



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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA LA
CARBONERA Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LAS LAJAS, MUNICIPIO DE
SANTA CATARINA MITA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**

Carlos Francisco Ruiz Solano

Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, marzo de 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA LA
CARBONERA Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LAS LAJAS, MUNICIPIO DE
SANTA CATARINA MITA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO

ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MARZO DE 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

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

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

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

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA LA CARBONERA Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LAS LAJAS, MUNICIPIO DE SANTA CATARINA MITA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA

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



Carlos Francisco Ruiz Solano



Guatemala, 10 de noviembre de 2012
Ref.EPS.DOC.1558.11.12

Inga. Sigríd Alitza Calderón de León
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Calderón de León.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Carlos Francisco Ruíz Solano** con carné No. **200412643**, de la Carrera de Ingeniería Civil, , procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA LA CARBONERA Y PUENTE VEHICULAR ALDEA LAS LAJAS, MUNICIPIO DE SANTA CATARINA MITA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA”**.

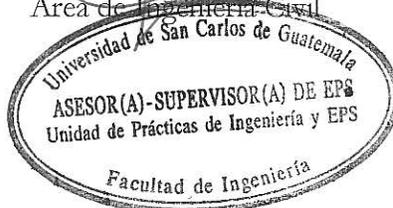
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”


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



c.c. Archivo
MAAO/ra

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



Guatemala,
12 de noviembre de 2012

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA LA CARBONERA Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LAS LAJAS, MUNICIPIO DE SANTA CATARINA MITA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Carlos Francisco Ruiz Solano, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑADA 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,
25 de enero de 2013

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA LA CARBONERA Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LAS LAJAS, MUNICIPIO DE SANTA CATARINA MITA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**, desarrollado por los estudiantes de Ingeniería Civil Carlos Francisco Ruiz Solano, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



Guatemala, 29 de enero de 2013
Ref.EPS.D.49.01.13

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA LA CARBONERA Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LAS LAJAS, MUNICIPIO DE SANTA CATARINA MITA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Carlos Francisco Ruíz Solano**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"

Inga. Sigrid Alitza Calderón de León
Directora Unidad de EPS



SACdL/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. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Sigrid Alitza Calderón de León De de León, al trabajo de graduación del estudiante Carlos Francisco Ruíz Solano, titulado **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA LA CARBONERA Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LAS LAJAS, MUNICIPIO DE SANTA CATARINA MITA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA, GUATEMALA**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


 Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, marzo 2013

/bbdeb.

Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

DTG. 211 .2013

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA LA CARBONERA Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LAS LAJAS, MUNICIPIO DE SANTA CATARINA MITA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA,** presentado por el estudiante universitario: **Carlos Francisco Ruiz Solano,** autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:


Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, 18 de marzo de 2013

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Por haberme dado la vida, sabiduría y la capacidad para permitirme alcanzar este anhelado triunfo.
- Mis papas** Francisco y Astrid, con mucho amor y admiración por su esfuerzo, ejemplo y apoyo incondicional en cada momento de mi vida.
- Mi hermana** Astrid, la mayor de los tres, siempre has sido un ejemplo para mí, y este acto es la demostración de que sigo tus pasos.
- Mi hermano** Sergio José, que mis logros te sirvan de motivación, para alcanzar los tuyos.
- Mi sobrina** Raquel, pequeñita encantadora que me ha cautivado con su comportamiento.
- Mi tío** El Ing. Héctor Cruz Lorenzana, por haber sido un ejemplo desde mi infancia, siguiendo sus pasos he llegado a este punto; sincero agradecimiento por compartir conmigo sus conocimientos y habilidades.

AGRADECIMIENTOS A:

- Dios** Por permitirme compartir este triunfo con mis seres queridos.
- Universidad de San Carlos de Guatemala** Y en especial a la Facultad de Ingeniería, por haberme instruido estos años.
- Mi asesor** El Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta, por compartir desinteresadamente sus conocimientos, para la elaboración de este trabajo de graduación.
- Municipalidad de Santa Catarina Mita, Jutiapa** Por haberme permitido practicar los conocimientos adquiridos de la carrera.

	1.1.14.1.	Condiciones sanitarias.....	11
	1.1.14.2.	Natalidad	11
	1.1.14.3.	Mortalidad.....	12
1.2.		Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de Santa Catarina Mita, Jutiapa.....	12
	1.2.1.	Descripción de las necesidades	12
	1.2.2.	Priorización de las necesidades	13
2.		FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	15
2.1.		Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea La Carbonera, municipio de Santa Catarina Mita, departamento de Jutiapa	15
	2.1.1.	Sistema de agua potable	15
	2.1.2.	Descripción del proyecto	15
	2.1.3.	Localización de la fuente	16
	2.1.4.	Aforo de la fuente y análisis de la calidad del agua	16
	2.1.4.1.	Aforo.....	16
	2.1.4.2.	Calidad del agua.....	17
	2.1.5.	Levantamiento topográfico	17
	2.1.5.1.	Planimetría	18
	2.1.5.2.	Altimetría	18
	2.1.6.	Período de diseño	18
	2.1.7.	Cálculo de población	18
	2.1.8.	Requerimientos del diseño	19
	2.1.8.1.	Caudal del diseño	20
	2.1.8.2.	Bases del diseño	21
	2.1.8.3.	Dotación	21

2.1.9.	El consumo y sus variaciones	21
2.1.9.1.	Consumo medio diario	21
2.1.9.2.	Caudal máximo diario (Q _{dm}).....	22
2.1.9.3.	Caudal máxima horario (Q _{hm})	23
2.1.9.4.	Caudal de bombeo (Q _b)	23
2.1.10.	Diseño hidráulico	24
2.1.10.1.	Diseño y tipo de tubería	24
2.1.10.2.	Datos de diseño línea de impulsión	26
2.1.10.2.1.	Potencia del equipo de bombeo	33
2.1.10.2.2.	Cálculo de la potencia ...	34
2.1.10.2.3.	Golpe de Ariete	35
2.1.10.2.4.	Tanque de almacenamiento	36
2.1.10.2.5.	Diseño de la red de distribución	45
2.1.11.	Obras hidráulicas	50
2.1.11.1.	Caja para válvulas.....	51
2.1.11.2.	Válvula de aire	51
2.1.11.3.	Descripción de conexión predial.....	51
2.1.11.4.	Sistema de desinfección	52
2.1.12.	Elaboración del presupuesto.....	52
2.1.13.	Programa de operación y mantenimiento.....	54
2.1.14.	Propuesta de tarifa.....	54
2.1.15.	Evaluación de impacto ambiental inicial.....	54
2.1.16.	Evaluación socioeconómica	54
2.1.16.1.	Valor Presente Neto (VPN)	55
2.1.16.2.	Tasa Interna de Retorno (TIR)	56

2.2.	Diseño del puente vehicular para la aldea Las Lajas, municipio de Santa Catarina Mita, Jutiapa	58
2.2.1.	Descripción del proyecto	58
2.2.2.	Levantamiento topográfico	59
2.2.3.	Evaluación de la calidad del suelo	60
2.2.4.	Estudio hidrológico e hidráulico	63
2.2.4.1.	Método de sección-pendiente	64
2.2.4.2.	Cálculo del caudal máximo	65
2.2.5.	Descripción general de la alternativa propuesta	66
2.2.6.	Datos y especificaciones de diseño	66
2.2.7.	Diseño de la superestructura	67
2.2.7.1.	Análisis y diseño de losa.....	67
2.2.7.1.1.	Cálculo del espesor de la losa	68
2.2.7.1.2.	Cálculo del peralte	69
2.2.7.1.3.	Cálculo de momentos y esfuerzos	70
2.2.7.1.4.	Cálculo del refuerzo.....	75
2.2.7.1.5.	Refuerzo transversal principal en la cama inferior.....	75
2.2.7.1.6.	Refuerzo transversal principal en la cama superior.....	78
2.2.7.1.7.	Refuerzo longitudinal para cama superior y cama inferior	79
2.2.7.2.	Análisis y diseño de vigas.....	80

2.2.7.2.1.	Dimensionamiento de la viga interior y exterior	81
2.2.7.2.2.	Factor de distribución	82
2.2.7.2.3.	Cálculo de momentos....	84
2.2.7.2.4.	Momento por carga viva	84
2.2.7.2.5.	Momento debido al impacto	88
2.2.7.2.6.	Diseño de viga interna...	89
2.2.7.2.7.	Cálculo de momentos generado por carga muerta.....	90
2.2.7.2.8.	Cálculo del refuerzo de la viga.....	91
2.2.7.2.9.	Diseño a corte	96
2.2.7.2.10.	Diseño de viga exterior	102
2.2.7.2.11.	Cálculo de momentos	102
2.2.7.2.12.	Cálculo del refuerzo de la viga.....	104
2.2.7.2.13.	Diseño a corte	108
2.2.7.2.14.	Diseño de diafragma ...	114
2.2.8.	Diseño de la subestructura	117
2.2.8.1.	Análisis y diseño de estructura de apoyo	117
2.2.8.1.1.	Empuje de tierra (E)	118

2.2.8.1.2.	Fuerza longitudinal (FL).....	119
2.2.8.1.3.	Cálculo por sismo (EQ).....	120
2.2.8.1.4.	Combinación de cargas para momento.....	121
2.2.8.1.5.	Cálculo del refuerzo....	123
2.2.8.1.6.	Diseño a corte.....	125
2.2.8.1.7.	Diseño de la viga de apoyo.....	126
2.2.8.1.8.	Diseño de asentamiento o base de neopreno	127
2.2.8.2.	Análisis y diseño de estribos.....	132
2.2.8.2.1.	Revisión del estribo	136
2.2.8.2.2.	Sin considerar la sobrecarga (sin superestructura).....	136
2.2.8.2.3.	Comprobación del muro con superestructura y carga viva	137
2.2.8.2.4.	Revisión del muro con sismo	140
2.2.8.3.	Diseño baranda	142
2.2.8.4.	Diseño de la acera	147
2.2.8.5.	Detalle de la baranda peatonal	148
2.2.9.	Planos de la obra.....	149

2.2.10.	Presupuesto de la obra	149
2.2.11.	Cronograma de ejecución físico-financiero	151
2.2.12.	Evaluación socioeconómica	151
2.2.12.1.	Valor Presente Neto (VPN)	152
2.2.12.2.	Tasa Interna de Retorno (TIR)	153
CONCLUSIONES		155
RECOMENDACIONES		159
BIBLIOGRAFÍA		161
APÉNDICE		163

