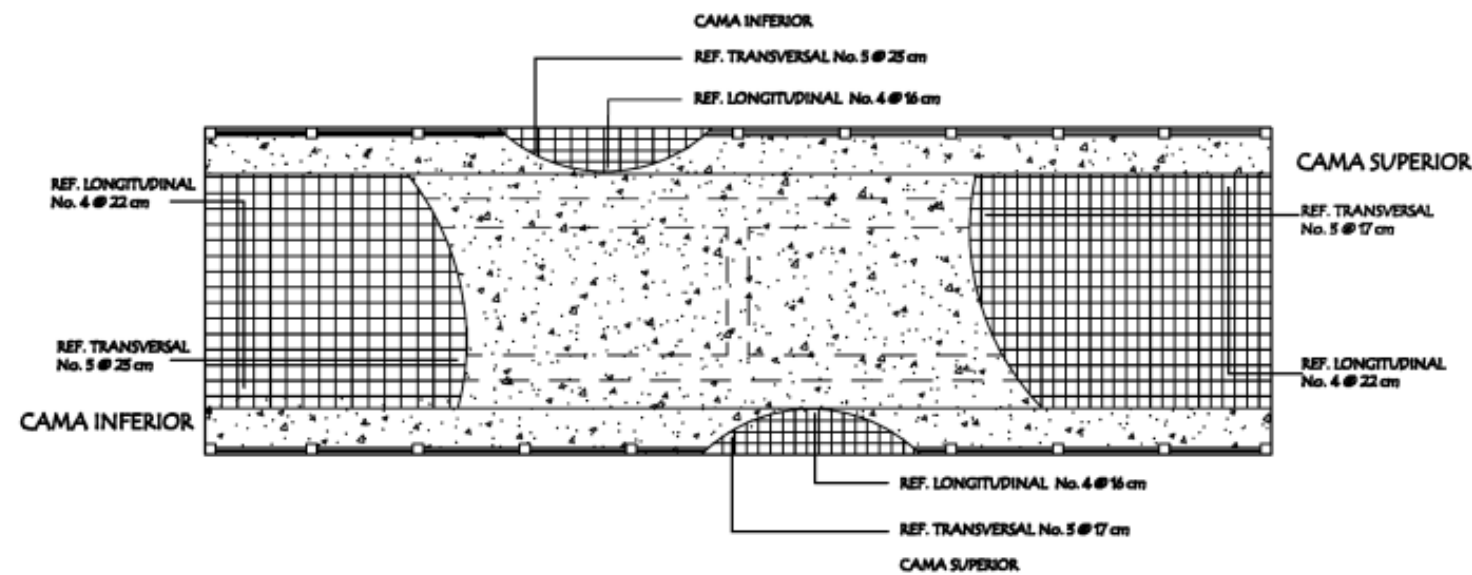
CALCULO Y DISEÑO:	ANGEL OLIVA	HOJA	1
REVISOR:	ANGEL OLIVA	DE	5
		ESCALA:	GENERA
		FECHA:	AGOSTO 2011



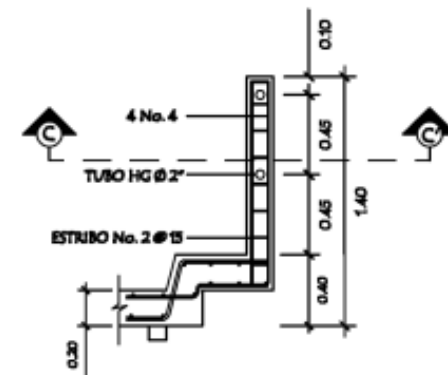
PLANTA GENERAL ACOTADA
Escala: 1/50



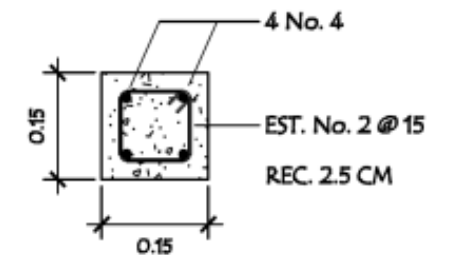
SECCION A - A'
Escala: 1/50



PLANTA DE ARMADO DE LOSA
Escala: 1/50

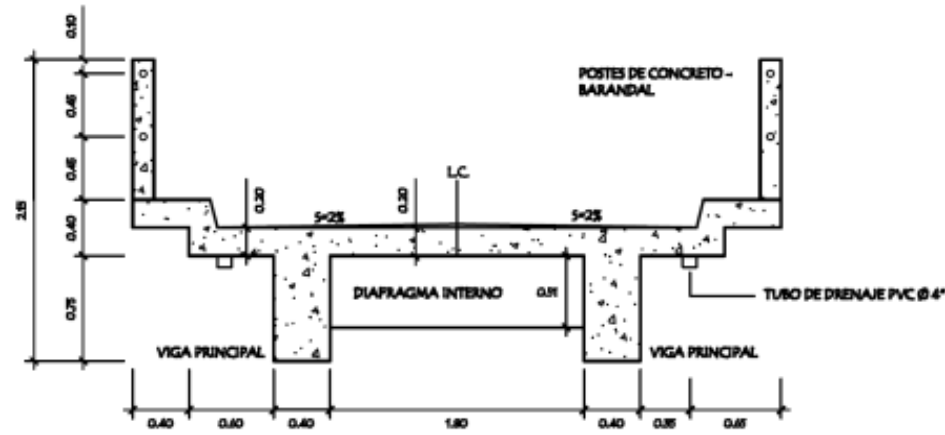


ARMADO DE POSTE
Escala: 1/20

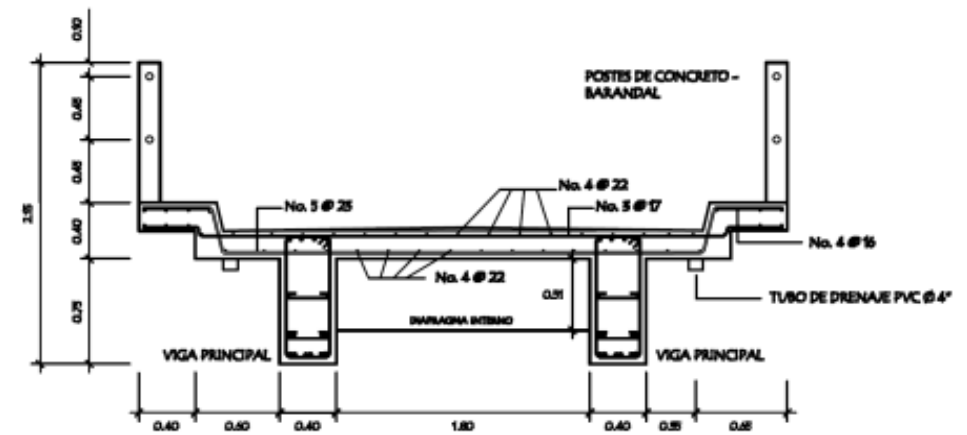


SECCION C - C'
Escala: 1/5

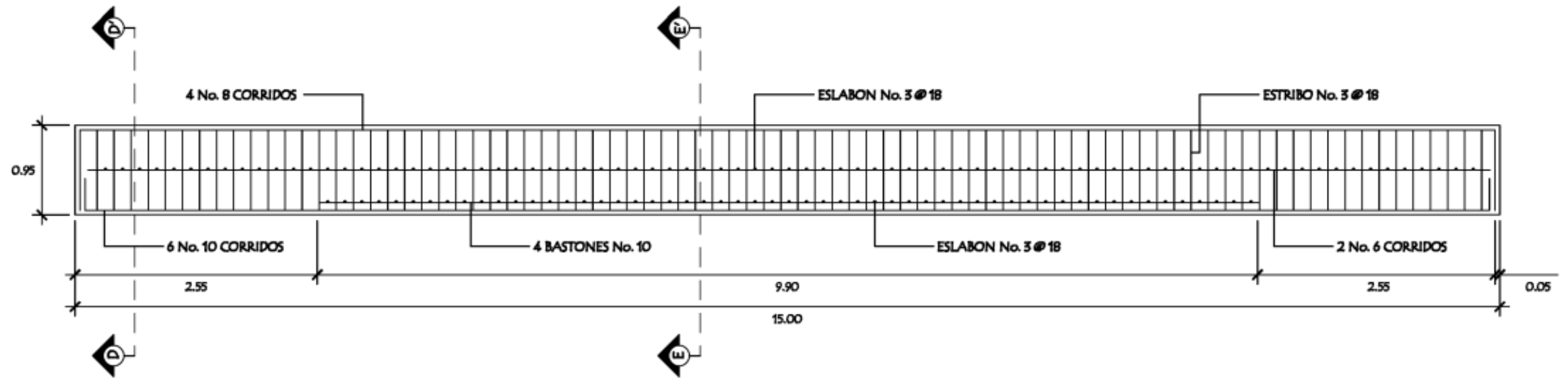
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		
FACULTAD DE INGENIERIA		
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO:	DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN ISIDRO, SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ	
CONTENIDO:	PLANTA ACOTADA, ARMADO DE LOSA, SECCION DE PUENTE Y ARMADO DE POSTE	
CALCULO Y DISEÑO:	ANGEL OLIVA	HOJA
REVISOR:	ANGEL OLIVA	2
		5
		ESCALA
		INICIADA
		FECHA
		AGOSTO 2011



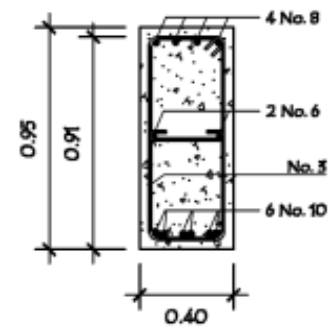
SECCION B - B' Escala: 1/25



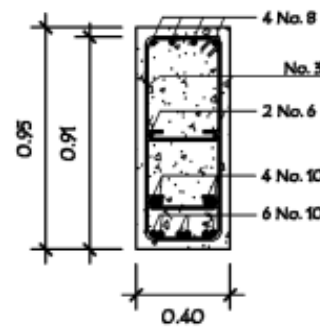
DETALLE DE ARMADO DE SECCION Escala: 1/25



DETALLE DE ARMADO DE VIGA Escala: 1/25



SECCION D - D' Escala: 1/15

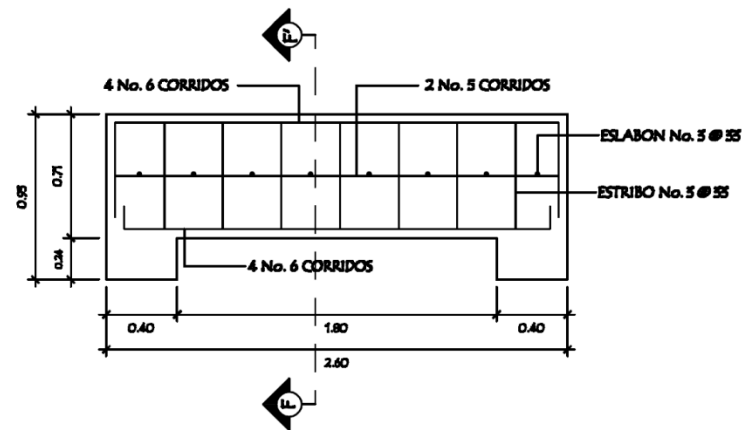


SECCION E - E' Escala: 1/15

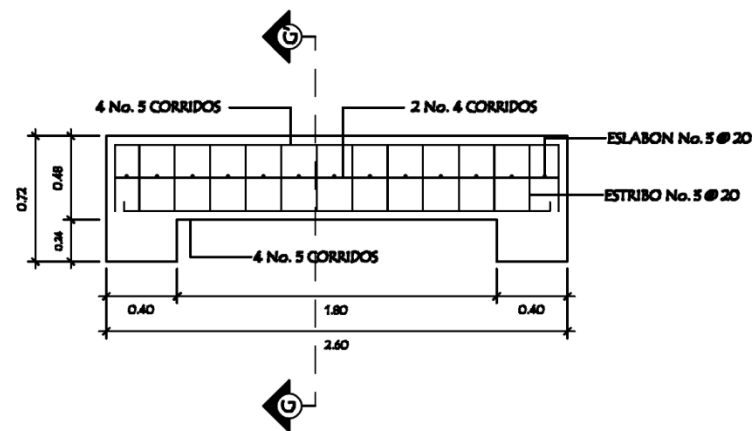
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN ISIDRO, SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ
 CONTENIDO: DETALLE DE ARMADO DE LOSA, DETALLE DE ARMADO DE VIGA

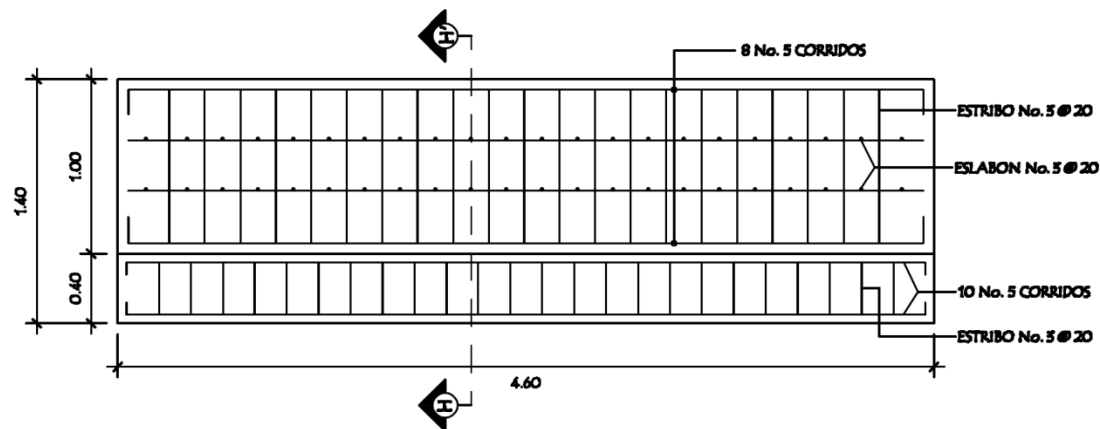
PROFESOR:	ANGEL OLIVA	NOVA
ALUMNO:	ANGEL OLIVA	3 / 5
BOCAL:	BOCAL	
FECHA:	AGOSTO 2011	