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Mapa de ubicación geográfica	1
2.	Dimensiones de la tapadera del tanque	37
3.	Geometría y diagrama de presiones de muro	41
4.	Ubicación del proyecto.....	59
5.	Esquema método sección - pendiente	65
6.	Sección transversal de la losa.....	68
7.	Diagrama de momento en losa	72
8.	Distribución de refuerzo longitudinal y transversal de losa	80
9.	Sección transversal de la superestructura.....	81
10.	Distribución de distancias, cargas para cálculo de factor de distribución.....	83
11.	Diagrama de camión en el lugar crítico A.....	85
12.	Diagrama de camión en el lugar crítico B.....	86
13.	Diagrama de corte y momento producido por carga viva.....	87
14.	Detalle de refuerzo viga interna parte central	95
15.	Detalle de refuerzo viga interna a L/4 del apoyo	96
16.	Carga muerta para corte en viga interna	97
17.	Diagrama de cuerpo libre de carga viva para corte de viga interna	98
18.	Detalle de estribos y eslabones viga interna parte central.....	101
19.	Detalle de armado de viga interna a L/4 del apoyo.....	101
20.	Detalle de refuerzo viga exterior parte central	107
21.	Detalle de refuerzo viga externa a (L/4) m del apoyo	108
22.	Carga muerta para corte en viga externa	109

23.	Diagrama de cuerpo libre de carga viva para corte de viga externa	110
24.	Detalle de estribos y eslabones viga externa parte central	113
25.	Detalle de refuerzo viga externa a (L/4) m del apoyo	114
26.	Detalle de armado de diafragma	117
27.	Dimensiones de la cortina y viga de apoyo	118
28.	Empuje sobre la cortina y viga de apoyo	119
29.	Fuerza longitudinal en viga de apoyo (FL)	120
30.	Valores de neopreno	128
31.	Placas de neopreno	132
32.	Diagrama de presiones en el estribo	134
33.	Geometría y dimensiones del estribo	134
34.	Evaluación del conjunto formado por un muro de hormigón y un riel metálico – Impacto en un poste	143
35.	Detalle de barandal	147
36.	Baranda peatonal	148
37.	Esquema de ingresos y egresos económicos para puente vehicular	153

TABLAS

I.	Población total y su distribución porcentual, según lugares poblados ...	8
II.	Amortización de tubería	29
III.	Costo de bombeo	32
IV.	Costo total de bombeo	32
V.	Momento estabilizante en el muro	41
VI.	Presupuesto sistema de abastecimiento de agua potable	53
VII.	Factores de ensayo a probetas	60
VIII.	Análisis granulométrico	61
IX.	Presiones, momentos y empujes en el estribo	135

X.	Cálculo del momento estabilizante (ME) 1	135
XI.	Cálculo del momento estabilizante (ME) 2	140
XII.	Fuerzas de diseño para las barreras para tráfico vehicular	145
XIII.	Presupuesto de puente vehicular de concreto armado.....	150
XIV.	Cronograma de ejecución físico-financiero	151

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
@	A distancia de
As	Área de acero
As_{max}	Área de acero máxima
As_{min}	Área de acero mínima
As_{tem}	Área de acero por temperatura
Av	Área de la varilla
Vs	Capacidad soporte del suelo
CU	Carga última
cm	Centímetro
Fy	Esfuerzo de fluencia para el acero
S_{max}	Espaciamiento máximo de estribos
e	Excentricidad
Fcu	Factor de carga última
Φ	Factor de reducción de esfuerzos
Kg/cm²	Kilogramo por centímetro cuadrado
Kg/m	Kilogramo por metro
Kg/m³	Kilogramo por metro cúbico
km	Kilómetro
Es	Módulo de elasticidad del acero
M	Momento
MB	Momento balanceado
MCM	Momento de carga muerta
M(-)	Momento negativo

MCV	Momento por carga viva
M(+)	Momento positivo
Mu	Momento último
W	Peso
ρ	Porcentaje de acero
ρ_{\max}	Porcentaje de acero máximo
ρ_{\min}	Porcentaje de acero mínimo
Rec	Recubrimiento
m	Relación entre lado corto y lado largo en losas
f'c	Resistencia última del concreto
Ton/m²	Tonelada por metro cuadrado

GLOSARIO

AASTHO	American Association of Highways and Transportation Officials.
ACI	Instituto Americano del Concreto.
Acera	Espacio más elevado que la capa de rodadura donde circulan los peatones.
Área de acero	Cantidad de acero, determinado por la sección y límite de mínima fluencia.
Carga muerta	Carga permanente en la estructura.
Carga última	Carga por su respectivo factor de incertidumbre.
Carga viva	Carga no permanente a través del tiempo, se estima que podrá trasladarse en el futuro de un lugar a otro, debe tomarse siempre en cuenta para que no ocasione cambios estructurales.
Concreto ciclópeo	Material de construcción con aspecto de piedra, obtenido de una mezcla proporcionada de cemento, arena, piedra y agua; a diferencia del concreto reforzado, los áridos son más gruesos.

Concreto reforzado	Material de construcción obtenido de una mezcla de cemento, arena, grava y agua; como refuerzo se colocan varillas de acero corrugado.
Confinamiento	El concreto queda confinado cuando a esfuerzos que se aproximan a la resistencia uniaxial, las deformaciones transversales se hacen muy elevadas debido al agrietamiento interno progresivo y el concreto se apoya contra el refuerzo del mismo.
Empuje	Fuerza ejercida por el suelo a la estructura.
Especificaciones	Son normas generales y técnicas de construcción con disposiciones especiales o cualquier otro documento que se emita antes o durante la ejecución de un proyecto.
Estribo	Muro que soporta a la superestructura y transmite el peso al suelo.
Excentricidad	Cuando el centro de rigidez no coincide con el centro de masa, se produce excentricidad, esto es debido a que existe una distribución desigual y asimétrica de las masas y las rigideces en la estructura.
Fuerza de sismo	Carga que es inducida por un sismo y que provoca esfuerzos en la subestructura.

Losa	Elemento estructural, plano, que soporta directamente las cargas vehiculares y las transmite a diferentes apoyos.
Perfil	Delineación de la superficie de la tierra, según su latitud y altura, referidas a puntos de control.
Puente	Estructura que permite librar obstáculos.
Subestructura	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 transmitirlas a la subestructura.
Topografía	Es el arte de representar un terreno en un plano, con su forma, dimensiones y relieve.

RESUMEN

El Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), tiene como base primordial: identificar, analizar y proponer, la solución más idónea a los problemas que se presenten, de acuerdo a las necesidades de las diversas comunidades que conforman el territorio guatemalteco. El presente estudio técnico fue realizado en el municipio de Santa Catarina Mita, del departamento de Jutiapa.

El trabajo de graduación está dividido en dos fases muy importantes. En tal sentido, en el primer capítulo se hace una descripción del municipio, donde se puede encontrar: datos poblacionales, clima, topografía, tipo de suelo, recursos hidrológicos, entre otros datos. Además se realiza un diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio.

En la segunda fase denominada Servicio Técnico Profesional, contiene el desarrollo del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea La Carbonera y un puente vehicular para la aldea Las Lajas de este municipio. Dichos proyectos fueron seleccionados con base al diagnóstico practicado conjuntamente con autoridades municipales, COCODE y población beneficiaria.

En el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable, se obtuvo la topografía del terreno y con los datos de población se calculó un caudal de bombeo, el cual llena un tanque de almacenamiento, que distribuye a su vez el agua potable a la población de La Carbonera por medio de gravedad. El segundo proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular, en la aldea Las Lajas, que cubre una luz de 12 metros y un ancho de 5 metros, para soportar

una carga de H-15-44; la superestructura será de concreto armado y la subestructura de concreto ciclópeo. Para el análisis se utilizaron las normas AASHTO y ACI.

OBJETIVOS

General

Diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea La Carbonera y el puente vehicular para la aldea Las Lajas, municipio de Santa Catarina Mita, Jutiapa.

Específicos

1. Desarrollar una investigación de tipo monográfica y un diagnóstico, sobre las necesidades prioritarias existentes en cuanto a servicios básicos e infraestructura el municipio de Santa Catarina Mita, departamento de Jutiapa.
2. Capacitar a los integrantes del COCODE, de la aldea La Carbonera para el correcto mantenimiento del proyecto sistema de abastecimiento de agua potable, y de la aldea Las Lajas, para el mantenimiento y conservación del puente vehicular de concreto armado.

INTRODUCCIÓN

El presente informe de graduación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, en coordinación con la Unidad Técnica de la municipalidad de Santa Catarina Mita, departamento de Jutiapa. Tiene como objetivo principal desarrollar la planificación de dos proyectos de suma importancia para dicha comunidad, previo a una investigación diagnóstica del municipio.

En todo desarrollo, se busca mejorar el nivel de vida de los habitantes de determinada región, por tal razón, juegan un papel importante las políticas de desarrollo, ya que tienen por objeto promover un cambio positivo en el modo de vida de los pueblos. Entre los proyectos que contribuyen a realizar dichos cambios en las comunidades, están aquellos destinados a satisfacer las necesidades básicas de cada uno de sus pobladores.

Los proyectos realizados son un sistema de abastecimiento de agua potable en la aldea La Carbonera y un puente vehicular ubicado en la aldea Las Lajas, de este municipio. El primero pretende llevar el agua potable a los vecinos de la aldea La Carbonera para mejorarles el estilo de vida y facilitarles tareas comunes como el propio aseo. El segundo pretende mejorar las vías de acceso de muchos vecinos que tienen como fuente de ingresos la venta de productos de origen agrícola que tienen que ser movilizados de sus comunidades hacia la cabecera municipal o municipios vecinos.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

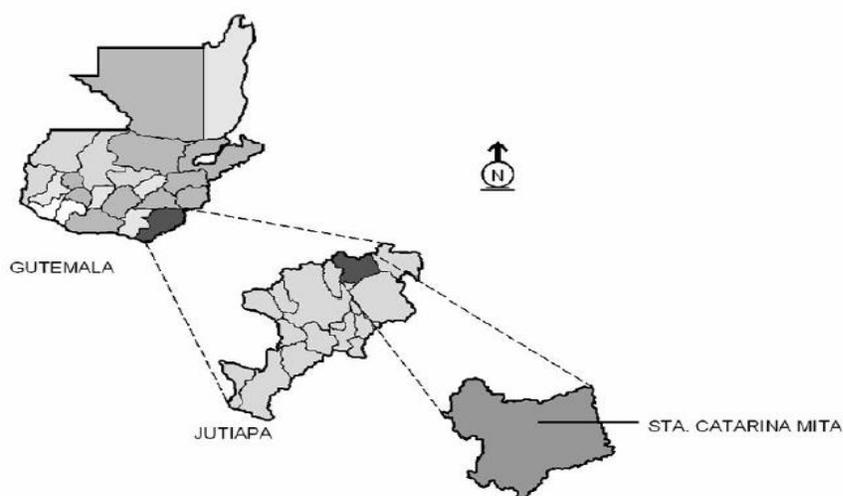
1.1. Monografía del municipio de Santa Catarina Mita, Jutiapa

A continuación se mencionan aspectos geográficos, territoriales, administrativos, la topografía del terreno, accesos, tipo de suelos, clima y fechas de importancia relacionadas con el municipio.

1.1.1. Aspectos generales

El municipio de Santa Catarina Mita se ubica en la parte norte y dentro de la cuenca del río Ostúa, del departamento de Jutiapa. La cabecera municipal está cercana a las faldas del volcán Suchitán, motivo por el cual el trazo de sus calles se inclina de sur a norte.

Figura 1. Mapa de ubicación geográfica



Fuente: oficina Municipal de Planificación. Santa Catarina Mita, Jutiapa.

División territorial, administrativa e idioma

Como territorio principal se cuenta con la cabecera municipal, centro administrativo de la jurisdicción. El municipio está organizado territorialmente en 50 centros poblados que incluyen la cabecera municipal, 20 aldeas, 26 caseríos y 3 fincas.

Las aldeas del municipio son las siguientes:

- Horcones
- Suchitán
- El Quebracho
- Llano de Chinchilla
- La Barranca
- El Rodeo
- Sabanetas
- Buena Vista o Attillo
- Brasilar
- Aldea Nueva
- Lajas
- Cuesta del Guayabo
- El Limón
- Magueyes
- Santa Rosa
- Los Zorrillos
- Jocote Dulce
- La Carbonera
- Zacuapa
- Uluma

1.1.2. Localización del lugar

Santa Catarina Mita es uno de los 17 municipios del departamento de Jutiapa y se localiza a 150 kilómetros de la Ciudad Capital. Se divide en cuatro grandes áreas que son: Área río Ostúa, Área Suchitán, Área Ixtepeque y Área de Laguna de San Pedro. El municipio colinda con las siguientes poblaciones: al norte con San Manuel Chaparrón (Jalapa) y parte de Agua Blanca; al oriente con Agua Blanca (Jutiapa) y Asunción Mita (Jutiapa); al occidente con Monjas

(Jalapa) y El Progreso (Jutiapa), y al sur con este último municipio, el de Asunción Mita y una franja de la cabecera departamental de Jutiapa.

1.1.3. Ubicación geográfica

El municipio está ubicado a una altura de 700,02 metros sobre el nivel del mar, y sus coordenadas se localizan a 14° 27' 02" latitud norte y 89° 44' 34" longitud este del meridiano de Greenwich.

1.1.4. Aspectos topográficos

La topografía del municipio es quebrada, con pendientes que oscilan desde 5 hasta 45 por ciento en terrenos montañosos, quebrados y pedregosos que en algunas partes conforman planadas en aldea Jocote Dulce y alrededores, una buena parte de Las Aradas, Jocotillo y en menos proporción en El Rodeo que son utilizadas para diferentes propósitos productivos. Hablando de sus partes más altas, el municipio se halla a las faldas del volcán Suchitán, varios cerros y lomas cultivables en las cuales se ubican las aldeas municipales a excepción de tres de ellas. La gran superficie que cubren los cerros conlleva a pendientes arriba del 60 por ciento.

1.1.5. Vías de acceso

El municipio de Santa Catarina Mita se encuentra ubicado en el departamento de Jutiapa en la parte noroeste. Dista de la cabecera departamental 18 kilómetros y 150 kilómetros de la ciudad capital.

La arteria principal que conduce al municipio es la carretera interamericana, ésta tiene dos ramales: siendo el primer ramal el que se

desprende de la cabecera municipal de El Progreso, haciendo un recorrido de 16 kilómetros y pasando por las comunidades de Cuesta del Guayabo, Suchitán, Aldea Nueva, Horcones y algunos caseríos la cual se encuentra asfaltada en su totalidad pero existen tramos donde se hacen evidentes el deterioro de la ruta debido a baches, el segundo ramal, carretera llamada comúnmente La Arenera forma parte de la CA-1 proveniente de la ciudad capital.

Las carreteras interiores del municipio a pesar de ser de terracería, son de fácil acceso y transitables por toda clase de vehículos durante el verano. En época de invierno son pocas las transitables y en algunos casos sólo se puede tener acceso a las comunidades a pie o en vehículos de doble transmisión.

En general, el estado de las carreteras satisface las necesidades de transporte, lo cual permite el intercambio de productos que son objeto de comercialización.

1.1.6. Clima

El clima de Santa Catarina Mita, generalmente es cálido, pero se acentúa en los meses de marzo y abril, pero las aldeas y caseríos no experimentan dicha acentuación por el lugar geográfico que ocupan; durante los meses de noviembre, diciembre y enero la temperatura es baja por las montañas colindantes.

El municipio como parte de la región oriental del país es un lugar donde hay poca precipitación pluvial durante la época lluviosa comparada con otras zonas del país. Las condiciones climáticas se caracterizan por días claros y soleados durante los meses que no llueve y parcialmente nublados durante los

meses de enero a marzo. La época de lluvia corresponde especialmente a los meses de junio a octubre en el que las precipitaciones alcanzan volúmenes de 800 milímetros y 1 000 milímetros y como promedio total anual 800 milímetros. La evapotranspiración potencial es alrededor de 1,5.

1.1.7. Suelo

Las condiciones del suelo del municipio estan vinculadas al volcán Suchitán, debido a que su fertilidad se debe al material depositado con las erupciones que ocurrieron en 1 469 aproximadamente.

En general son suelos arcillosos, existen áreas con significativa proporción de arena en El Jocotillo, San Isidro, Sabanetas (donde también se aprecian algunas superficies calcáreas) y áreas aledañas así como en El Rodeo.

1.1.8. Colindancias

El municipio colinda con las siguientes poblaciones: al norte con San Manuel Chaparrón (Jalapa); y parte de Agua Blanca; al oriente misma Agua Blanca y Asunción Mita (Jutiapa); al occidente con Las Monjas o Monjas (Jalapa) y el Progreso o Achuapa (Jutiapa), y al sur con este último municipio, el de Asunción Mita y una franja de la cabecera departamental de Jutiapa.

1.1.9. Turismo

En cuanto al turismo en el municipio se encuentran gran variedad de centros turísticos distribuidos en todo el territorio municipal y principalmente en su cabecera, entre los cuales se pueden mencionar los siguientes:

- Volcán Suchitán
- Iglesia Católica Colonial
- Polideportivo Municipal
- Balneario Brisas del Sunzo
- Balneario Las Vegas
- Volcán Ixtepeque
- Parque Municipal
- Río Ostúa
- Y gran variedad de lugares en el área urbana

1.1.10. Población

El municipio no cuenta con grupos étnicos; se considera que unos 40 años atrás existieron los pocomames y los xincas. Existen nada más rasgos físicos en una de las comunidades sin existir idiomas mayas.

El municipio de Santa Catarina Mita cuenta con 25 572 habitantes, con factor de crecimiento poblacional 2,73 por ciento. Observándose que la población del municipio posee un alto promedio de menores de edad un total de 3 050; lo que indica que el potencial infantil es bastante elevado y con base en este deberá proyectarse el desarrollo del municipio. El total entre hombres y mujeres mayores de 18 años es de 3 949, según el último censo realizado en el 2002, por el Instituto Nacional de Estadística (INE).

El núcleo familiar en el municipio es de 4 a 5 miembros por familia promedio, caracterizándose en el área rural un núcleo familiar de 6 a 8 miembros por familia. El número de familias aproximadamente en el área urbana es de 1 726, extendiéndose a nivel de población un total de 4 827 familias.

Su población está distribuida en un promedio de 178 habitantes por kilómetro cuadrado. El número de viviendas en el área urbana es de 1 843 mientras que el área rural, según datos del censo realizado por el centro de salud del municipio es de 2 977, haciendo un total de 4 820 viviendas. La mayoría de las viviendas son casas formales, que poseen condiciones físicas favorables, por muy sencillas que éstas sean. Antes construían de adobe y teja, poco a poco ha ido mejorando el tipo de construcción, actualmente utilizan materiales como: block, ladrillo, piso de cemento.

Tabla I. **Población total y su distribución porcentual, según lugares poblados**

LUGAR POBLADO	POBLACION DEL LUGAR	PORCENTAJE
CASCO URBANO	8,406	32.87
EL RODEO	766	3.00
LAS LAJAS	394	1.54
LOS SANDOVALES	142	0.56
EL QUEBRACHO	1,614	6.31
BUENA VISTA	338	1.32
BRASILAR	62	0.24
EL JOCOTILLO	74	0.29
LLANO DE CHINCHILLA	181	0.71
SAN NICOLAS	99	0.39
ALDEA NUEVA	344	1.35
SUCHITAN	2,505	9.80
CUESTA DEL GUAYABO	2,129	8.33
EL LIMON	1,568	6.13
HORCONES	1,117	4.37
LLANO DE LAGARTO	602	2.35
QUEBRADA DEL MUERTO	267	1.04
LA ARADA	376	1.47
LA ARADITA	247	0.97
EL ROBLAR	162	0.63
SABANETAS	76	0.30
SAN ISIDRO	32	0.13
SAN MIGUEL	16	0.06
CUESTA DE LOS AMBROCIOS	133	0.52
LA BARRANCA	283	1.11
EL PUENTE	191	0.75
CUESTA DE GARCIA	139	0.54
LOS ZORRILLOS	39	0.15
LLANO DE SAN VICENTE	27	0.11
SAN VICENTE	124	0.48
SANTA ROSA	145	0.57
EL GUAPINOL	110	0.43
ZACUAPA	161	0.63
EL MOSQUITO	15	0.06
MONTAÑITA	251	0.98
LA CARBONERA	661	2.58
JOCOTE DULCE	637	2.49
MAGUEYES	454	1.78
CORINTO	94	0.37
ULUMA	98	0.38
CASAS VIEJAS	18	0.07
SAN JORGE	48	0.19
LAGUNA DE SAN PEDRO	169	0.66
LA TUNA	46	0.18
AGUILARES	43	0.17
LOS TENAS	75	0.29
LAGUNA DE RETANA	94	0.37
TOTALES	25,572	100.00

Fuente: Municipalidad de Santa Catarina Mita, Jutiapa. 2002.