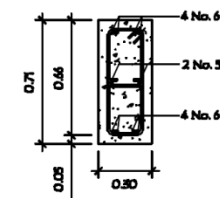
DETALLE DE REFUERZO DE DIAFRAGMA INTERIOR
Escala: 1/20



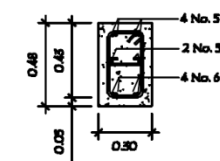
DETALLE DE REFUERZO DE DIAFRAGMA EXTERIOR
Escala: 1/20



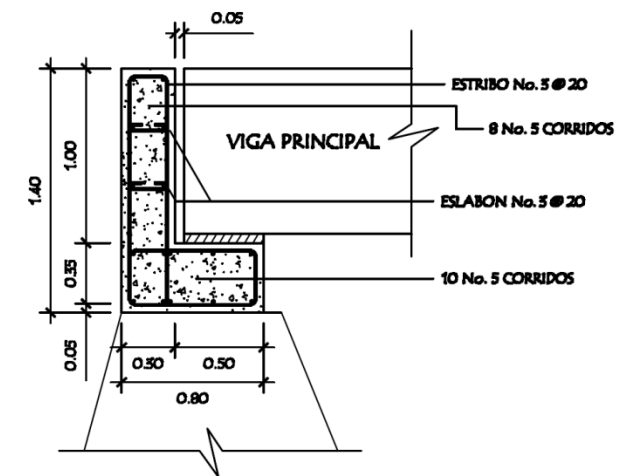
DETALLE DE REFUERZO DE VIGA DE APOYO + CORTINA
Escala: 1/20



SECCION F - F'
Escala: 1/20

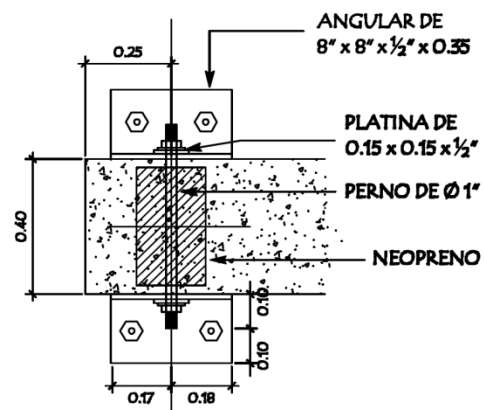


SECCION G - G'
Escala: 1/20

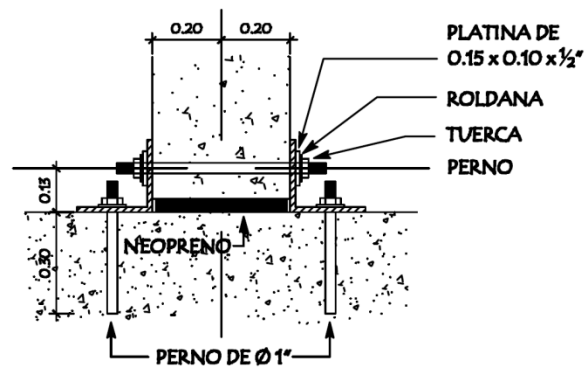


SECCION H - H'
Escala: 1/20

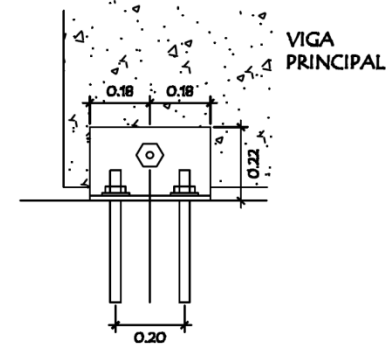
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
FACULTAD DE INGENIERIA			
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
PROYECTO:	DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN ISIDRO, SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ		
CONTENIDO:	DETALLE DE DIAFRAGMAS Y CORTINA + VIGA DE APOYO		
CALCULO Y DISEÑO:	ANGEL OLIVA	HORA:	4
REVISOR:	ANGEL OLIVA	ESCALA:	INDICADA
ING. JESUS JOSE RODRIGUEZ SERRANO AREA DE DISEÑO			FECHA: AGOSTO 2011



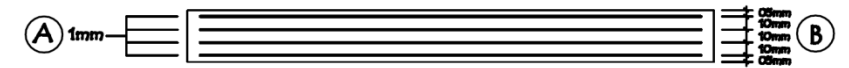
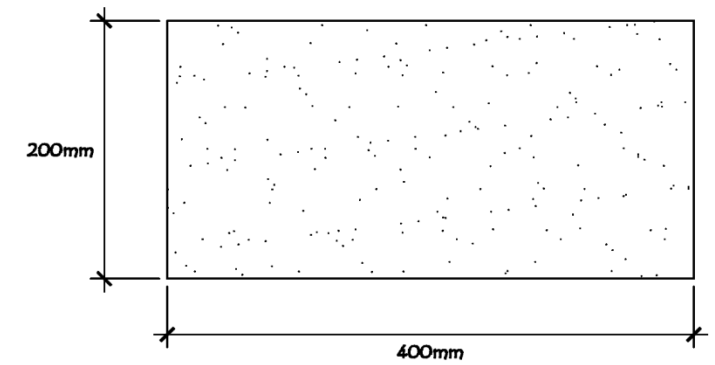
PLANTA APOYO DE VIGA
Escala: 1/10



SECCION APOYO DE VIGA
Escala: 1/10

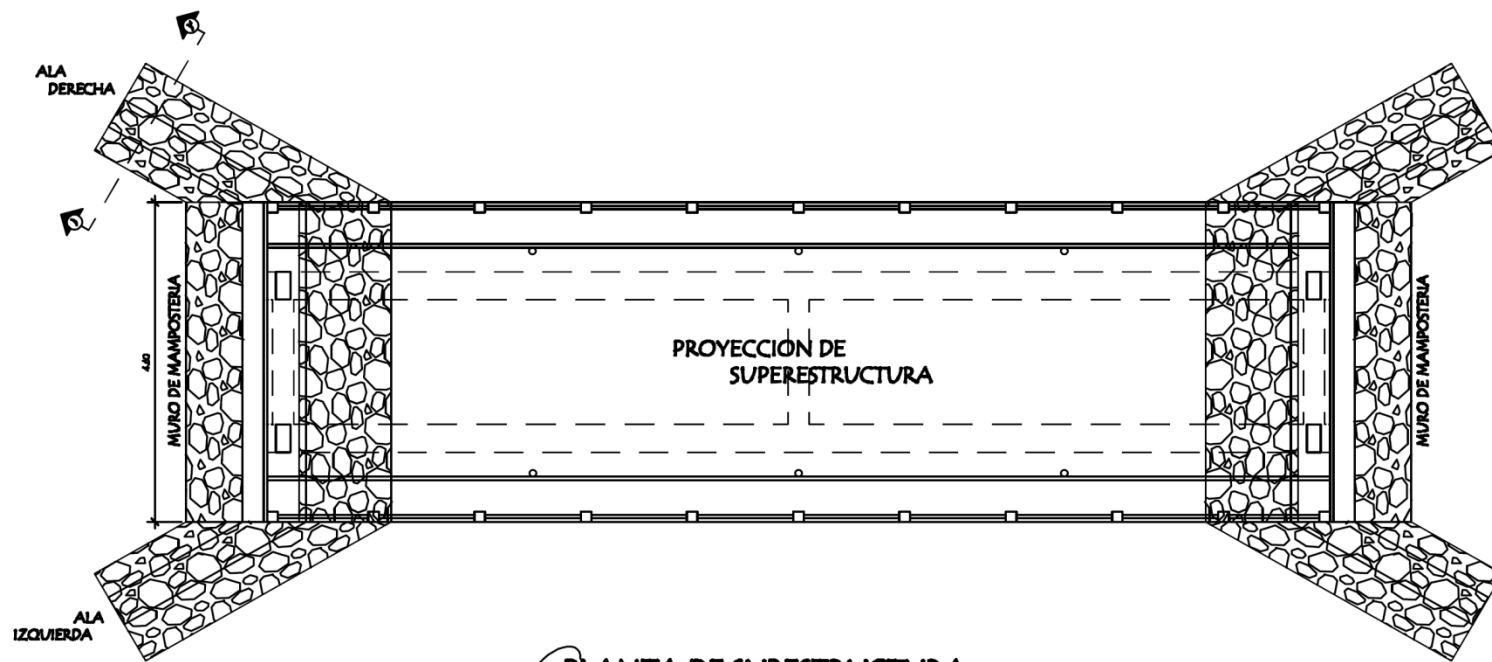


ALZADO APOYO DE VIGA
Escala: 1/10

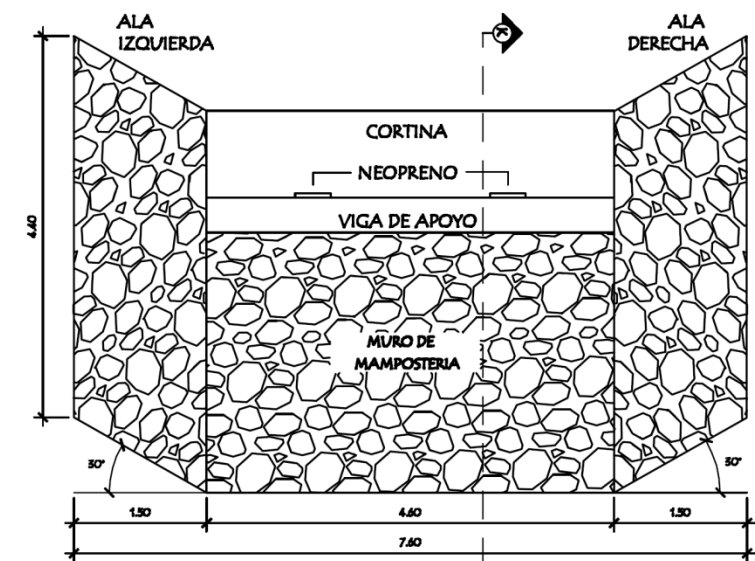


- A: 4 PLANCHAS DE ACERO DE 1mm.
- B: 3 PLANCHAS DE NEOPRENO DUREZA 60 DE 10mm.
- 2 PLANCHAS DE NEOPRENO DUREZA 60 DE 5mm.

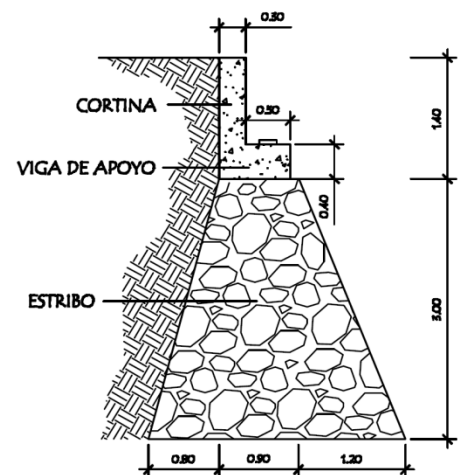
NEOPRENO REFORZADO
Escala: 1/2



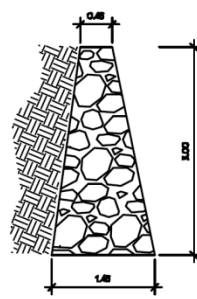
PLANTA DE SUBESTRUCTURA
Escala: 1/50



ELEVACION FRONTAL DE MURO
Escala: 1/50



SECCION K - K'
Escala: 1/50



SECCION J - J'
Escala: 1/50

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

PROYECTO: DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR
PARA LA ALDEA SAN ISIDRO, SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ

CONTENIDO: DETALLES DE MURO Y NEOPRENO REFORZADO

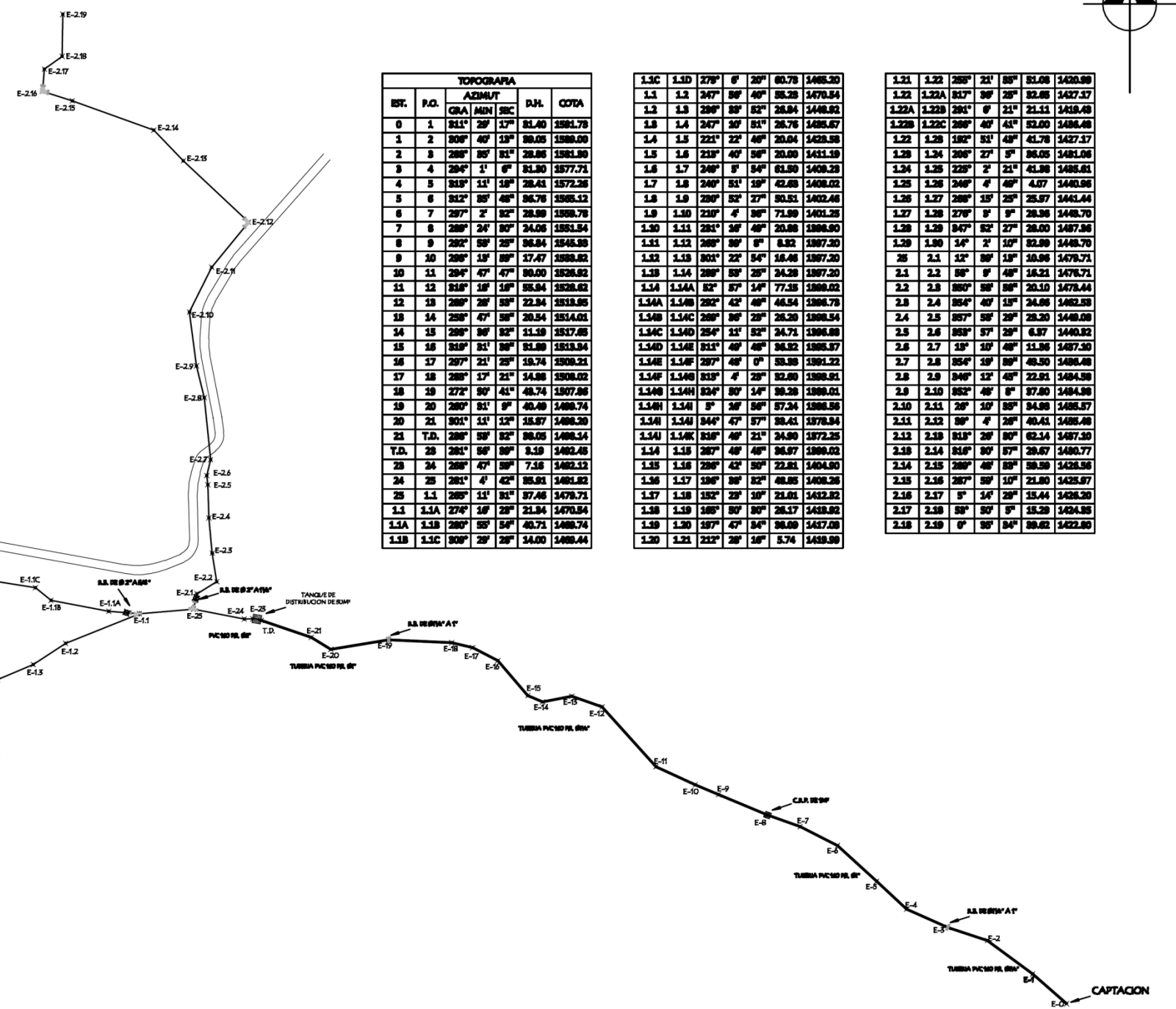
CALCULO Y DISEÑO:	ANGEL OLIVA	HORA	
TRABAJA:	ANGEL OLIVA	5	5
ESCALA: INDICADA		FECHA: AGOSTO 2011	



SIMBOLOGIA	
	ESTACION TOPOGRAFICA
	CASA, IGLESIA, ESCUELA
	CARRITERA
	TUBERIA DE DISTRIBUCION
	CODO A 90°
	CODO A 45°
	TBE
	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.)
	CAJA ROMPE PRESION (C.R.P.)