1.1.11. Actividades socioeconómicas

En el municipio de Santa Catarina Mita, entre las actividades que comprenden la economía, están: la industria, la agricultura y la artesanía, claro está que todas éstas a pequeña escala.

1.1.11.1. Breve descripción de las actividades productivas de la comunidad

Algunos de los productos obtenidos de las actividades ya mencionadas, podemos citar: leche, crema, queso, requesón, suero, huevos, productos cárnicos, etc. Todo lo anterior, generalmente se comercializa en el mercado local. La explotación pecuaria es básicamente tradicional y artesanal, zapatería, elaboración de conservas, floristería artificial, fabricación de artículos de metal y de barro.

De los productos que se obtienen en cantidades comerciales tales como mango, tomate y sandía, no son explotados debido a que los precios del mercado son inadecuados para su comercialización en comparación con los costos de producción, de igual manera con lo que es la peletería.

1.1.12. Idioma

A pesar del poco mestizaje que experimentó el municipio, el idioma que predomina en su totalidad es el español, al igual que en todas las aldeas del municipio de Santa Catarina Mita.

1.1.13. Servicios existentes

El municipio de Santa Catarina Mita cuenta con servicio de energía eléctrica, letrización, agua potable, academias de computación y mecanografía, escuelas preprimaria, primaria, institutos y colegios de educación media y una extensión universitaria de la Facultad de Humanidades, de Universidad de San Carlos; además, existen en la localidad iglesias católicas y evangélicas, entre otras.

Los pobladores de las aldeas tienen acceso a educación preprimaria, primaria; además, gracias a gestiones realizadas por el gobierno municipal actual, se tiene acceso a telesecundaria, en el municipio.

1.1.14. Salud

En el municipio de Santa Catarina Mita, como en la mayoría de municipios de Guatemala, las enfermedades más comunes, están asociadas al manejo inadecuado de los desechos sólidos y a la calidad del aire, entre las cuales se puede mencionar: infecciones respiratorias agudas, enfermedades gastrointestinales, malaria, desnutrición, tétanos y dengue.

Se cuenta con seis Puestos de Salud ubicados en las comunidades de La Barranca, Los Horcones, Aldea Nueva y Jocote Dulce. Estos cuentan con una Enfermera Auxiliar presupuestada por el Ministerio de Salud, y los de la aldea La Carbonera y El Limón, cuentan con una Enfermera Auxiliar por contrato. Los puestos de salud cuentan con el equipo necesario para su funcionamiento y fines preventivos.

En el municipio el 25 de septiembre del 2008 se inició la construcción de un hospital municipal para atender las necesidades de todos los habitantes del municipio y de municipios aledaños. Cuenta con un área de 3 200 metros cuadrados y se ejecutará en tres fases. La inauguración de la primera y segunda fase fue en 2010. El hospital dará cobertura a emergencias, consulta externa, encamamiento, rayos x, quirófanos y áreas administrativas.

1.1.14.1. Condiciones sanitarias

En el municipio hay 5 954 viviendas que cuentan con este servicio conformando el 92,9 por ciento del total de viviendas.

Dado a la inexistencia de un sistema de alcantarillado adecuado, las aguas residuales, se disponen en fosas sépticas o quebradas cercanas a las viviendas por lo que el manejo y disposición inadecuados de residuos, las aguas estancadas y otras situaciones de índole sociocultural y climática, han provocado que en varias aldeas del municipio, la propagación de insectos y roedores portadores de enfermedades, la cuales afectan de manera más directa a los infantes.

1.1.14.2. Natalidad

El indicador sobre la natalidad del municipio, según el Centro de Salud es de 34,6 niños vivos por cada 1 000 que nacen.

1.1.14.3. Mortalidad

Las principales causas de mortalidad general están determinadas por accidentes cerebrovasculares e infarto agudo al miocardio, que conforman el 60,34 por ciento de casos que se presentaron en el 2004.

La tasa de mortalidad infantil en el municipio para el 2004 fue de 30,9 por cada 1 000 niños vivos.

1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de Santa Catarina Mita, Jutiapa

El municipio de Santa Catarina Mita, Jutiapa a pesar de ser un municipio muy cercano a la cabecera aún se encuentra muy lejos del desarrollo y por eso presenta muchas necesidades.

1.2.1. Descripción de las necesidades

El municipio de Santa Catarina Mita, a pesar de encontrarse en un desarrollo constante, padece una serie de necesidades, tanto de servicios básicos como de infraestructura tales como:

Infraestructura:

- Establecimientos educativos
- Mejoramiento de caminos
- Centro comercial municipal
- Salón para reuniones político sociales

- Sistemas de disposición de aguas residuales
- Puentes para salvar obstáculos
- Mejoramiento de la calidad del agua de consumo
- Creación de espacios destinados para estacionamiento

Sociales

Ayuda a las comunidades para el refortalecimiento de los COCODE, ayuda profesional a los agricultores de la localidad para mejorar la calidad de sus productos. Además de asesorías para el mejoramiento de la industria zapatera de la localidad.

1.2.2. Priorización de las necesidades

La razón por la cual se priorizaron dichos proyectos, es la siguiente:

Proyecto sistema de abastecimiento de agua potable

- Enfermedades gastrointestinales en la población.
- Enfermedades de la piel en la población.
- Alto índice de morbilidad.
- Las amas de casa tienen problema con el manejo de alimentos y limpieza general.
- Proliferación de zancudos.

Proyecto puente vehicular:

- Debido a que en la actualidad la aldea Las Lajas es atravesada por una quebrada la cual en época de invierno crea un caudal y corta la comunicación de la aldea con los terrenos de cultivo y hace casi imposible el tránsito.
- Mejorar las rutas de acceso a los distintos puntos del municipio, para generar un impacto positivo en la economía de los habitantes.
- Salvar el obstáculo de la quebrada Pupujix en Las Lajas para que los habitantes de esta aldea puedan sacar sus cosechas en cualquier época del año.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea La Carbonera, municipio de Santa Catarina Mita, departamento de Jutiapa

El sistema de abastecimiento de agua se realizará por medio de bombeo y gravedad porque las condiciones así lo requieren y la conexión será de tipo predial.

2.1.1. Sistema de agua potable

El agua se bombeará de un pozo hacia un tanque de almacenamiento, el cual tendrá la capacidad de proveer agua a la comunidad por medio de gravedad, haciendo más eficiente y económica su distribución.

Se entiende por conexión predial cada servicio que se presta a una comunidad, a base de grifo instalado fuera de la vivienda, pero dentro del predio o lote que la ocupa. Es el tipo de servicio más recomendable desde el punto de vista de higiene y salud para el área rural, tomando en cuenta a la vez, razones económicas. La instalación predial se recomienda para comunidades rurales concentradas y semidispersas con el nivel socioeconómico regular.

2.1.2. Descripción del proyecto

El diseño comienza con la fuente, el pozo de la aldea La Carbonera, al tanque de almacenamiento, después a la red de distribución y a los ramales

que van a las casas de los pobladores de la aldea La Carbonera, con sus respectivas obras de arte. Al realizar el diseño del sistema se presentan los planos del mismo con sus plantas y perfiles (ver planos en apéndices).

2.1.3. Localización de la fuente

Para el abastecimiento de agua de la comunidad de La Carbonera se considera como fuente el agua subterránea, contando con un pozo mecánico de 600 pies de profundidad, ubicado a orilla de la Carretera Interamericana C-1 en el kilómetro 134 en la E-1 de los planos.

La fuente se localiza en el municipio de Santa Catarina Mita departamento de Jutiapa, en la aldea La Carbonera, ubicada a 15 kilómetros de la cabecera municipal de Santa Catarina Mita.

2.1.4. Aforo de la fuente y análisis de la calidad del agua

La red de abastecimiento de agua potable, es un sistema de obras de ingeniería, concatenadas que permiten llevar hasta la vivienda de los habitantes de una ciudad, pueblo o área rural relativamente densa, el vital líquido.

2.1.4.1. Aforo

Para el aforo se determina el caudal de la fuente en este caso el pozo, fue perforado por la empresa SEDICO (Servicios, Distribución y Construcción, Sociedad Anónima) y el resultado del aforo es de 18 litros por día.

2.1.4.2. Calidad del agua

El agua es un elemento indispensable para la vida, por lo que su calidad debe estar como agua sanitariamente segura para consumo humano, esto quiere decir que esté exenta de patógenos y sustancias tóxicas cumpliendo las Normas COGUANOR NGO 29001.

Para el mismo se tomó una muestra de la fuente pozo aldea La Carbonera, para análisis de laboratorio (se adjunta en apéndices).

En el análisis se usó la metodología de membranas filtrantes y fue realizado por el Centro de Investigaciones de Ingeniería, USAC campus central.

Los resultados del agua desde el punto de vista físico químico sanitario: color, turbiedad en límites máximos permisibles. Las demás determinaciones se encuentran dentro de los límites máximos aceptables de normalidad. Según Norma COGUANOR NGO 29 001.

Con respecto a la investigación de coliformes (grupo E. coli – E. aerogenes) se determinó que bacteriológicamente el agua no es potable, según Norma de la Comisión Guatemalteca de Normas (COGUANOR) NGO 29 001. Por lo que es necesario un tratamiento primario para lo cual se usa la cloración.

2.1.5. Levantamiento topográfico

En el levantamiento topográfico se define el diseño del sistema, se realiza una evaluación del terreno que tiene por objeto medir las distancias, ángulos y cambios de niveles que se dan en el mismo para que en conjunto de las notas de campo para el proyecto.

2.1.5.1. Planimetría

Para el levantamiento planimétrico se utilizó como una poligonal abierta, encontrando los azimut y distancias.

2.1.5.2. Altimetría

En el levantamiento planimétrico se realizó con el método de nivelación abierta, para los cambios de altura del terreno.