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

- POBLACION ACTUAL: 194 HABITANTES
- POBLACION FUTURA: 574 HABITANTES
- NUMERO DE CONEXIONES DOMICILIARES: 88
- LINEA DE CONDUCCION POR GRAVEDAD.
- PERIODO DE DISEÑO 21 AÑOS, CONSIDERANDO 1 AÑO DE TRAMITES Y 20 DE FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA.
- DOTACION DE 120 LITROS POR HABITANTE POR DIA.
- FACTOR DE DIA MAXIMO: 1.5
- FACTOR DE HORA MAXIMO: 2.5
- PRESION MINIMA DE 7 METROS COLUMNA DE AGUA.
- PRESION MAXIMA DE 40 METROS COLUMNA DE AGUA.
- PERIODO DE DISEÑO PARA EL TANQUE DE DISTRIBUCION: 21 AÑOS.
- VELOCIDAD MINIMA DEL AGUA DENTRO DE LA TUBERIA: 0.40m/s
- VELOCIDAD MAXIMA DEL AGUA DENTRO DE LA TUBERIA: 5.00m/s PARA LINEA DE CONDUCCION Y 2.00m/s PARA RED DE DISTRIBUCION.
- TODA LA TUBERIA PVC A UTILIZAR ES DE MOPSI A EXCEPCION DE LA TUBERIA INDICADA.
- LOS ACCESORIOS PVC PARA TUBERIA DE MOPSI DEBEN SER CEDIJA 40 Y LOS ACCESORIOS PVC PARA TUBERIA DE 250PSI Y 80PSI DEBEN SER CEDIJA 60.
- LA TUBERIA QUE VA HACIA CONEXIONES DOMICILIARES DEBERA LLEVAR UN REDUCIDOR BUSHING DE Ø VARIABLE A Ø/2".



TOPOGRAFIA				
EST.	P.O.	GRA	MIN	SEC
0	1	81.1°	28'	17"
1	2	80°	40'	18"
2	3	288°	58'	51"
3	4	284°	1'	0"
4	5	818°	11'	18"
5	6	812°	38'	48"
6	7	287°	2'	52"
7	8	288°	24'	30"
8	9	282°	58'	28"
9	10	288°	18'	58"
10	11	294°	47'	47"
11	12	818°	18'	18"
12	13	288°	28'	58"
13	14	288°	47'	58"
14	15	288°	38'	52"
15	16	818°	81'	58"
16	17	287°	21'	28"
17	18	288°	17'	21"
18	19	272°	30'	41"
19	20	280°	81'	8'
20	21	301°	11'	12"
21	T.D.	288°	58'	52"
T.D.	22	281°	58'	58"
22	23	288°	47'	58"
23	24	281°	4'	42"
24	25	288°	11'	81"
25	1.1	274°	18'	28"
1.1A	1.1B	288°	58'	54"
1.1B	1.1C	808°	28'	28"

1.1C	1.1D	278°	8'	20"
1.1	1.2	247°	88'	40"
1.2	1.3	288°	88'	52"
1.3	1.4	247°	30'	81"
1.4	1.5	221°	22'	48"
1.5	1.6	218°	40'	58"
1.6	1.7	248°	8'	84"
1.7	1.8	248°	51'	18"
1.8	1.9	288°	52'	27"
1.9	1.10	218°	4'	88"
1.10	1.11	281°	38'	48"
1.11	1.12	288°	88'	8'
1.12	1.13	303°	22'	54"
1.13	1.14	288°	58'	28"
1.14	1.14A	82°	87'	14"
1.14A	1.14B	282°	42'	48"
1.14B	1.14C	288°	88'	28"
1.14C	1.14D	284°	11'	52"
1.14D	1.14E	811°	48'	48"
1.14E	1.14F	287°	48'	0"
1.14F	1.14G	818°	4'	28"
1.14G	1.14H	824°	88'	14"
1.14H	1.14I	8'	28'	58"
1.14I	1.14J	844°	47'	57"
1.14J	1.14K	818°	48'	21"
1.14	1.15	287°	48'	48"
1.15	1.16	288°	42'	80"
1.16	1.17	188°	88'	52"
1.17	1.18	182°	28'	10"
1.18	1.19	188°	80'	80"
1.19	1.20	187°	47'	84"
1.20	1.21	212°	28'	18"

1.21	1.22	288°	21'	88"
1.22	1.22A	817°	88'	28"
1.22A	1.22B	281°	8'	21"
1.22B	1.22C	288°	48'	41"
1.22C	1.22D	182°	51'	48"
1.22D	1.22E	288°	27'	5'
1.22E	1.22F	228°	2'	21"
1.22F	1.22G	248°	4'	48"
1.22G	1.22H	288°	18'	28"
1.22H	1.22I	278°	8'	8'
1.22I	1.22J	847°	52'	27"
1.22J	1.22K	180°	14'	2'
1.22K	1.22L	88°	8'	18"
1.22L	1.22M	880°	58'	88"
1.22M	1.22N	854°	48'	18"
1.22N	1.22O	857°	88'	28"
1.22O	1.22P	858°	57'	28"
1.22P	1.22Q	18°	10'	48"
1.22Q	1.22R	88°	8'	48"
1.22R	1.22S	854°	18'	88"
1.22S	1.22T	857°	18'	88"
1.22T	1.22U	858°	12'	48"
1.22U	1.22V	858°	12'	48"
1.22V	1.22W	858°	48'	8'
1.22W	1.22X	28°	10'	88"
1.22X	1.22Y	88°	4'	28"
1.22Y	1.22Z	818°	28'	80"
1.22Z	1.23	818°	28'	80"
1.23	1.23A	818°	80'	87"
1.23A	1.23B	288°	48'	88"
1.23B	1.23C	288°	48'	88"
1.23C	1.23D	287°	88'	10"
1.23D	1.23E	287°	5'	14"
1.23E	1.23F	88°	80'	8'
1.23F	1.23G	8°	88'	84"

PLANTA GENERAL DE LINEA DE CONDUCCION Y RED DE DISTRIBUCION Escala 1/2000

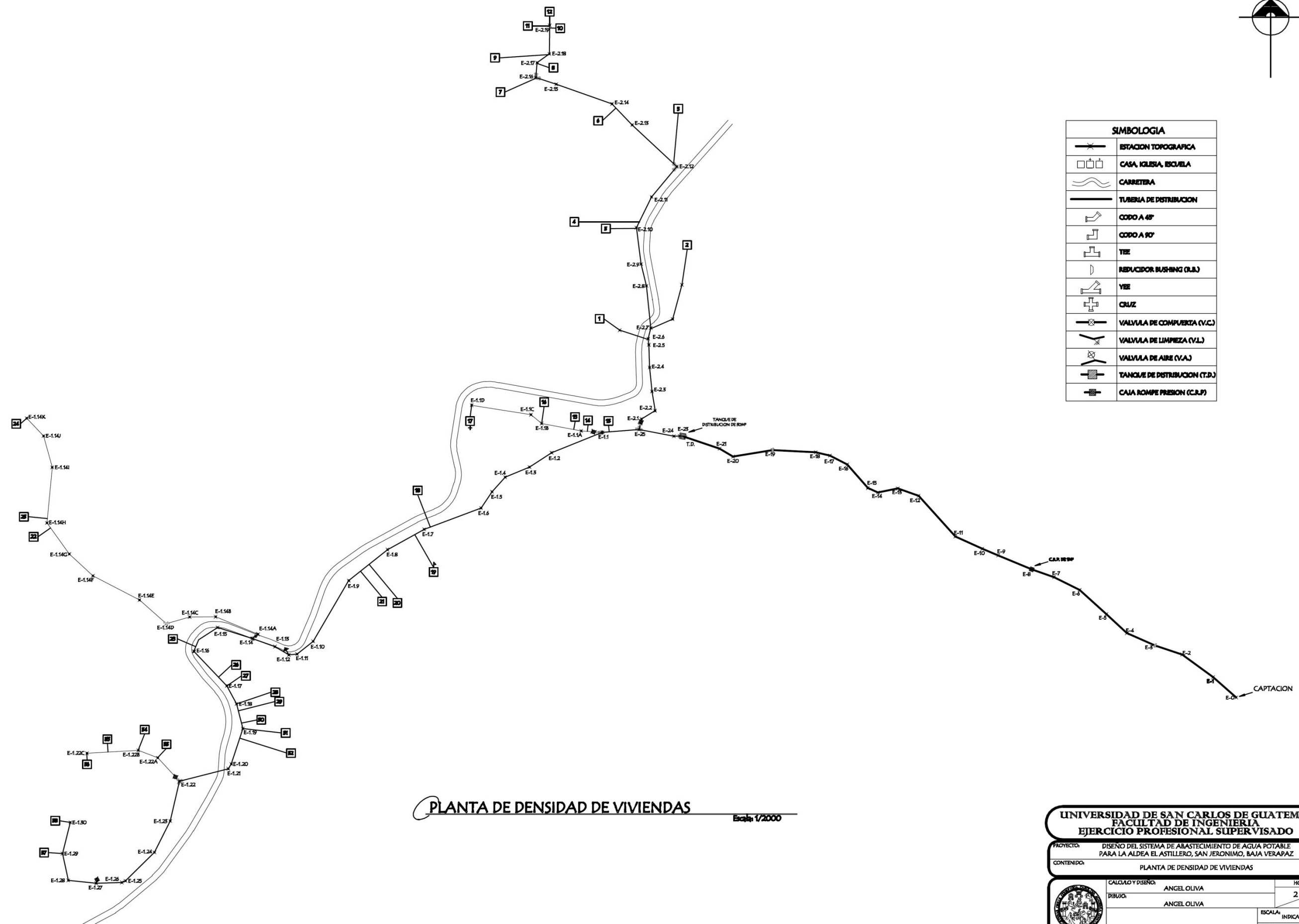
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL ASTILLERO, SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ

CONTENIDO: PLANTA GENERAL DE LINEA DE CONDUCCION Y RED DE DISTRIBUCION

CALCULO Y DISEÑO:	ANGEL OLIVA	HOJA	1
DIBUJO:	ANGEL OLIVA		10
		ESCALA:	INDICADA
		FECHA:	AGOSTO 2011

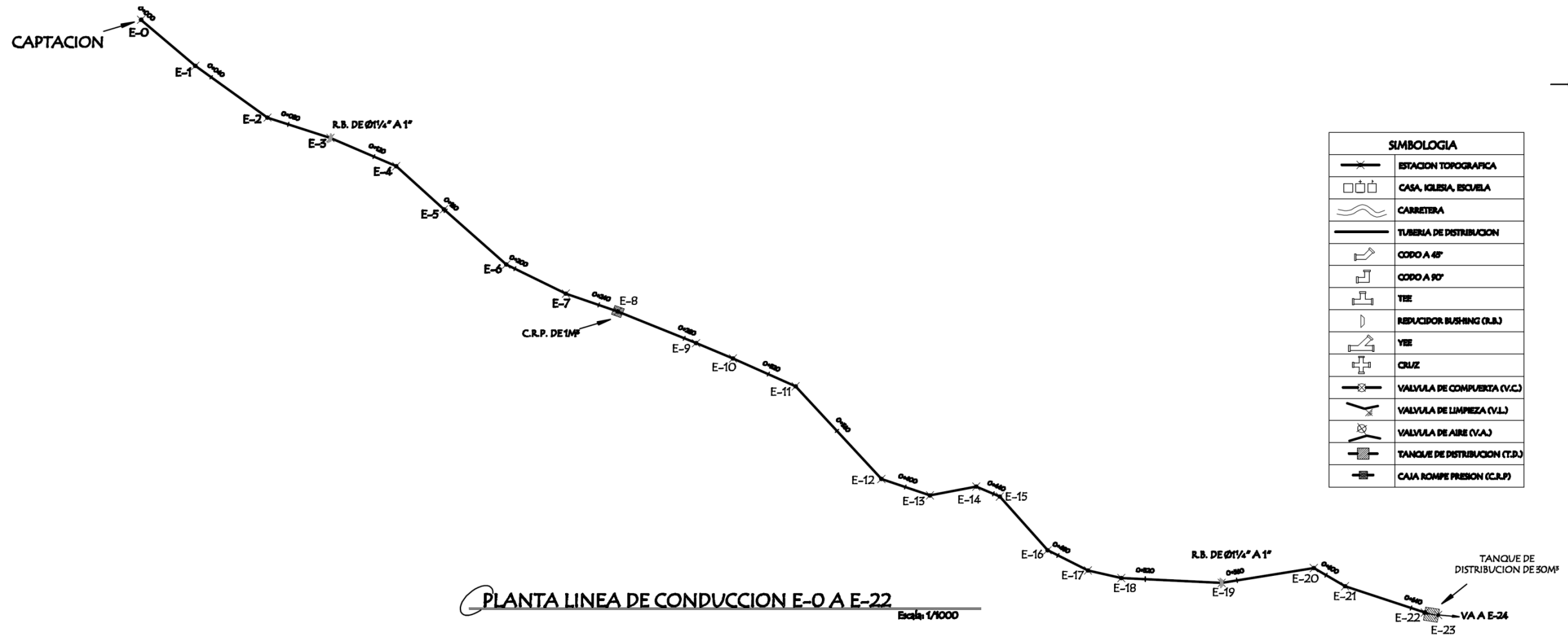
ING. SILVIO JOSE RODRIGUEZ SERRANO
 ASESOR DE EPS



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.)
	CAJA ROMPE PRESION (C.R.P.)