2.1.6. Período de diseño

Este es el período de tiempo para que el sistema preste un servicio adecuado a la población, tomando en cuenta la durabilidad de las instalaciones y también la posibilidad de prestar un buen servicio según las condiciones previstas. Para este proyecto se determinó utilizar un período de diseño de 10 años, que en realidad será tomado para 13 dando así 3 años de margen por la construcción del proyecto, por ser un sistema mecánico.

2.1.7. Cálculo de población

Para el cálculo de la población futura existen varios métodos, pero se determinó utilizar el método de incremento geométrico, cuya fórmula es la siguiente:

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

Donde:

Pf = población final de habitantes (hab).

r = tasa de crecimiento poblacional para Santa Catarina Mita, fuente del INE.

n = período de diseño en años.

Po = población inicial.

Datos:

Po = 980 hab

r = 2,30 %

n = 13 años

Solución:

$$Pf = 980 * \left[1 + \frac{2,30}{100} \right]^{13}$$

$$Pf = 980 * 1,343950392$$

$$Pf = 1\ 318 \text{ habitantes}$$

2.1.8. Requerimientos del diseño

Para el diseño de sistemas de acueductos rurales, se toman en cuenta varios aspectos que son de fundamental importancia, los cuales se mencionan en los siguientes incisos.

2.1.8.1. Caudal del diseño

Dotaciones

Dotación es una cantidad (volumen por unidad de tiempo) asignada a la unidad consumidora (habitante, cama de hospital, área de riego, lavado, etc) y está expresada en litros por habitante por día.

Para fijar la dotación, hay que tomar en cuenta los estudios de demanda para la población o de poblaciones similares, si los hubiere. Cuando no se haya realizado ninguno, las normas de diseño de las instituciones encargadas del abastecimiento de agua indican los siguientes valores:

Dotaciones indicadas en las normas de diseño

La dotación se integra con los siguientes consumos:

- Doméstico: casas particulares, condominios
- Comercial: supermercados, locales comerciales
- Industriales: todo lo que tiene que ver con fábricas
- Público: riego de parques públicos
- Fugas

Descripción dotación (litros por habitante por día)

- | | |
|--|---------|
| • Llena cántaros | 15-40 |
| • Conexiones prediales | 60-90 |
| • Conexiones domiciliarias en el área rural | 90-150 |
| • Conexiones domiciliarias en el área urbana | 150-250 |

2.1.8.2. Bases del diseño

Las bases del diseño fueron tomadas de la tesis del Ingeniero Pedro Aguilar Ruiz, y de la guía para el sistema de abastecimiento de agua potable a zonas rurales INFOM UNEPAR donde se describen los estándares para los caudales de diseño de abastecimientos de agua potable.

2.1.8.3. Dotación

Según la descripción antes vista en Caudal de diseño, tomó para este proyecto una dotación de 90 litros por habitante por día. Al estar esta misma adentro de las normas INFON UNEPAR para conexiones prediales en el área rural.

2.1.9. El consumo y sus variaciones

Para los sistemas públicos de abastecimiento de agua, el consumo está afectado por factores que varían en función del tiempo, las costumbres, la región, las condiciones climáticas, las condiciones económicas, etcétera.

2.1.9.1. Consumo medio diario

A falta de registro, el consumo medio diario será el producto de la dotación adoptada, por el número de habitantes que se estimen al final del período de diseño.

Consumo medio diario = Dotación * Población futura

Cmd = 90 l/hab/día * 1318 hab

$$C_{md} = 118,620 \text{ l/día}$$

Para obtener el Caudal medio diario se divide el consumo medio diario dentro de los segundos de un día.

$$Q_{md} = \frac{C_{md}}{86\,400 \text{ s}}$$

$$Q_{md} = \frac{118\,620}{86\,400}$$

$$Q_{md} = 1,37 \text{ l/s}$$

2.1.9.2. Caudal máximo diario (Q_{dm})

Es el caudal de máximo consumo del agua durante 24 horas en un período de un año por la población, no tomando los gastos por incendio, este es el caudal que se utiliza al diseñar la línea de conducción del proyecto. Para su cálculo se utiliza un factor de día máximo (F_{dm}), este valor según las normas de diseño varían entre 1,2 y 1,5 para el área rural, este valor se tomará de 1,2 por el nivel socioeconómico de su población.

$$Q_{dm} = F_{dm} * Q_{md}$$

$$Q_{dm} = 1,2 * 1,37 = 1,64 \text{ l/s}$$

2.1.9.3. Caudal máxima horario (Q_{hm})

Este es el caudal de máximo consumo del agua durante una hora de un día en el período de un año por la población. Caudal de hora máxima es el que se utiliza para diseñar la red de distribución. En el cálculo se usa el factor de hora máximo (F_{hm}), este valor del factor de hora máximo se usa con las normas de diseño que tiene valores de 2,0 a 3,0, este valor se tomará de 2,0 por tener una población futura mayor de 1 000 habitantes, también por el nivel socioeconómico de su población.

$$Q_{hm} = F_{hm} * Q_{md}$$

$$Q_{hm} = 2,0 * 1,37$$

$$Q_{hm} = 2,74 \text{ l/s}$$

2.1.9.4. Caudal de bombeo (Q_b)

En sistemas por bombeo las líneas de conducción se diseñarán para conducir el caudal máximo diario durante el tiempo de bombeo adoptado.

$$Q_b = \frac{Q_{dm} * 24 \text{ h}}{\text{horas de bombeo}}$$

Se recomienda períodos de bombeo entre 8 y 12 horas por día para motores diesel y de 12 a 18 horas por día para motores eléctricos.

De esta manera se toma para el caudal de bombeo lo siguiente

$$Q_b = \frac{1,64 * 24 \text{ h}}{12 \text{ h}}$$

$$Q_b = 3,28 \text{ l/s}$$

2.1.10. Diseño hidráulico

Los componentes típicos de un sistema de abastecimiento de agua son los siguientes: captación, línea de conducción, tanque de almacenamiento, línea de distribución, red de distribución, obras hidráulicas y el sistema de desinfección. Dichos componentes se describen a continuación.

2.1.10.1. Diseño y tipo de tubería

Hay 2 regímenes de conducción, que pueden ser, régimen libre que se utiliza mediante canales o túneles y el régimen forzado, que es el de conducción por gravedad o por bombeo. Estos dos últimos, son los más utilizados para transportar el agua a los tanques de almacenamiento.

En conducciones forzadas hay que seguir ciertas normas.

- Se recomienda usar un diámetro mínimo de 1½ pulgadas.
- Atendiendo razones económicas se puede aceptar diámetros de ¾ de pulgada.
- Si se trata de agua con material en suspensión sedimentable o erosivo, la velocidad mínima debe de ser mayor de 0,4 metros por segundo y menor de 3,0 metros por segundo.

- Si es agua sin material sedimentable o erosivo no hay límite mínimo de velocidad y el límite máximo se fijará solamente de acuerdo a la sobre presión del golpe de ariete y en ningún caso mayor a 5 metros por segundo.
- La tubería debe enterrarse a una profundidad mínima de 0,80 metros sobre la corona (nivel superior del tubo).
- Para tuberías instaladas bajo calles de tránsito, la profundidad de colocación se calculará en función de las cargas vivas y muertas, el tipo de suelo y la tubería a usar. En estos casos la profundidad de colocación no será menor de 1,20 metros.
- En terrenos inclinados, la tubería deberá protegerse mediante la construcción de muros que eviten el deslave.
- En los puntos más bajos y en los cruces de corrientes, se podrá dejar la tubería aérea, para tal efecto se usará tubería metálica.
- Se deben instalar válvulas de aire, ventosas o chimeneas en los puntos más altos.
- Deben instalarse válvulas de limpieza en los puntos más bajos.
- Se instalarán cajas rompe presión con el objetivo de que la máxima presión estática no exceda la presión de trabajo de la tubería.
- De ser necesario se construirán anclajes en los cambios de dirección.

Diseño hidráulico

Después de realizado el trabajo de campo se continúa el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo para aldea La Carbonera, donde se detalla las instalaciones necesarias para el mismo.

2.1.10.2. Datos de diseño línea de impulsión

Los datos y parámetros de diseño para el proyecto de abastecimiento de agua potable para la aldea La Carbonera, fueron tomados del estudio efectuado para el respectivo proyecto.

Tipo de fuente y nombre:	Pozo La Carbonera
Sistema:	Bombeo - Gravedad
Tipo de conexión:	Predial
Período de diseño:	13 años
Población futura:	1,318 habitantes
Aforo:	18 litros por segundo
Caudal medio diario:	1.37 litros por segundo
Caudal de día máximo:	1.64 litros por segundo
Caudal de hora máxima:	2.74 litros por segundo
Caudal de bombeo:	3. 28 litros por segundo
Horas de bombeo:	12 horas
Dotación:	90 litros por hora por día

De los datos de diseño tomamos el $Q_b = 3,28$ litros por segundo, $Q_{dm} = 1,64$ litros por segundo, $T_b = 12$ horas, y para la velocidad para minimizar el golpe de ariete se toma entre 0,6 y 2 metros por segundo para la velocidad.

Diámetro económico

Tuberías de diámetros grandes son caras pero provocan pérdidas de carga pequeñas y por lo tanto el costo del bombeo es bajo. Las tuberías de diámetro pequeño son baratas pero provocan pérdidas de carga grandes y por lo tanto el costo del bombeo es alto. El diámetro económico será el que provoque el menor costo de la tubería y del bombeo.

Procedimiento de diseño

Determinar los diámetros a analizar mediante la fórmula.

$$\Phi = \frac{1,974 * Q}{v}$$

Donde Q = 3,28 porque es el Caudal de bombeo el que se utiliza para diseñar la línea de impulsión y caudal se expresa en litros por segundo y Φ en pulgadas.

$$\Phi_1 = \sqrt{\frac{1,974 * 3,28}{0,6}}$$

$$\Phi_2 = \sqrt{\frac{1,974 * 3,28}{2}}$$

$$\Phi_1 = \sqrt{\frac{6,47472}{0,6}}$$

$$\Phi_2 = \sqrt{\frac{6,47472}{2}}$$

$$\Phi_1 = \sqrt{10,7912}$$

$$\Phi_2 = \sqrt{3,23736}$$

$$\Phi_1 = 3,28$$

$$\Phi_2 = 1,80$$

Entonces se tiene que los diámetros a analizar son los comprendidos comercialmente entre 1,80 y 3,28 pulgadas y estos son 2, 2 ½ y 3.