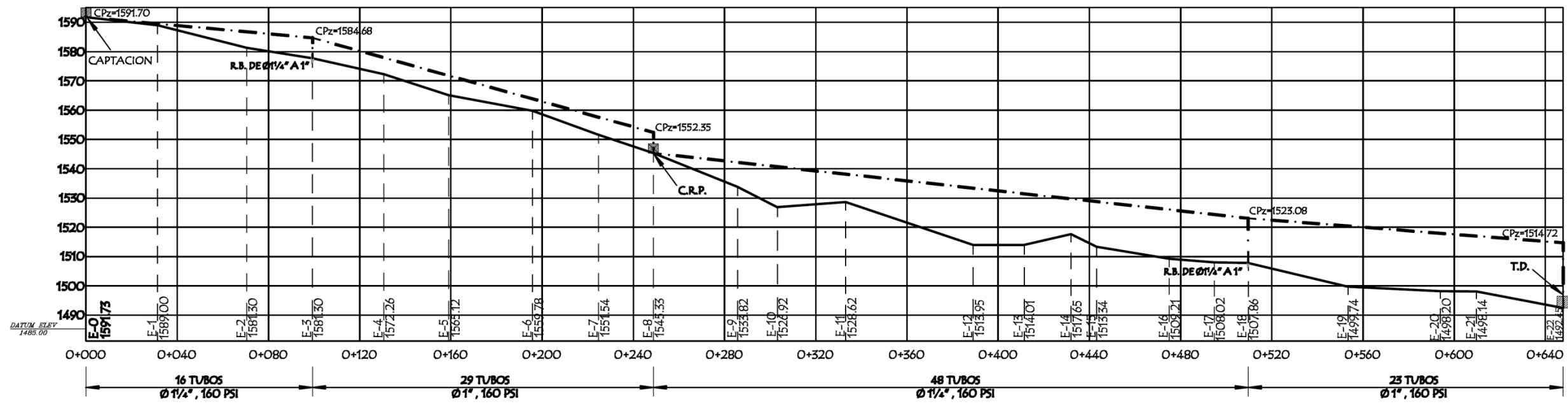
PLANTA DE DENSIDAD DE VIVIENDAS Escala: 1/2000

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO:	DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL ASTILLERO, SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ	
CONTENIDO:	PLANTA DE DENSIDAD DE VIVIENDAS	
	CALCULO Y DISEÑO: ANGELO OLIVA	HOJA 2 10
	DIBUJO: ANGELO OLIVA	ESCALA: INDICADA
ING. SEBASTIAN JOSÉ RODRÍGUEZ SERRANO ASISTENTE DE EPS		FECHA: AGOSTO 2011



PLANTA LINEA DE CONDUCCION E-0 A E-22

Escala: 1/1000



PERFIL LINEA DE CONDUCCION E-0 A E-22

Escala: 1/1000

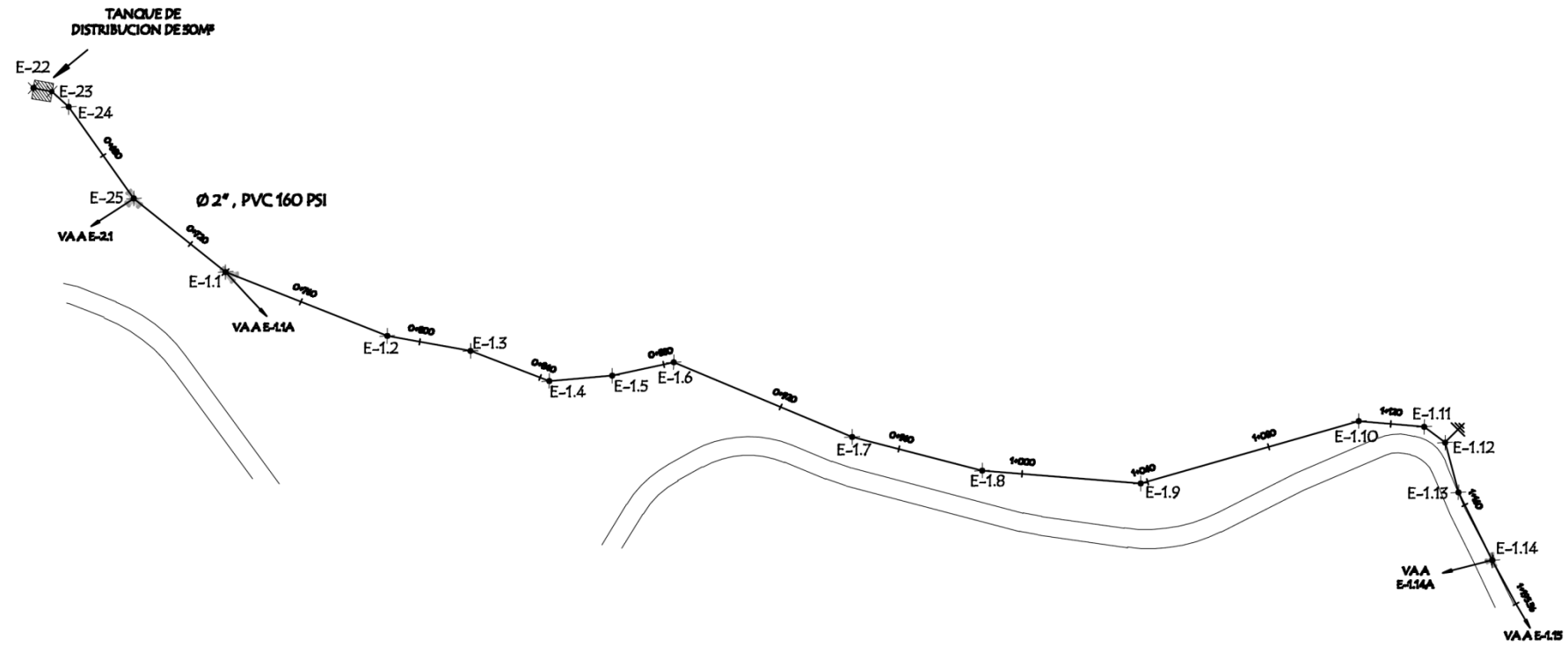
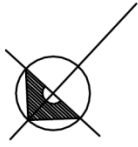
SIMBOLOGIA	
	ESTACION TOPOGRAFICA
	CASA, IGLESIA, ESCUELA
	CARRERA
	TUBERIA DE DISTRIBUCION
	CODO A 45°
	CODO A 90°
	TEE
	REDUCIDOR BUSHING (R.B.)
	VALVE
	CRUZ
	VALVULA DE COMPUERTA (V.C.)
	VALVULA DE LIMPIEZA (V.L.)
	VALVULA DE AIRE (V.A.)
	TANQUE DE DISTRIBUCION (T.D.)
	CAJA ROMPE PRESION (C.R.P.)

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

PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL ASTILLERO, SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ

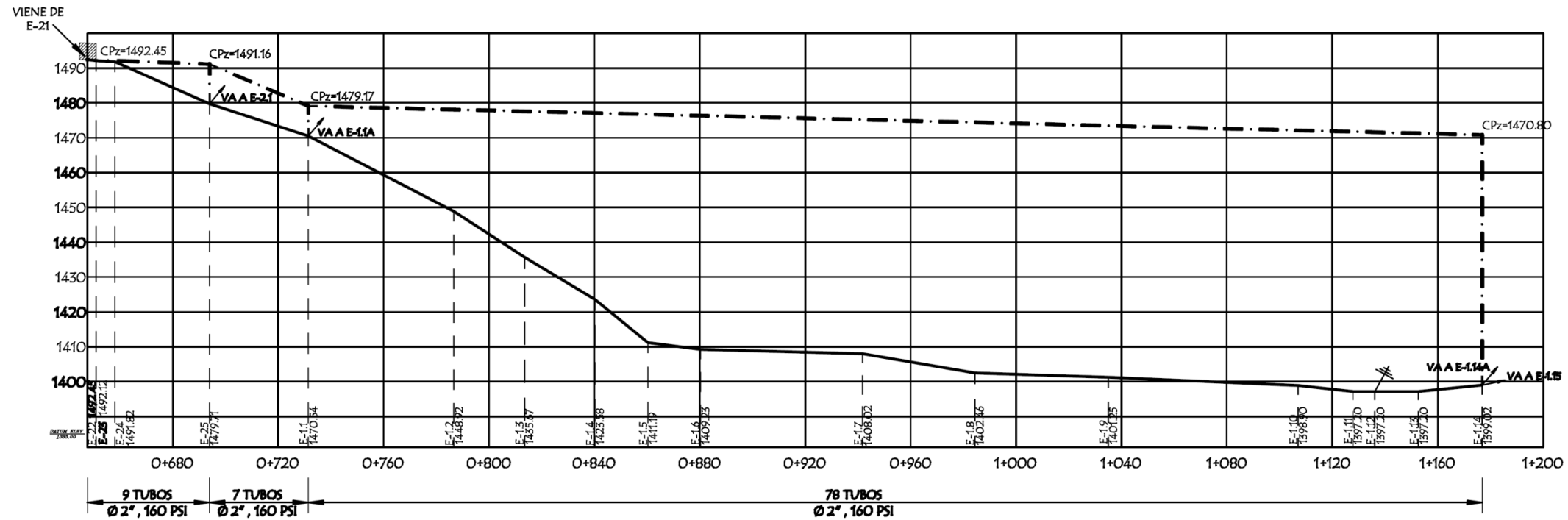
CONTENIDO: PLANTA-PERFIL DE LINEA DE CONDUCCION

CALCULO Y DISEÑO:	ANGEL OLIVA	HOJA	3
DIBUJO:	ANGEL OLIVA	ESCALA:	INDICADA
ING. SILVIO JOSE RODRIGUEZ SERRANO		FECHA:	AGOSTO 2011



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.)
	CAJA ROMPE PRESION (C.R.P.)

PLANTA LINEA DE DISTRIBUCION DE E-22 A E-1.14
Escala: 1/1000



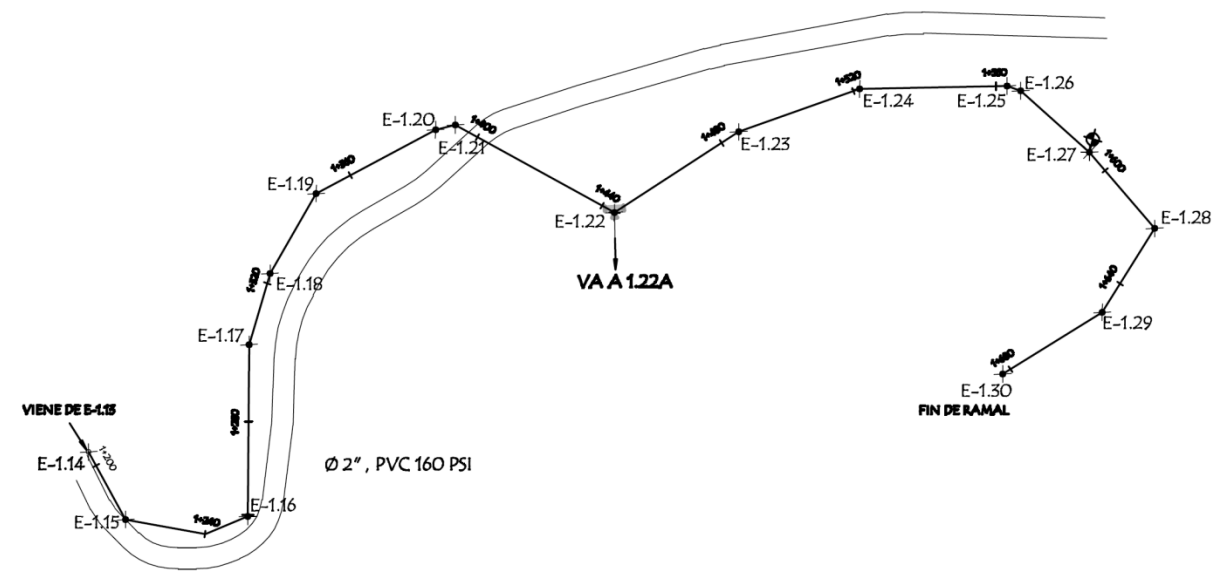
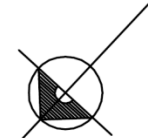
PERFIL LINEA DE DISTRIBUCION DE E-22 A E-1.14
Escala: 1/1000

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

PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL ASTILLERO, SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ

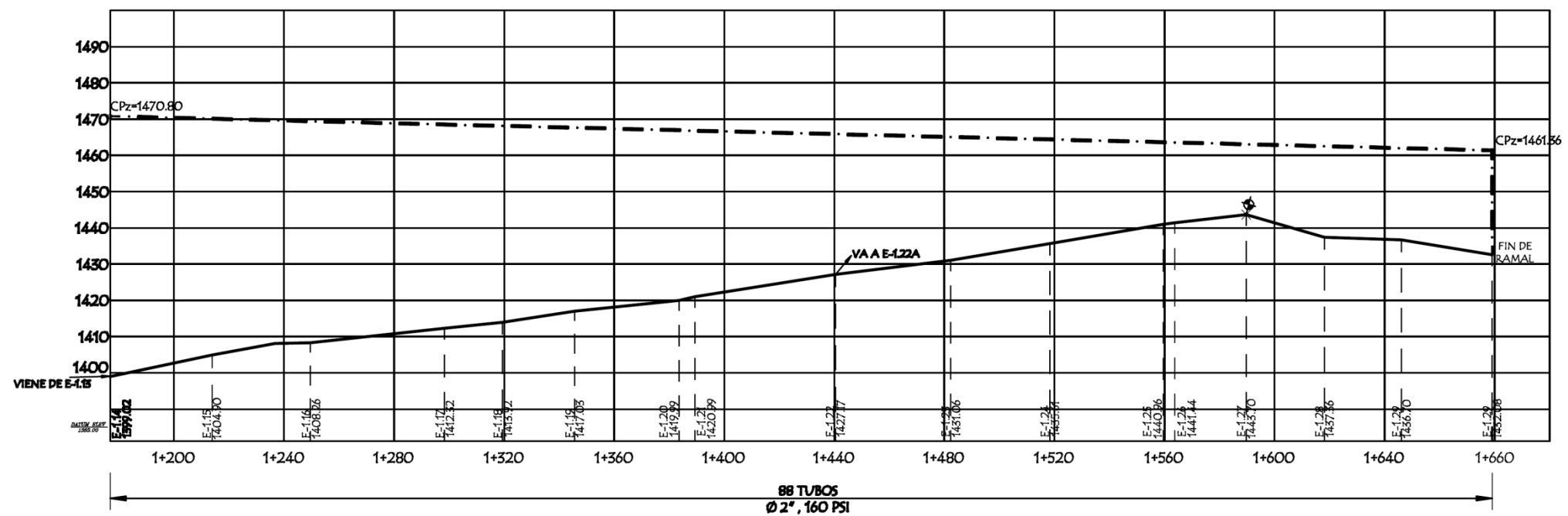
CONTENIDO: PLANTA-PERFIL DE LINEA DE DISTRIBUCION DE E-1.22 A E-1.14

CALCULO Y DISEÑO:	ANGEL OLIVA	HOJA	4
DIBUJO:	ANGEL OLIVA	ESCALA:	INDICADA
ING. SILVIO JOSE RODRIGUEZ SERRANO ARQUITECTO DE P.º		FECHA:	AGOSTO 2011



SIMBOLOGIA	
	ESTACION TOPOGRAFICA
	CASA, IGLESIA, ESCUELA
	CARRETERA
	TUBERIA DE DISTRIBUCION
	CODO A 45°
	CODO A 90°
	TEE
	REDUCIDOR BUSHING (R.B.)
	TEE
	CRUZ
	VALVULA DE COMPUERTA (V.C.)
	VALVULA DE LIMPIEZA (V.L.)
	VALVULA DE AIRE (V.A.)
	TANQUE DE DISTRIBUCION (T.D.)
	CAJA ROMPE PRESION (C.R.P.)

PLANTA LINEA DE DISTRIBUCION DE E-1.14 A E-1.30
Escala: 1/1000



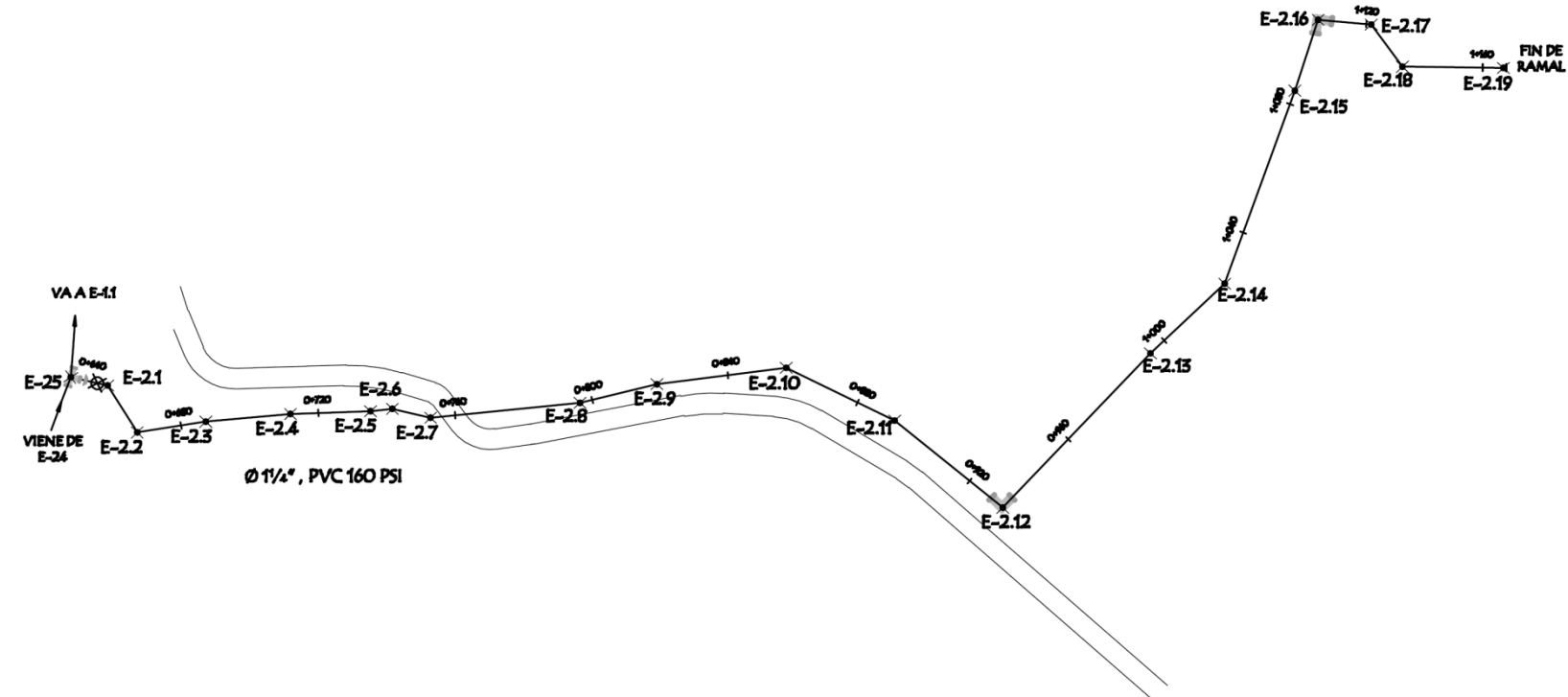
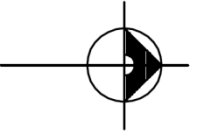
PERFIL LINEA DE DISTRIBUCION DE E-1.14 A E-1.30
Escala: 1/1000

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

PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL ASTILLERO, SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ

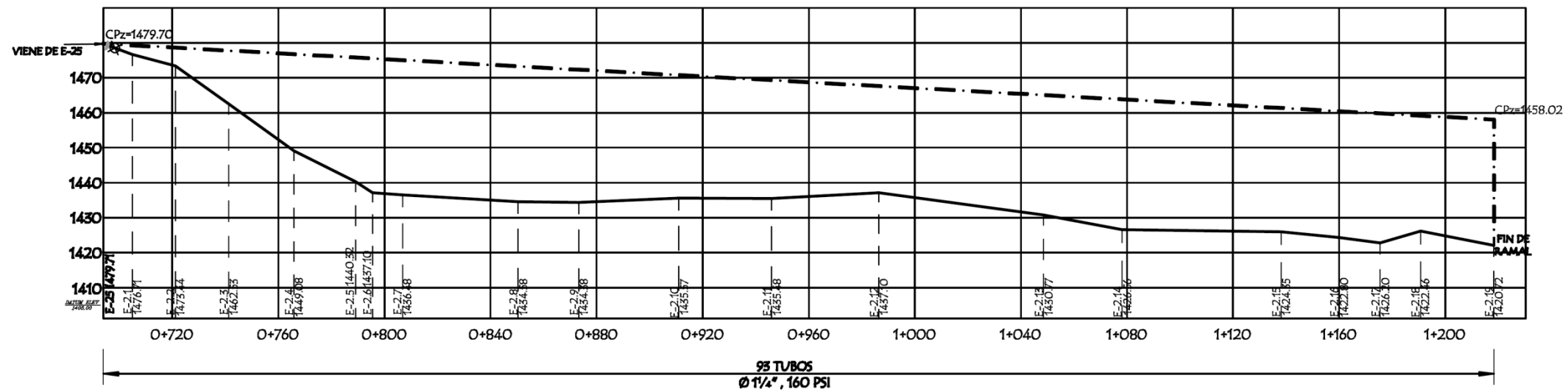
CONTENIDO: PLANTA-PERFIL DE LINEA DE DISTRIBUCION DE E-1.14 A E-1.30

CALCULO Y DISEÑO:	ANGEL OLIVA	H01A
DIBUJO:	ANGEL OLIVA	5
		ESCALA: INDICADA
ING. SELVIO JOSE RODRIGUEZ SERRANO ASOCIOS DE E.S.		FECHA: AGOSTO 2011



SIMBOLOGIA	
	ESTACION TOPOGRAFICA
	CASA, IGLESIA, ESCUELA
	CARRETERA
	TUBERIA DE DISTRIBUCION
	CODO A 45°
	CODO A 90°
	TEE
	REDUCIDOR BUSHING (R.B.)
	CRUZ
	VALVULA DE COMPUERTA (V.C.)
	VALVULA DE LIMPIEZA (V.L.)
	VALVULA DE AIRE (V.A.)
	TANQUE DE DISTRIBUCION (T.D.)
	CAJA ROMPE PRESION (C.R.P.)

PLANTA LINEA DE DISTRIBUCION DE E-25 A E-2.19
Escala: 1/1000



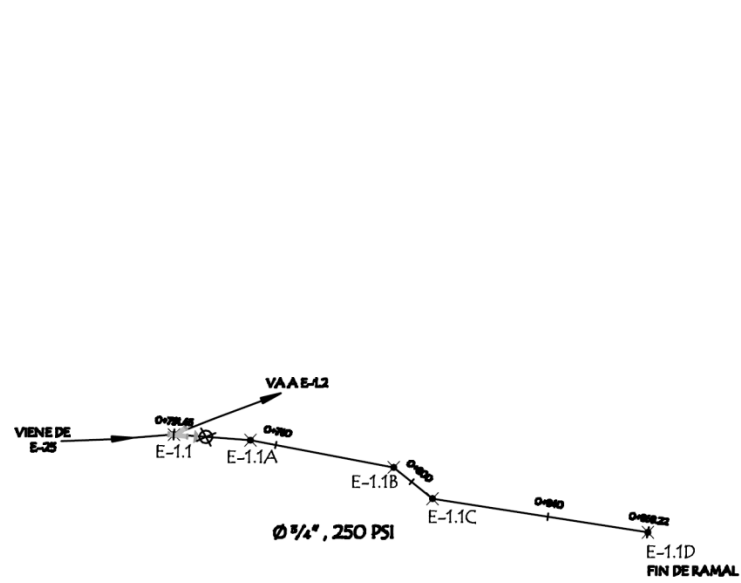
PERFIL LINEA DE DISTRIBUCION DE E-25 A E-2.19
Escala: 1/1000

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

PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL ASTILLERO, SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ

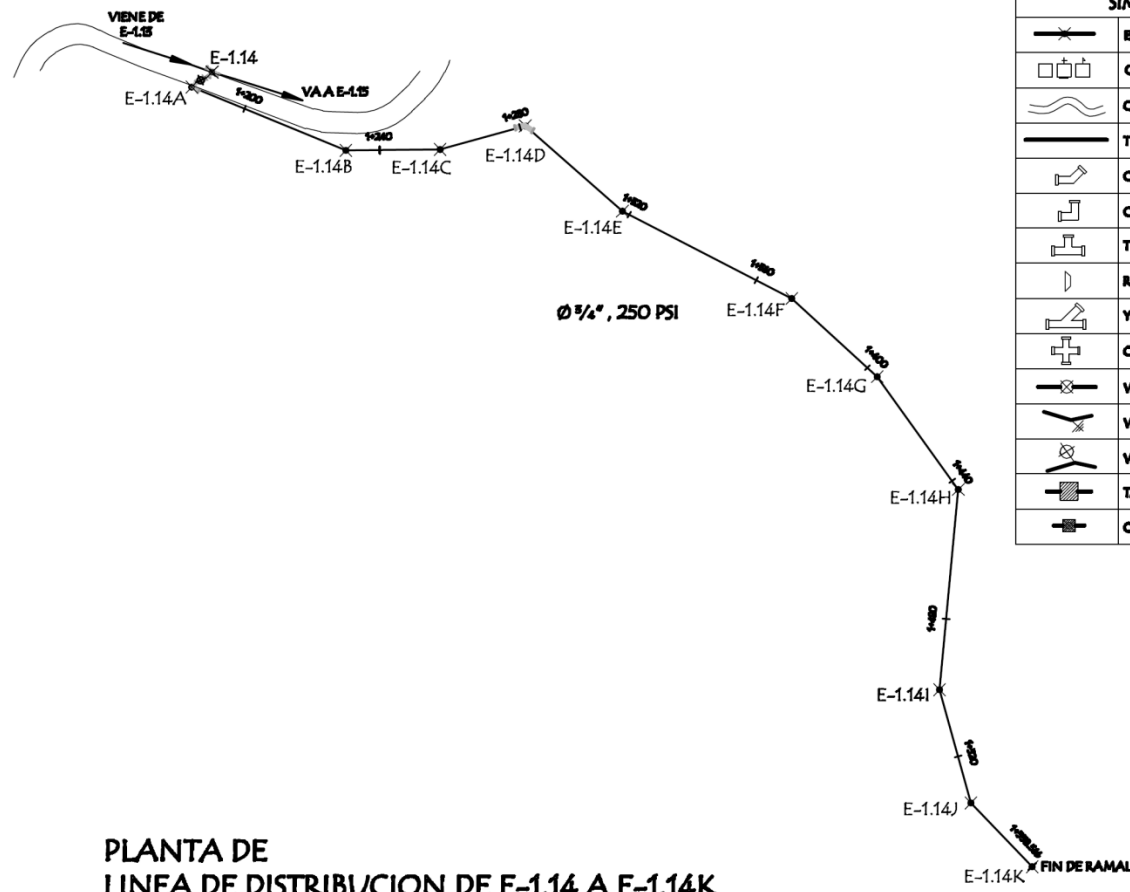
CONTENIDO: PLANTA-PERFIL DE LINEA DE DISTRIBUCION DE E-25 A E-2.19

CALCULO Y DISEÑO:	ANGEL OLIVA	HOJA:	6
DIBUJO:	ANGEL OLIVA	ESCALA:	INDICADA
ING. SILVIO JOSE RODRIGUEZ SERRANO ASESOR DE EPS		FECHA:	AGOSTO 2011