- Costo para los diámetros a utilizar

La tasa de interés es del 20,25 por ciento

$$R = \frac{0,2025}{12} = 0,0168$$

$$n = 10 \text{ años} * 12 \text{ meses} = 120 \text{ meses}$$

$$A = \frac{R * (R + 1)^n}{(R + 1)^n - 1}$$

$$A = \frac{0,0168 * (0,0168 + 1)^{120}}{(0,0168 + 1)^{120} - 1} = \frac{0,124043435}{6,38353785} = 0,019431769$$

Determinar la cantidad de tubos a utilizar con la fórmula

$$\text{Cantidad de tubos} = \frac{L * 1,05}{6}$$

$$\text{Cantidad de tubos} = \frac{3289 * 1,05}{6} = \frac{3453,45}{6} = 576 \text{ tubos}$$

Costos por tubo pvc 250 psi junta rápida Norma ASTM D-2241

Donde:

Φ = Diámetro

N = Número de tubos

P = Precio Unitario

A = Amortización

Ct = Costo total

Tabla II. **Amortización de tubería**

Φ	N	P	A	Ct
2	576	Q. 283,89	0,01943	Q. 3 177,37
2 ½	576	Q. 433,95	0,01943	Q. 4 856,88
3	576	Q. 643,14	0,01943	Q. 7 198,19

Fuente: elaboración propia.

Nota: tubería para agua potable Norma ASTM D-2241 250 psi, SDR 17 junta rápida, longitud 6 metros de GERFOR S.A, precios vigentes a partir de enero 2011.

Costo mensual del bombeo

Cálculo de las pérdidas de carga con la fórmula Hazzen & Williams

$$Q = 3,08 \text{ l/s} \quad L = 3\,289 * 1,05 = 3\,454 \text{ m} \quad C = 150$$

$$Hf_2 = \frac{1743,811 * 3\,454 * 3,28^{1,85}}{150^{1,85} * 2^{4,87}}$$

$$Hf_2 = \frac{54\,223\,601,15}{310\,302,2382}$$

$$Hf_2 = 174,74 \text{ m}$$

$$Hf_{2\frac{1}{2}} = \frac{1743,811 * 3\,454 * 3,28^{1,85}}{150^{1,85} * 2\frac{1}{2}^{4,87}}$$

$$Hf_{2\frac{1}{2}} = \frac{54\,223\,601,15}{919\,891,64}$$

$$Hf_{2\frac{1}{2}} = 58,95 \text{ m}$$

$$Hf_3 = \frac{1\,743,811 * 3\,454 * 3,28^{1,85}}{150^{1,85} * 3^{4,87}}$$

$$Hf_3 = \frac{54\,223\,601,15}{2\,235\,369,596}$$

$$Hf_3 = 24,26 \text{ m}$$

- Cálculo de la potencia para cada diámetro de tubería

$$\text{Pot} = \frac{Q * Hf}{76 * e}$$

Donde:

Pot = Potencia (HP)

Q = Caudal (l/s)

Hf = Pérdidas de carga

E = Eficiencia (aprox. 60%)

$$\text{Pot}_2 = \frac{3,28 * 174,74}{76 * 0,6} = 12,57 \text{ HP}$$

$$\text{Pot}_{2\frac{1}{2}} = \frac{3,28 * 58,95}{76 * 0,6} = 4,24 \text{ HP}$$

$$\text{Pot}_3 = \frac{3,28 * 24,26}{76 * 0,6} = 1,74 \text{ HP}$$

Se toma un período de bombeo de 12 horas diarias.

$$\text{No. horas} = 12 * 30 = 360 \text{ Horas/mes}$$

- Tabla de costo de bombeo mensual

Donde:

Φ = Diámetro (plg)

Pot = Potencia (HP)

No. Horas = Número de horas (hrs)

Rendimiento = Rendimiento (Gal/Hrs/HP)

Precio Diesel = Precio Diesel (Q)

Cb = Costo de bombeo (Q)

Tabla III. **Costo de bombeo**

Φ	Pot	N. Horas	Rendimiento	Precio Diesel	Cb
2	12,57	360	0,065	Q29,50	Q8 677,07
2½	4,24	360	0,065	Q29,50	Q2 926,87
3	1,74	360	0,065	Q29,50	Q1 201,12

Fuente: elaboración propia.

Cálculo del costo total

Donde:

Φ = Diámetro (plg)

Ct = Costo de tubería (Q)

Cb = Costo de bombeo (Q)

Costo total = Costo total (Q)

Tabla IV. **Costo total de bombeo**

Φ	Ct	Cb	Costo Total
2	3 177,37	Q8 677,07	11 854,44
2½	4 856,88	Q2 926,87	7 783,75
3	7 198,19	Q1 201,12	8 399,31

Fuente: elaboración propia.

El diámetro económico es entonces el de 2½ pulgadas.

Se tiene entonces que el diámetro a utilizar será de 2½ pulgadas. El caudal a impulsar será de 3,28 litros por segundo por lo que se utilizará una bomba de motor externo con combustible diesel.

2.1.10.2.1. Potencia del equipo de bombeo

La potencia de las bombas es importante, ya que es la forma en que el proyecto tendrá sentido. No se puede tener más de la necesaria porque será un gasto muy alto y tampoco menos de la mínima ya que no llegara el vital líquido.

Determinar C.D.T

Cálculo de la carga dinámica total:

- Altura del nivel dinámico a la boca del pozo: 90,00 m
- Pérdida de carga en conjunto columna eje:

$$h = 5(S/100) \quad S = \text{lugar donde se colocará la bomba}$$

$$h = 5(120/100) \quad 6,00 \text{ m}$$

- La altura de la boca del pozo a la descarga 346,00 metros
- La pérdida de carga en la línea de impulsión, utilizando la fórmula de Hazen & Williams

$$H_{f_{2\frac{1}{2}}} = \frac{1743,811 * 3\,289 * 1,05 * 3,28^{1,85}}{150^{1,85} * 2\frac{1}{2}^{4,87}}$$

$$\frac{54\,214\,966,82}{919\,891,64} = 58,93 \text{ m}$$

- La carga por la velocidad. $(v^2/2g)$. $\phi_i^2 = 3,088$

$$V = \frac{1,974 * Q}{\phi_i^2} = \frac{1,974 * 3,28}{3,088^2} = 0,68$$

$$H = \frac{0,68^2}{2 * 9,81} = 0,02 \text{ m}$$

- Las pérdidas menores

$$H = 0,10 * H_f = 0,10 * 58,93 = 5,89 \text{ m}$$

$$\text{Carga dinámica total (C.D.T.)} = 506,84 \text{ m}$$

2.1.10.2.2. Cálculo de la potencia

Determinar el costo de bombeo, y éste va a depender de las pérdidas de carga por longitud de tubería, para lo cual habrá que calcular para cada uno de los diámetros las pérdidas por fricción y luego calcular la potencia.

$$\text{Pot} = \frac{\text{C.D.T.} * Q}{76 * e} = \frac{506,84 * 3,28}{76 * 0,6} = 36,46 \text{ HP}$$

2.1.10.2.3. Golpe de ariete

El golpe de ariete es un fenómeno que se produce al momento de cerrar una válvula bruscamente, o cuando hay algún cese de energía. Por lo tanto hay que verificar que la tubería sea capaz de aguantar esta sobrepresión. En algunos casos se puede colocar una válvula de alivio para reducir el golpe de ariete.

Cálculo de la celeridad

$$\alpha = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{2,07 * 10^4}{3 * 10^4} * \frac{64,44\text{mm}}{4,29\text{mm}}}} = \frac{1420}{3,3710} = 421,24 \text{ m/s}$$

- La velocidad para determinar la sobre presión

$$V = \frac{1,974 * Q}{d^2} = \frac{1,974 * 3,28}{2\frac{1}{2}^2} = 1,03 \text{ m/s}$$

Calcular la sobre presión

$$\Delta P = \frac{v * \alpha}{g} = \frac{1,03 * 421,24}{9,81} = 44,23 \text{ m.c.a.}$$

Verificar si la tubería resiste la sobre presión generada por el golpe de ariete.

$$P_{\text{max}} = 44,23 \text{ m.c.a.} + 90 \text{ m.c.a.} = 134,23 \text{ m.c.a.}$$

Convertir metros columna agua a libras por pulgada cuadrada

$$134,23 * 1,419 = 190,47 \text{ PSI} < 250 \text{ psi}$$

$P_{\text{max}} = 190.47 \text{ lb/in}^2 < 250 \text{ lb/in}^2$, de manera que la tubería pvc clase 250, resiste dicha presión.

2.1.10.2.4. Tanque de almacenamiento

Para el sistema se utilizará un tanque de almacenamiento o distribución que tendrá como principales objetivos el de suministrar agua a la población durante todas horas no importando las variaciones de consumo que se tengan y la de tener agua en reserva por cualquier suspensión del agua de la fuente, por lo que es muy importante para el funcionamiento del diseño del proyecto. Dentro de los principales componentes del tanque se tiene: el depósito principal, caja de válvula de entrada y de salida, tapaderas para entrada, dispositivo de desagüe y rebalse, respiraderos y clorador.

Para el diseño del tanque de distribución se toma en cuenta el criterio que la población es mayor a 1 000 habitantes, se toma un valor del 25 por ciento al 35 por ciento del consumo medio diario, para el presente diseño se utilizará el 30 por ciento. Diseño de línea de impulsión

- Determinación del volumen del tanque

El volumen del tanque de distribución o almacenamiento (Vol. tanque) en metros cúbicos (m^3) es el siguiente:

$$\text{Vol. Tanque} = \frac{Q_{\text{med}} * 86\,400 * 30\%}{1\,000}$$

$$\text{Vol. Tanque} = \frac{1,37 \text{ lt} * 86\,400 * 30\%}{1\,000}$$

$$\text{Vol. Tanque} = \frac{35\,510,4}{1\,000}$$

$$\text{Vol. Tanque} = 35,51 \text{ m}^3 \approx 36 \text{ m}^3$$

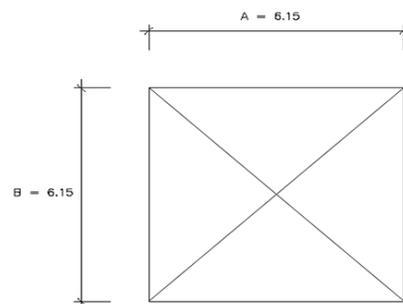
El tanque se construirá en el punto más alto para que el agua pueda regresar a la población por gravedad (ver planos en apéndices) y tomando en cuenta la geología del terreno se construirá semienterrado y de concreto ciclópeo.