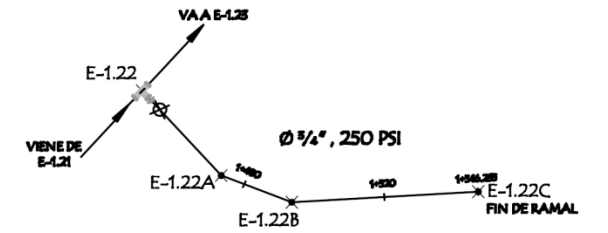
PLANTA DE LINEA DE DISTRIBUCION DE E-1.1 A E-1.1D

Escala: 1/1000



PLANTA DE LINEA DE DISTRIBUCION DE E-1.14 A E-1.14K

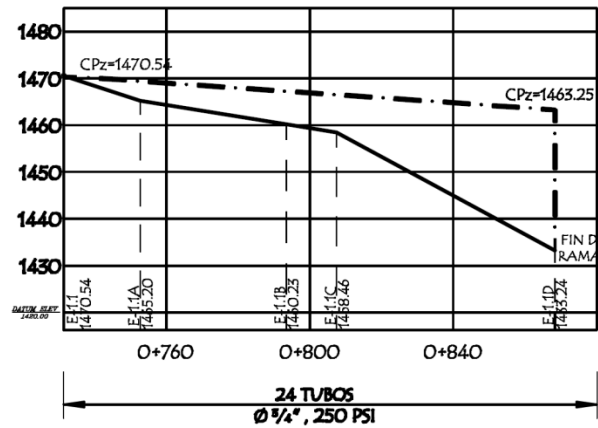
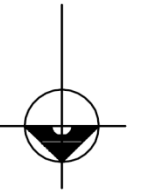
Escala: 1/1000



PLANTA DE LINEA DE DISTRIBUCION DE E-1.22 A E-1.22C

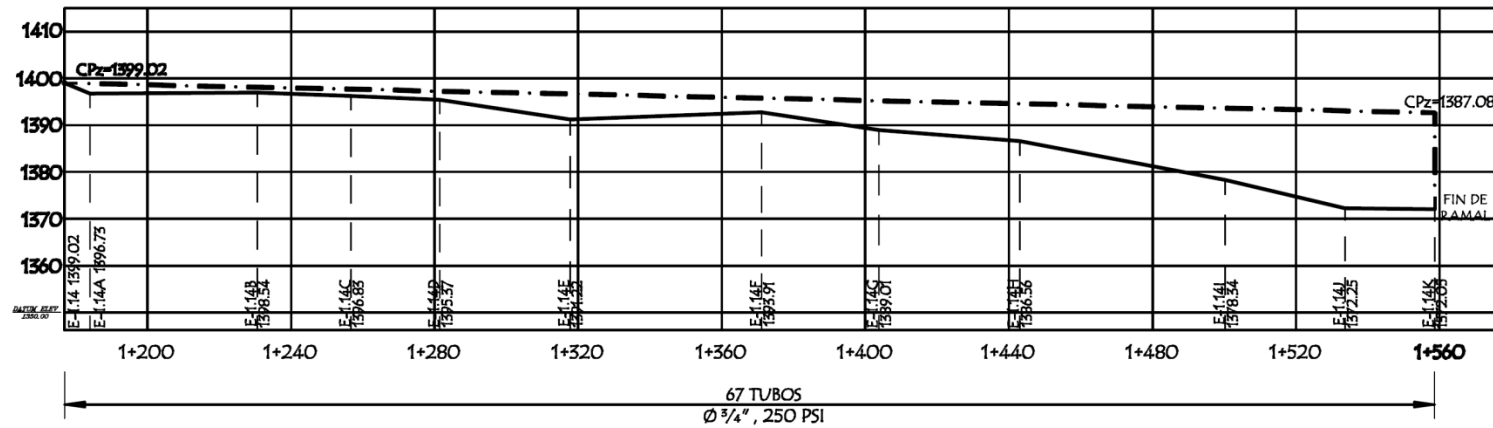
Escala: 1/1000

SIMBOLOGIA	
	ESTACION TOPOGRAFICA
	CASA, IGLESIA, ESCUELA
	CARRERA
	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.)
	CAJA ROMPE PRESION (C.R.P.)



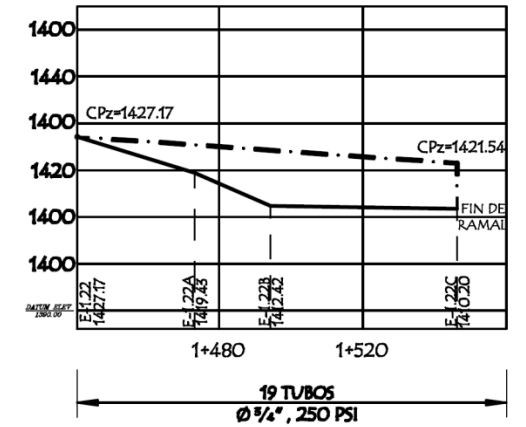
PERFIL DE LINEA DE DISTRIBUCION DE E-1.1 A E-1.1D

Escala: 1/1000



PERFIL DE LINEA DE DISTRIBUCION DE E-1.14 A E-1.14K

Escala: 1/1000



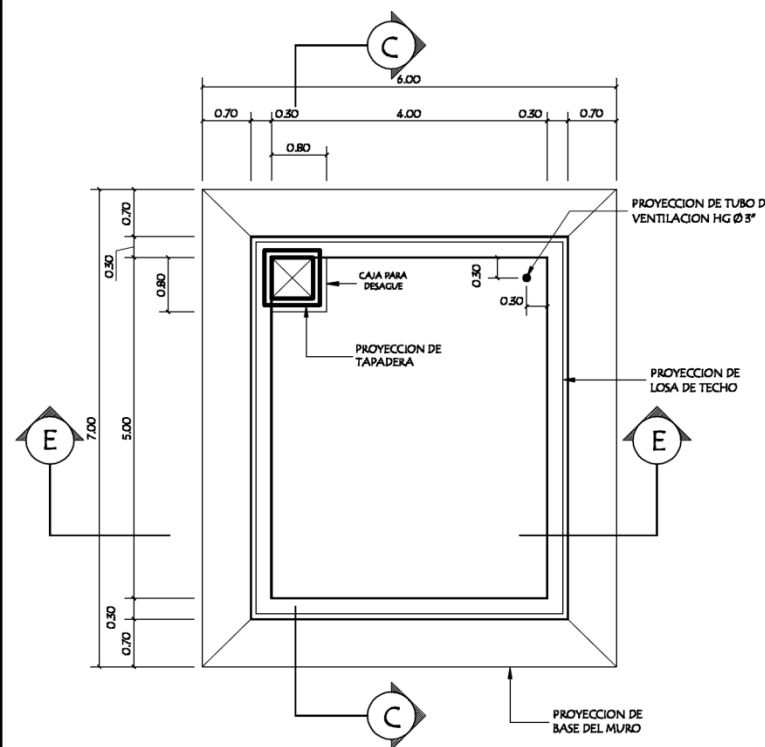
PERFIL DE LINEA DE DISTRIBUCION DE E-1.22 A E-1.22C

Escala: 1/1000

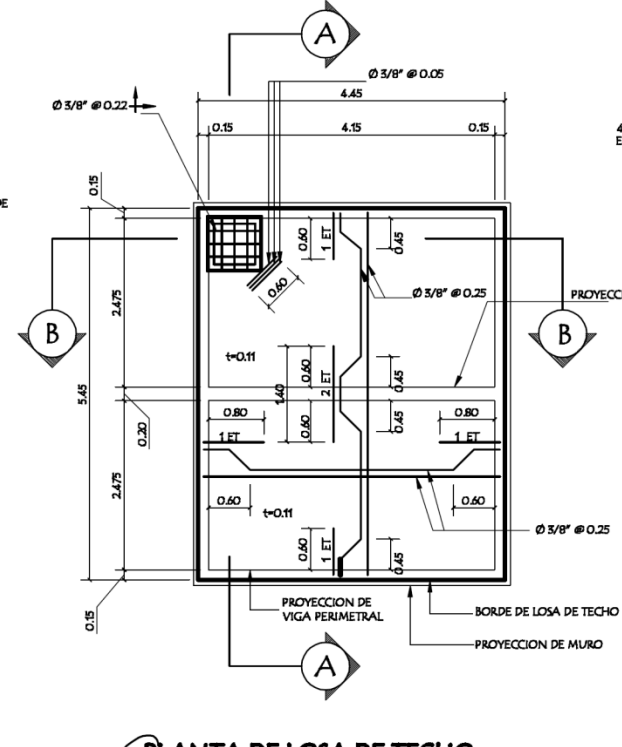
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL ASTILLERO, SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ
CONTENIDO: PLANTA-PERFIL DE LINEA DE DISTRIBUCION DE EST. 1.1 A 1.1D, 1.14 A 1.14K, 1.22 A 1.22C

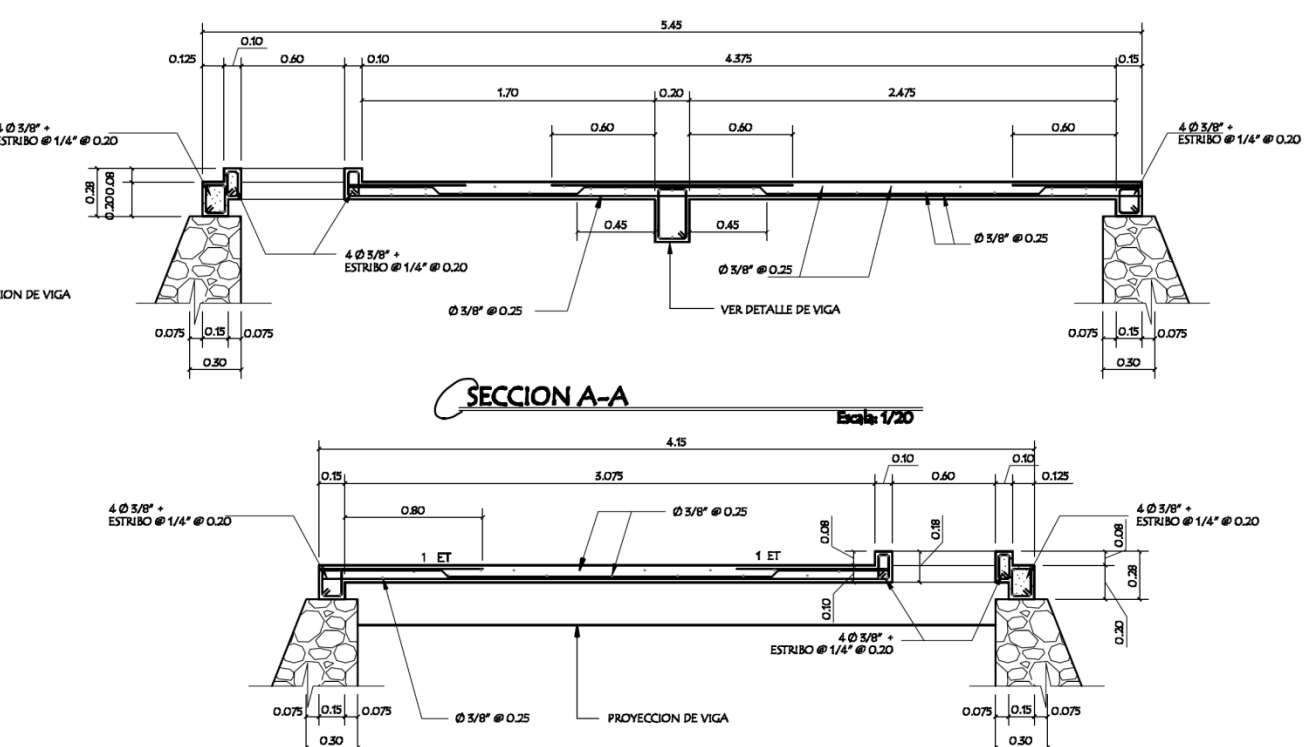
	CALCULO Y DISEÑO: ANGEL OLIVA	HOJA
	DIBUJO: ANGEL OLIVA	7
		ESCALA: INDICADA
ING. SILVO JOSE RODRIGUEZ GERRANO ABO. DE P.S.		FECHA: AGOSTO 2011