- Diseño estructural de la cubierta

Para el diseño se empleará el método 3 de la American Concrete Institute (ACI), en la cubierta se deberá usar losa de concreto reforzado con las siguientes dimensiones como se muestra en la figura 2.

- Diseño de la losa del tanque

Figura 2. **Dimensiones de la tapadera del tanque**



Fuente: elaboración propia.

$$m = \frac{a}{b} \frac{6,15}{6,15} = 1 > 0,50 \rightarrow \text{trabaja en dos sentidos}$$

- Espesor de la losa

$$t = \frac{\text{Perimetro}}{180} = \frac{24,6}{180} = 0,136 \rightarrow \text{se tomará } t = 0,14\text{cm}$$

- Integración de la carga muerta:

$$W_{\text{losa}} = (2400 \text{ kg/m}^3)(0,14\text{m}) = 336 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{sobrecarga}} = 25 \text{ kg/m}^2$$

$$\Sigma W_{\text{carga muerta}} = \text{CM} = 361 \text{ kg/m}^2$$

- Integración de carga viva

Se tomará una carga viva de 80 kg/m^2

$$\text{CV} = 80 \text{ kg/m}^2$$

- Carga ultima total:

$$\text{Cu} = 1,4 \text{ CM} + 1,7 \text{ CV} = 1,4 (361 \text{ kg/m}^2) + 1,7 (80 \text{ kg/m}^2) = 641,4 \text{ kg/m}^2$$

Calculo de momentos caso 2:

- Momentos negativos

$$M_a = (C_a) (C_u) (a^2) = (0,045) (641,4 \text{ kg/m}^2) (6,15^2) = 1\,091,67 \text{ kg-m}^2$$

$$M_b = (C_b) (C_u) (b^2) = (0,045) (641,4 \text{ kg/m}^2) (6,15^2) = 1\,091,67 \text{ kg-m}^2$$

- Momentos positivos

$$M_a = (C_a) (C_{vu}) (a^2) + (C_a) (C_{Mu}) (a^2)$$

$$M_a = (0,027) (136) (6,15^2) + (0,018) (505,4) (6,15^2) = 482,96 \text{ kg-m}^2$$

$$M_b = (C_b) (C_{vu}) (b^2) + (C_b) (C_{Mu}) (b^2)$$

$$M_b = (0,027) (136) (6,15^2) + (0,018) (505,4) (6,15^2) = 482,96 \text{ kg-m}^2$$

Cálculo del peralte (d):

$$d = t - r - \frac{\phi}{2} \quad \phi_{3/8"} = 0,95 \text{ cm}$$

$$d = 14 - 2,5 - 0,95/2 = 11,03 \text{ cm}$$

- Cálculo del área de acero mínimo

$$A_{s_{\min}} = (0,40) \left(\frac{14,1}{2\,810} \right) (100 \text{ cm}) (11,03 \text{ cm}) = 2,21 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento

$$2,21 \text{ cm}^2 \text{ -----} 100 \text{ cm}$$

$$0,71 \text{ cm}^2 \text{ -----} S \quad \rightarrow \quad S = \frac{(0,71 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{2,21 \text{ cm}^2} = 32 \text{ cm}$$

- As por temperatura

$$A_s = 0,002bt = 0,002(100 \text{ cm})(14 \text{ cm}) = 2,8 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento:

$$2,8 \text{ cm}^2 \text{-----} 100 \text{ cm}$$

$$0,71 \text{ cm}^2 \text{-----} S \quad \rightarrow \quad S = \frac{(0,71 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{2,8 \text{ cm}^2} = 25 \text{ cm}$$

Se tomará $S = 25 \text{ cm}$

Resumen de refuerzo:

Colocar varillas No.3 @ 0,25 m, en ambos sentidos.

- Diseño del muro

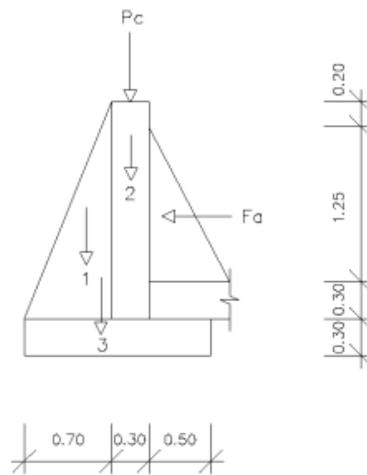
El muro se puede construir de concreto reforzado, mampostería reforzada, concreto ciclópeo e incluso de acero, en este caso se optó utilizar el material de mayor acceso y económico a la comunidad que es la piedra, por lo que se construirá de concreto ciclópeo.

Se diseñará un tanque semienterrado, debido a la topografía del terreno y para evitar demasiada excavación.

Peso concreto ciclópeo ($W_{\text{concreto ciclópeo}}$)	= 2 700 kg/m ³
Peso concreto armado ($W_{\text{concreto armado}}$)	= 2 400 kg/m ³
Peso del suelo (W_{suelo})	= 1 700 kg/m ³
Valor soporte del suelo (V_s)	= 10 000 kg/m ²

En la figura 3 se muestra la geometría y diagrama de presiones del muro y en la tabla se encuentran los cálculos de momento estabilizante en el muro.

Figura 3. **Geometría y diagrama de presiones de muro**



Fuente: elaboración propia.

Momento estabilizante en el muro:

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

Sección	Dimensiones (m)		Área (m ²)	Peso Vol.(kg/m ³)	Peso WR (kg)	Brazo (m)	Momento MR (kg-m)
1	0,7	1,75	0,61	2 700	1 647,00	0,47	774,09
2	0,3	1,75	0,53	2 700	1 431,00	0,85	1 216,35
3	1,5	0,3	0,45	2 700	1 215,00	0,75	911,25
				Σ =	4 293,00	Σ =	2 901,69

Fuente: elaboración propia.

- Carga de losa y vigas sobre el muro

Carga muerta (CM)

$$\text{Peso propio de losa} = 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,14 \text{ m} = 336 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sobre peso} = 60 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CM} = 336 + 60 = 396 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva (CV)} = 100 \text{ kg/m}^2$$

Carga última (CU)

$$\text{CU} = 1,4 \text{ CM} + 1,7 \text{ CV} = (1,4 * 396) + (1,7 * 100) = 725 \text{ kg/m}^2$$

- Área tributaria

$$A = \frac{6,15 * 3,08}{2} = 9,47 \text{ m}^2 \qquad B = \frac{6,15 * 3,08}{2} = 9,47 \text{ m}^2$$

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

$$W_A = \frac{725 * 9,47}{6,15} + (2\,400 * 0,15 * 0,20) = 1\,188,40 \text{ kg/m}$$

$$W_B = \frac{725 * 9,47}{6,15} + (2\,400 * 0,15 * 0,20) = 1\,188,40 \text{ kg/m}$$

Se toma el mayor como el caso crítico, en este caso $W = 1\,188,40 \text{ kg/m}$

Considerando W como carga puntual (P_c)

$$P_c = 1\,188,40 \text{ kg/m} * 1,00 \text{ m} = 1\,188,40 \text{ kg}$$

Por lo que el momento que ejerce la carga puntual (M_C)

$$M_C = 1\,188,40 \text{ kg} \frac{0,30}{2} + 0,70 = 1\,010,14 \text{ kg-m}$$

Peso total del muro (W_T)

$$W_T = W + W_R = 1\,188,40 + 4\,293,00 = 5\,481,4 \text{ Kg/m}$$

- Fuerza activa (F_a)

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

Momento de volteo con respecto a X

$$M_{\text{act}} = F_a * \frac{H}{3} = 781,25 * \frac{1,25}{3} + 0,6 = 794,27 \text{ kg-m/m}$$

Chequeos

- Estabilidad contra volteo (F_{sv}) $> 1,50$

$$F_{sv} = \frac{M_R + M_C}{M_{act}} = \frac{2\,901,69 + 1\,010,14}{794,27} = 4,92 > 1,50$$

- Estabilidad contra deslizamiento (F_{sd}) $> 1,50$

$$F_{sd} = \frac{W_T + mu}{F_a} = \frac{5\,481,4 * 0,40}{781,25} = 2,80 > 1,50$$

- Presión máxima bajo la base del muro $P_{max} < V_s$

$$a = \frac{M_R + M_C - M_{act}}{W_T} = \frac{2901,69 + 1010,14 + 794,27}{5481,40} = 0,85 \text{ m}$$

Donde la excentricidad (ex) = $\left[\frac{1}{2} * \text{base} \right] - a$

$$ex = \left[\frac{1}{2} * 1,50 \right] - 0,85 = 0,10 \text{ m}$$

Módulo de sección por metro lineal (Sx)

$$Sx = 1/6 * \text{base}^2 * \text{longitud} = 1/6 * (1,50)^2 * 1,00 \text{ m} = 0,38 \text{ m}^3$$

- Presión máxima (Pmax)

$$P_{max} = \frac{W_T}{A} + \frac{W_T * ex}{Sx} = \frac{5481,40}{(1,50 \text{ m} * 1 \text{ m})} + \frac{5481,40 * 0,1}{0,38 \text{ m}^3} = 5096,74$$

$$P_{max} = 5096,74 \text{ kg/m}^2 < 10000 \text{ kg/m}^2$$

La presión máxima en el suelo es menor al valor soporte del suelo (V_s) que se tomó con valor de 10 000 kilogramos por metro cuadrado, por lo que chequea.

2.1.10.2.5. Diseño de la red de distribución

La red de distribución es un sistema de tuberías unidas entre sí, que conducen el agua desde el tanque de distribución hasta el punto de consumo (conexión predial). La función principal es brindar un servicio eficiente en forma continua, en cantidad suficiente y desde luego con calidad sanitariamente aceptable. Para el diseño se deben considerar los siguientes criterios:

- Garantizar el período de diseño para el buen funcionamiento, de acuerdo al máximo consumo horario.
- La distribución de caudales debe hacerse mediante criterios lógicos y ordenados.
- Considerar el tipo de tubería, para soportar las presiones hidrostáticas.
- Considerar los diámetros mínimos pero eficientes para la economía del proyecto.