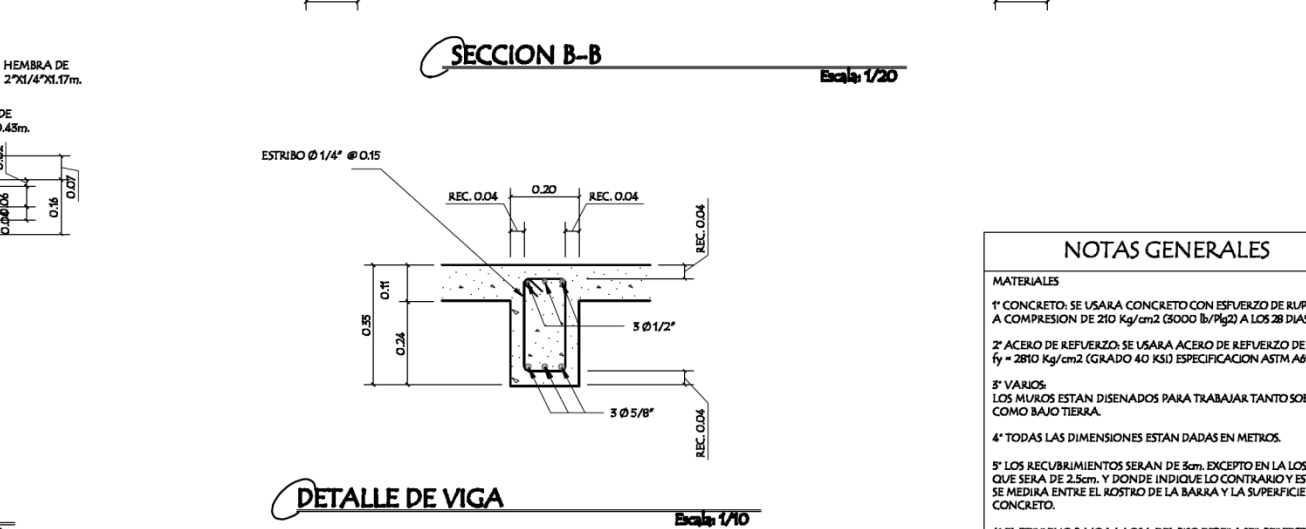
PLANTA DEL TANQUE Escala: 1/50



PLANTA DE LOSA DE TECHO Escala: 1/50

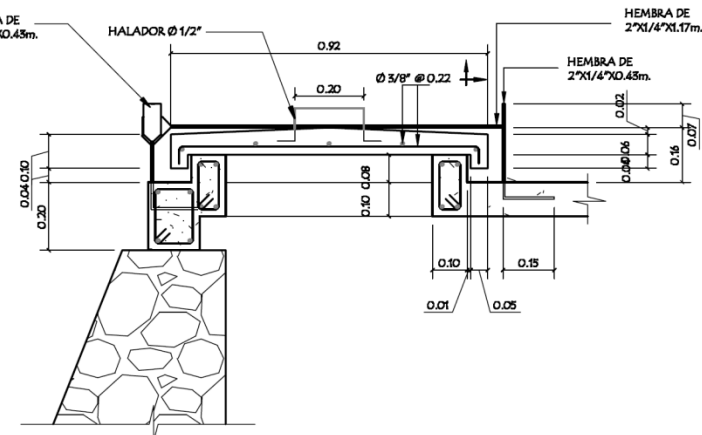


SECCION A-A Escala: 1/20

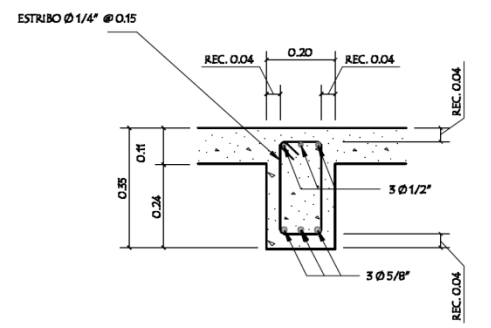


SECCION B-B Escala: 1/20

LISTA DE MATERIALES		
DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD
CEMENTO	208	kgos
PIEDRIN	2.50	m ³
PIEDRA	31.00	m ³
ARENA DE RIO	31.00	m ³
TABLA DE PINO RUSTICA 1"x12"x10"	30	U
PARALES DE 3"x4"x8"	25	U
CLAVO DE 3"	30	lbs
ALAMBRE DE AMARRE	30	lbs
HIERRO DE 1/4"	15	var
HIERRO DE 3/8"	60	var
HIERRO DE 1/2"	3	var
HIERRO DE 3/8"	3	var
HEMBRA DE 2" X 1/4"	2	m

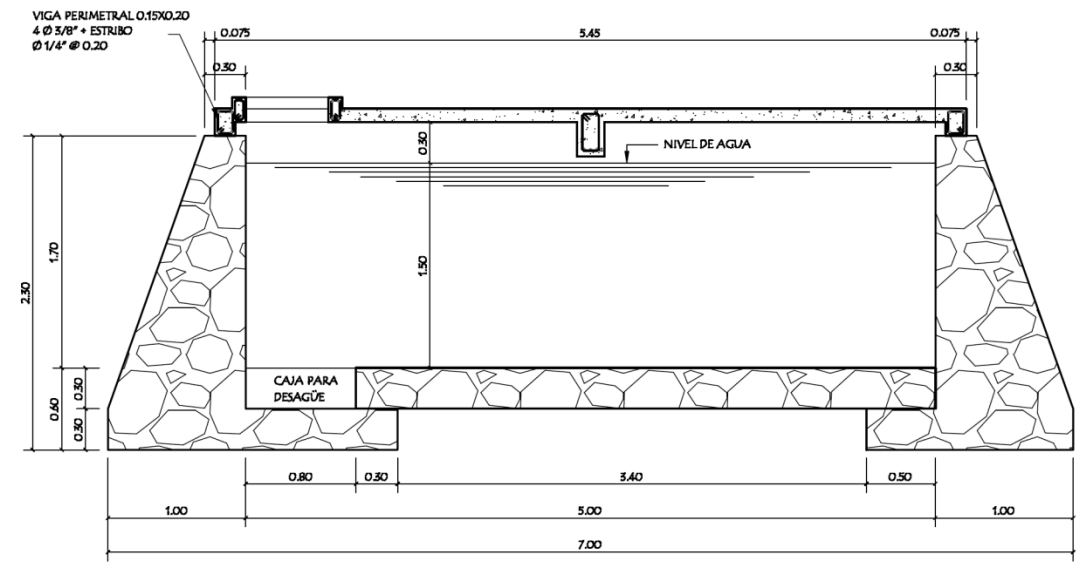


DETALLE DE TAPADERA Escala: 1/10

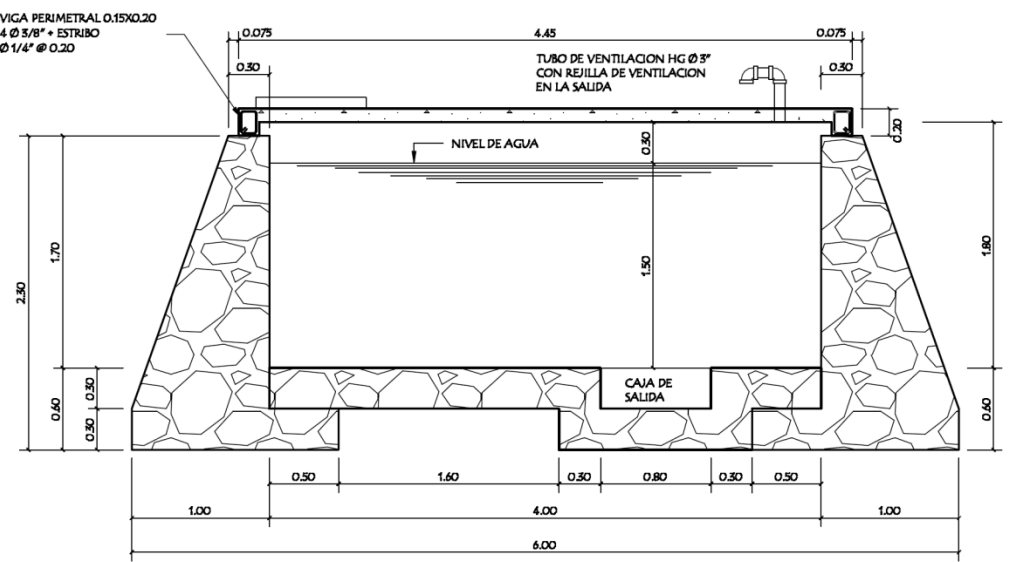


DETALLE DE VIGA Escala: 1/10

- NOTAS GENERALES**
- MATERIALES
- 1° CONCRETO: SE USARA CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 210 Kg/cm² (5000 lb/ft²) A LOS 28 DIAS
 - 2° ACERO DE REFUERZO: SE USARA ACERO DE REFUERZO DE fy = 2810 Kg/cm² (GRADO 40 KSI) ESPECIFICACION ASTM A615
 - 3° VARIOS: LOS MUROS ESTAN DISENADOS PARA TRABAJAR TANTO SOBRE COMO BAJO TIERRA.
 - 4° TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS.
 - 5° LOS RECUBRIMIENTOS SERAN DE 5cm. EXCEPTO EN LA LOSA QUE SERA DE 2.5cm. Y DONDE INDIQUE LO CONTRARIO Y ESTE SE MEDIRA ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DE CONCRETO.
 - 6° EL TERRENO BAJO LA LOSA DEL PISO DEBERA SER PERFECTAMENTE APISONADO.
 - 7° LA LOSA DEL TECHO DEBERA TENER UNA PENDIENTE DE 1% HACIA LOS LADOS.
 - 8° LOS MUROS DE PIEDRA DEBERAN IMPERMEABILIZARSE EN SUS CARAS INTERIORES POR MEDIO DE UNA CAPA DE SABIETA DE CEMENTO ARENA PROPORCION (1:2), DEBIDAMENTE ALISADA.
 - 9° LA SUPERFICIE DE LAS LOSAS DE CONCRETO DEBERAN QUEDAR CERNIDAS CON CEMENTO ARENA.
 - 10° LOS MUROS DEL TANQUE SERAN DE MAMPOSTERIA: 6" DE PIEDRA BOLA 25% SABIETA-CEMENTO-ARENA 1:2
 - 11° EL RECUBRIMIENTO EN LA LOSA SERA DE 2.5cm.



SECCION C-C Escala: 1/25



SECCION E-E Escala: 1/25

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

PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL ASTILLERO, SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ

CONTENIDO: TANQUE DE DISTRIBUCION DE 30M³

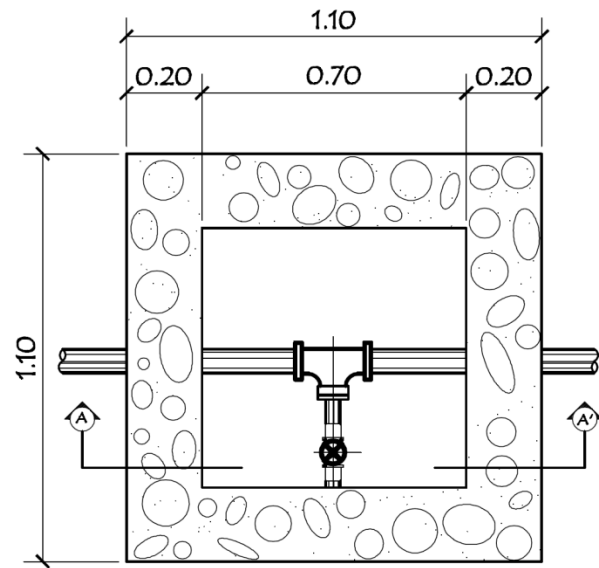
CALCULO Y DISEÑO: ANGEL OLIVA

HOJA: 8 / 10

ESCALA: INDICADA

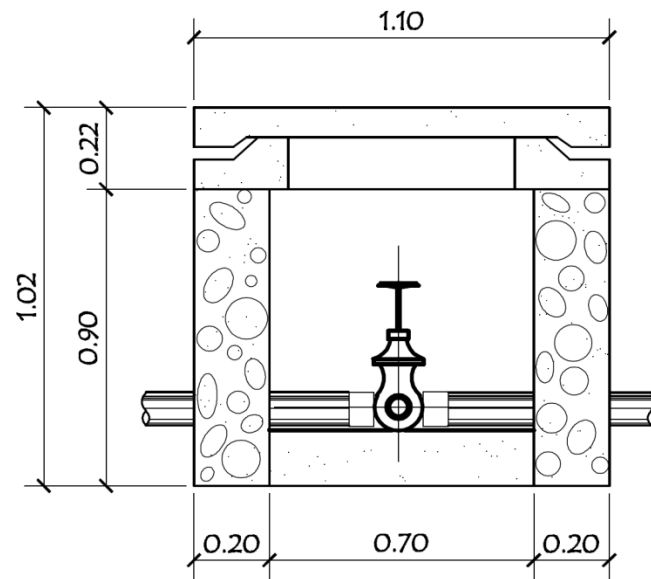
FECHA: AGOSTO 2011

ING. SILVIO JOSE RODRIGUEZ SERRANO
 ASISTENTE DE EPS



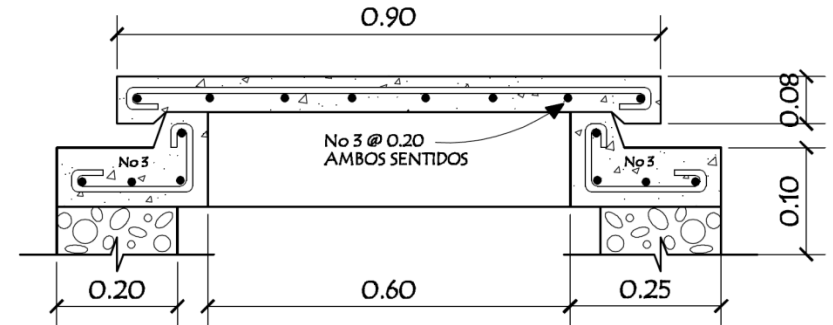
PLANTA DE CAJA DE VALVULAS

Escala: 1/10



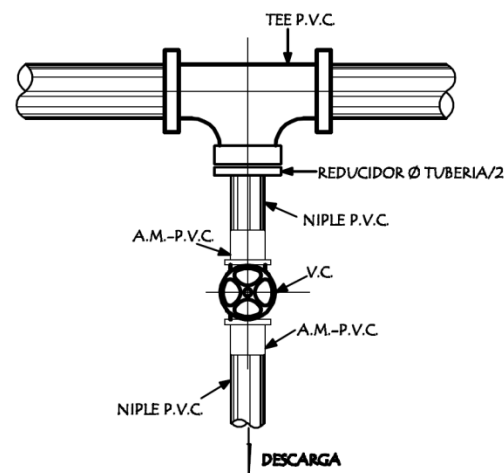
CORTE A-A'

Escala: 1/10



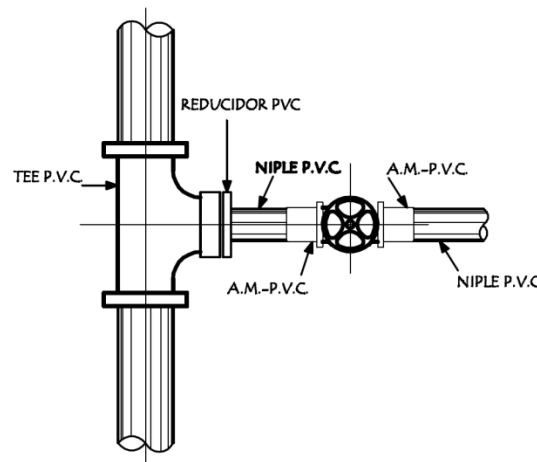
DETALLE DE TAPADERA

Escala: 1/10



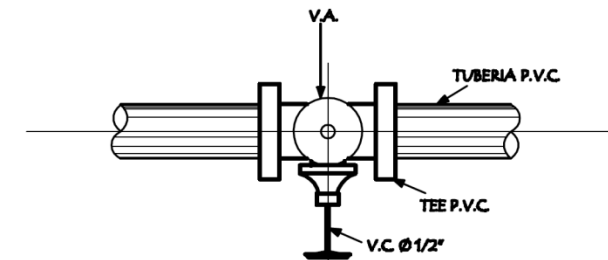
PLANTA VALVULA DE LIMPIEZA

Escala: Sin escala



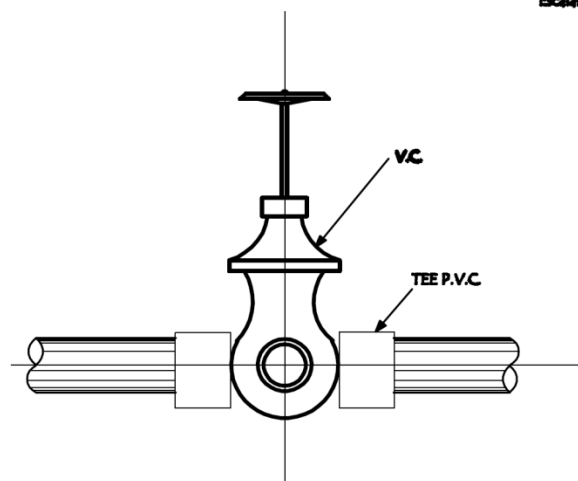
PLANTA VALVULA DE COMPUERTA

Escala: Sin escala



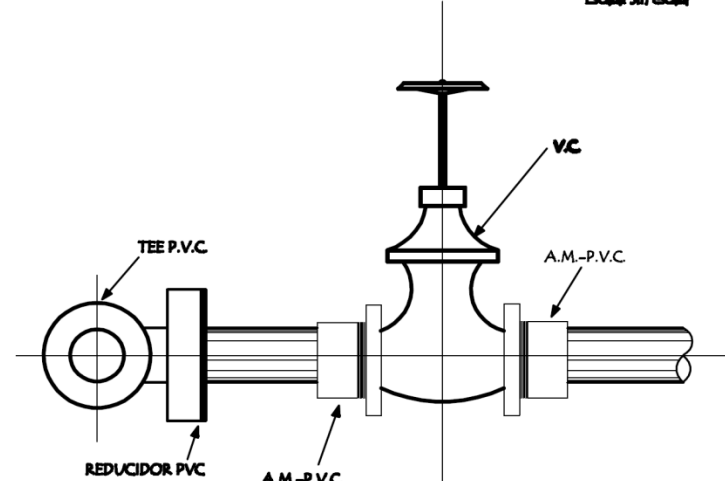
PLANTA VALVULA DE AIRE

Escala: Sin escala



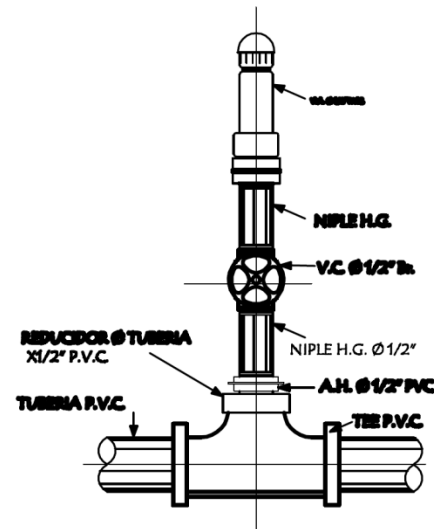
ELEVACION VALVULA DE LIMPIEZA

Escala: Sin escala



ELEVACION VALVULA DE COMPUERTA

Escala: Sin escala



PLANTA VALVULA DE AIRE

Escala: Sin escala

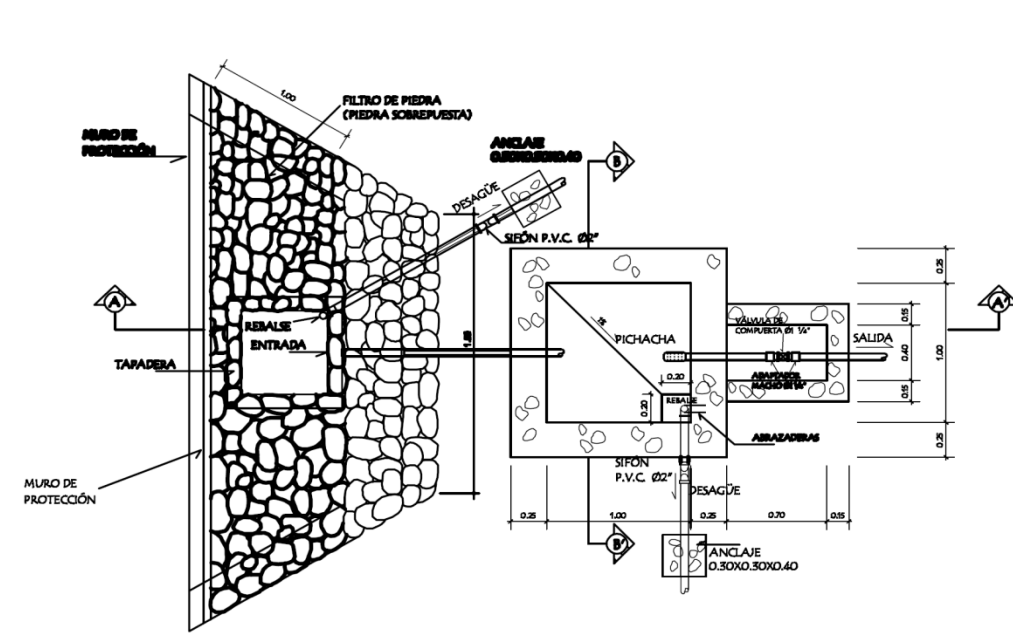
NOTAS GENERALES

- LAS VALVULAS SE ACENTARAN SOBRE UN LECHO DE ARENA PARA FACILITAR EL DRENAJE.
- LAS CAJAS SE CONSTRUIRAN DE PIEDRA BOLA.
- TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS.
- EL ACERO DE REFUERZO SERA DE Ø 8/9º GRADO 40
- TODAS LAS PAREDES DEBEN SER ALIZADAS CON SABIETA.
- EL DIAMETRO DE LA VALVULA DE LIMPIEZA SERA DE LA MITAD DEL DIAMETRO DE LA TUBERIA DE CONDUCCION O DISTRIBUCION.

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

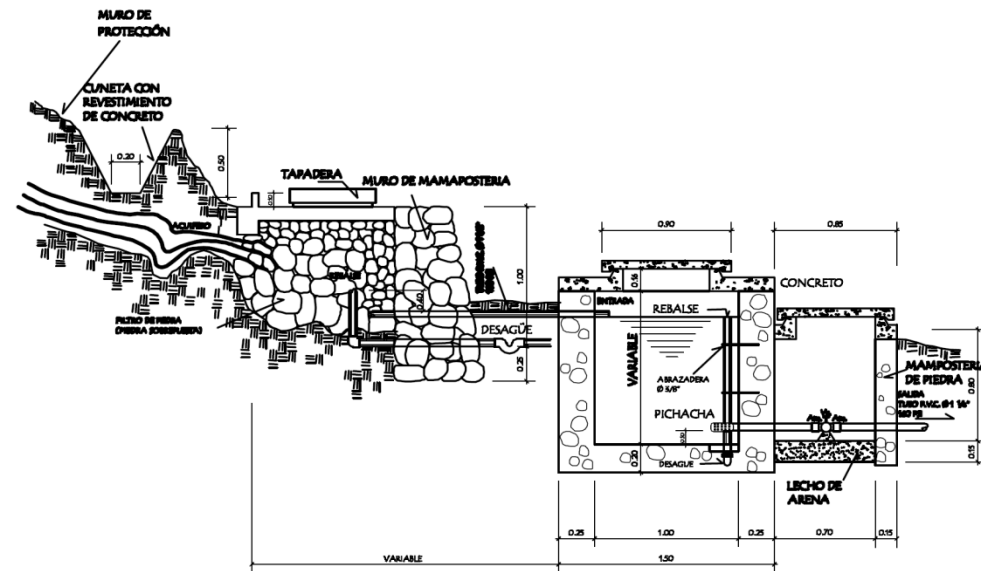
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL ASTILLERO, SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ
CONTENIDO: CAJA DE VALVULAS Y DETALLES VALVULA DE AIRE, LIMPIEZA Y COMPUERTA

	CALCULO Y DISEÑO:	ANGEL OLIVA	Hoja
	DIBUJO:	ANGEL OLIVA	9 / 10
ESCALA: INDICADA FECHA: AGOSTO 2011			



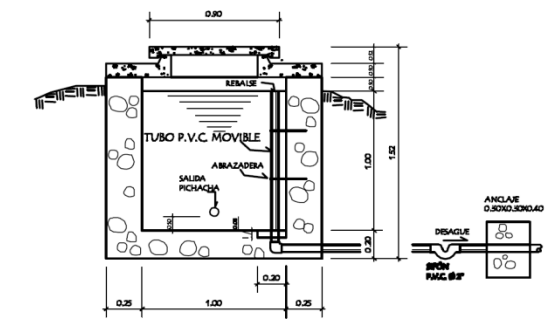
PLANTA DE CAPTACION DE NACIMIENTO

Escala: 1/25



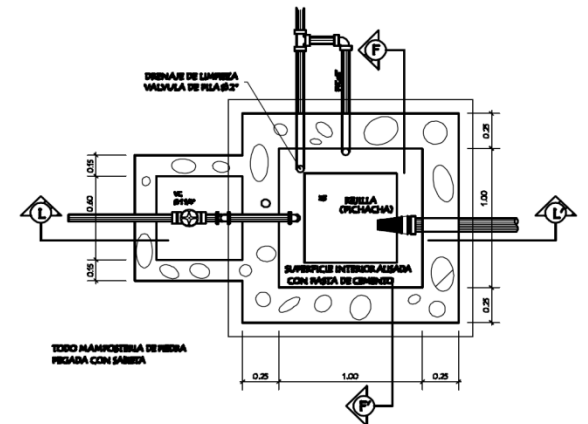
SECCION A-A'

Escala: 1/25



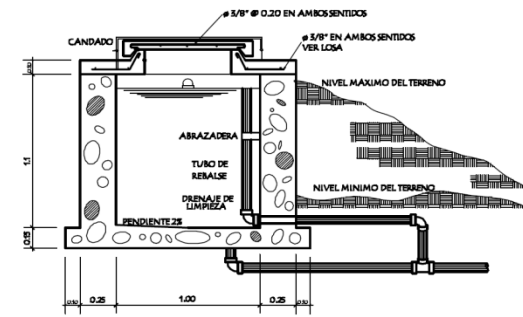
SECCION B-B'

Escala: 1/25



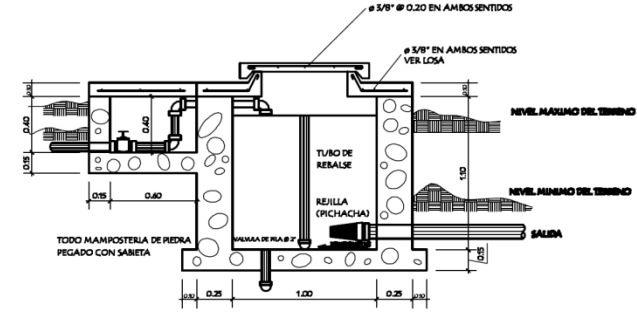
PLANTA DE CAJA ROMPE PRESION

Escala: 1/25



SECCION F-F'

Escala: 1/25

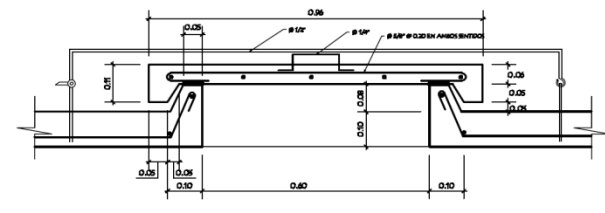


SECCION L-L'

Escala: 1/25

NOTAS GENERALES

- MATERIALES**
- MAMPOSTERIA 67% PIEDRA 33% SABIETA RELACION 1:2
 - CONCRETO SE USARA CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 210 Kg/cm² (6000 Lb/ft²) A LOS 28 DIAS
 - ACERO DE REFUERZO SE USARA ACERO DE REFUERZO DE fy = 2810 Kg/cm² (60000 PSI) ESPECIFICACION ASTM A65
 - TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS.
 - EN LA CAJA ROMPE PRESION EL DIAMETRO DE LA TUBERIA DE REBALSE SERA MAYOR QUE EL DIAMETRO DE LA TUBERIA DE ENTRADA Y EL MINIMO DEBE SER 2"
 - EN LAS TAPADERAS SE DEJARA UN DESNIVEL NECESARIO PARA DRENAR EL AGUA DE LLUVIA
 - SE REALIZARA UN ALIZADO INTERIOR DE LAS CAJAS CON CEMENTO Y ARENA DE RIO PROPORCION 1:1



DETALLE DE TAPADERA

Escala: 1/10

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

PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL ASTILLERO, SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ

CONTENIDO: PLANTA Y SECCIONES DE CAJA DE CAPTACION Y CAJA ROMPE PRESION

CALCULO Y DISEÑO:	ANGEL OLIVA	HOJA:	10
DIBUJO:	ANGEL OLIVA	ESCALA:	INDICADA
		FECHA:	AGOSTO 2011

ING. SILVIO JOSE RODRIGUEZ SERRANO
ASESOR DE E.I.