Para el diseño de la red de distribución, se utilizó el método de redes abiertas debido a que las casas están dispersas se mostrará a continuación el cálculo de un tramo, luego se presentará el resumen hidráulico de la distribución completa. Las fórmulas empleadas serán descritas más adelante.

Se calculará el tramo inicial que comprende las estaciones E-1 a la E-4, el número de viviendas futuras utilizadas para este tramo es de 12 y por ser el primer tramo se utilizan todas las casas, conforme se avance en el ramal se tendrán menos casas.

- Caudal de vivienda

Es el caudal que será asignado a cada vivienda, el que se obtiene de la siguiente fórmula:

$$Q_v = \frac{Q_{MH}}{\# \text{ viviendas}}$$

Donde

Q_v = Caudal de vivienda en l/s

Q_{MH} = Caudal hora máxima o caudal de distribución

$$Q_v = \frac{2.74}{162 \text{ viv}} = 0,0169 \text{ l/s}$$

Caudal requerido, caudal instantáneo y caudal de diseño

El caudal requerido es el caudal necesario para el tramo, depende del número de viviendas futuras del tramo y se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{\text{requerido}} = Q_v * \text{No. Viviendas} = 0,0169 \text{ l/s} * 162 \text{ viv} = 2,7378 \text{ l/s}$$

El caudal instantáneo está basado en la probabilidad de que se haga uso al mismo tiempo del servicio del caudal en un ramal, usualmente también se le conoce con el nombre de caudal de uso simultaneo, se puede calcular mediante la siguiente fórmula.

$$Q_i = k(n - 1)^{1/2}$$

Donde:

Q_i = Caudal instantáneo no menor de 0,20 l/s

K = Coeficiente que varía según:

K = 0,15 para uso predial

K = 0,25 para llena cantaros

n = número de viviendas

$$Q_i = 0,15 (162-1)^{1/2} = 1,90 \text{ l/s}$$

El caudal instantáneo fue calculado para cada ramal, ver distribución de caudales en apéndices.

Para establecer el caudal de diseño, se hace una comparación entre el caudal requerido y el caudal instantáneo para el tramo y se diseña con el mayor de ambos, para este caso el caudal de diseño será de:

$$Q_{\text{diseño}} = 2,7378 \text{ l/s}$$

- Diámetro de la tubería

Los datos para calcular el diámetro de la tubería son los siguientes:

$$L = 134,95$$

$$Q = 2,7378$$

$$C = 150$$

Tubería PVC 160 psi

$$\text{Cota terreno inicial} = 445,97 \text{ m}$$

$$\text{Cota terreno final} = 423,63 \text{ m}$$

$$\text{Diferencia de altura} = 22,34$$

Con la siguiente fórmula se calcula el diámetro de la tubería:

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

Donde:

D = Diámetro interno del tubo en pulgadas

L = Longitud de diseño en metros

Q = Caudal de diseño en L/s

H_f = Pérdida de carga en metros

C = Coeficiente de fricción interno

PVC = 150

HG = 100

$$D = \left(\frac{1743,811 * 134,95 * 2,7378}{22,34 * 150^{1,85}} \right)^{1/4,87} = 1,2278''$$

Se utilizará D_{nominal} = 1 ½", D_{interno} = 1,754

- Perdidas por fricción

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

Donde

Hf = Pérdida por fricción en tubería

L = Longitud de diseño en metros

Q = Caudal de diseño en L/s

C = Coeficiente de fricción interno

D = Diámetro interno del tubo en pulgadas

$$H_f = \frac{1743,811 * 134,95 * 1,014 * 2,7378^{1,85}}{150^{1,85} * 1,754^{4,87}} = 9,39 \text{ m}$$

Velocidad

La velocidad debe estar entre los parámetros de 0.60m/s y 3.00m/s y se calcula con la siguiente fórmula.

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

V = Velocidad, debe estar entre de 0,60 a 3,00 metros por segundo

Q = Caudal de diseño en L/s

D = Diámetro interno del tubo en pulgadas

$$V = \frac{1,974 * 2,7378}{1,754^2} = 1,76 \text{ m/s}$$

Cota piezométrica, presión dinámica, presión estática

Se calculan de la siguiente manera:

- $PE = NE - CT$
- $PD = Cpz - CT$
- $Cpz = NE - Hf$

Donde:

PE = Presión estática, expresada en metros

PD = Presión disponible, expresado en metros

Cpz = Cota piezométrica, expresada en metros

NE = Nivel estático en metros

CT = Cota terreno en metros

Hf = Pérdidas por fricción en tubería expresado en metros

$$Cpz = NE - Hf = 445,97 - 9,39 = 436,58$$

$$PD = Cpz - Ct = 436,58 - 423,63 = 12,95$$

$$PE = NE - CT = 445,97 - 423,63 = 22,34$$

De la misma forma se calcularon todos los tramos, ver diseño hidráulico en apéndice 1.

2.1.11. Obras hidráulicas

Cuando en un tramo de tubería se tiene un fuerte desnivel, puede ser necesario seccionarlo, con el fin de que cada fracción trabaje con una carga acorde con la presión de trabajo de la tubería que se emplee.

2.1.11.1. Caja para válvulas

Estas cajas servirán de protección para las válvulas del tanque. Se construirá con paredes de mampostería de piedra y tapadera de concreto reforzado con su respectivo sistema de seguridad como lo muestran los planos, en anexos.

2.1.11.2. Válvula de aire

Las válvulas se definen como los aparatos mecánicos con los que se puede iniciar, detener o regular la circulación del paso de líquidos mediante una pieza movable que abre, cierra y que obstruye en forma parcial uno o más orificios.

Estas válvulas de aire tienen la función de permitir el escape de aire que se acumula en las tuberías, se colocan en los puntos altos. Consta de válvula de cuerpo, tapadera y flotador.

2.1.11.3. Descripción de conexión predial

En la línea central de la tubería de distribución se colocará una tee del diámetro correspondiente a dicha tubería, también se deberá colocar un reductor del diámetro del tubo de la línea central a tubería de ½ pulgada, luego se colocará la tubería de ½ pulgada que conectara a la vivienda con la línea central de distribución hasta llegar a la llave de paso, la cual se utiliza para bloquear la entrada de agua y realizar cualquier tipo de reparación, por último se realiza la conexión domiciliar como lo muestran los planos, en apéndice1.

2.1.11.4. Sistema de desinfección

Para asegurar la calidad del agua, debe someterse a tratamiento de desinfección, preferiblemente a base de cloro o compuestos clorados. El punto de aplicación del compuesto clorado deberá seleccionarse en forma tal que se garantice una mezcla efectiva con el agua, la desinfección debe asegurar un residual de 0,2 a 0,5 miligramos por litro en el punto más lejano de la red.

Con base en los resultados obtenidos en el análisis del agua, el agua no es apta para consumo humano, siendo entonces la solución un tratamiento primario.

Para este sistema se propone la cloración del agua por medio de hipoclorito de calcio debido a que es un mecanismo común, práctico para la región y sencillo de elaborar. El hipoclorito de calcio dosificará al agua por medio de un hipoclorador hidráulico (UNEPAR) que estará sobre el tanque de distribución justo en la entrada del agua a éste. El hipoclorito a utilizar se recomienda que sea granular al 65 por ciento de pureza, el cual se puede comprar por libra, ver detalle del hipoclorado en planos (apéndice1).

2.1.12. Elaboración del presupuesto

Para la realización del mismo se toma en cuenta la cantidad de materiales, el precio de los materiales, la mano de obra calificada y la mano de obra no calificada. Además, por tratarse de un proyecto de beneficio social no existe utilidad, se tomó un porcentaje de 10 por ciento por imprevistos y 25 por ciento por gastos administrativos. En la tabla VI se muestra el presupuesto por renglones de trabajo del proyecto de abastecimiento de agua potable.

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

INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS
 SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA LA CARBONERA
 UBICACIÓN: ALDEA LA CARBONERA SANTA CATARINA MITA

CUADRO DE CANTIDADES ESTIMADAS DE TRABAJO				Fecha:	ABRIL 2011
Renglón	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Subtotal
1,00	EQUIPAMIENTO DE POZO	UNIDAD	1	Q 224 943,75	Q 224 943,75
2,00	LINEA DE CONDUCCION	MI	3453,45	Q 102 07	Q 352 493,63
3,00	TANQUE DE DISTRIBUCION	UNIDAD	1	Q 29 055,25	Q 29 055,25
4,00	RED DE DISTRIBUCION	MI	1662	Q 167,81	Q 278 903,77
5,00	CONEXIÓN DOMICILIAR	UNIDAD	86	Q 84,82	Q 7 294,79
6,00	CLORADOR DE PASTILLAS	UNIDAD	1	Q 8 927,31	Q 8 927,31
TOTAL					Q901 618,50

Transporte de materiales

Fletes 1,00 % Q9,016.18

TOTAL

Q 910 634,68

Son: Novecientos diez mil seiscientos treinta y cuatro con 68/100

En dólares son 120 773,84 usando la tasa de cambio a 7,54

Fuente: elaboración propia.

2.1.13. Programa de operación y mantenimiento

Para la construcción del proyecto todas las personas beneficiadas deben ayudar, organizándose en grupos para las diferentes actividades por las que está conformado el proyecto. Se debe asegurar un adecuado mantenimiento del sistema por parte de las personas de la comunidad, teniendo una buena organización para el almacenamiento de las herramientas y de los repuestos. Además se deben nombrar las personas encargadas para la operación y el mantenimiento del proyecto, las cuales tienen que estar debidamente capacitadas sobre el mantenimiento del sistema.

2.1.14. Propuesta de tarifa

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

2.1.15. Evaluación de impacto ambiental inicial

En los anexos se encuentra el formulario que exigen en el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales, el cual es conocido como el estudio de evaluación de impacto ambiental inicial.

2.1.16. Evaluación socioeconómica

La evaluación social de proyectos consiste en comparar los beneficios con los costos que dichos proyectos implican para la sociedad; es decir, consiste en determinar el efecto que el proyecto tendrá sobre el bienestar de la sociedad.

2.1.16.1. Valor Presente Neto (VPN)

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 para la evaluación de proyectos como para la administración financiera para estudiar el ingreso futuro a la hora de realizar una inversión en algún proyecto.

Cuando el VPN es menor que cero implica que hay una pérdida a una cierta tasa de interés, mientras que por el contrario si el VPN es mayor que cero se presenta una ganancia, cuando el VPN es igual a cero se dice que el proyecto es indiferente. Al ser un método que tiene en cuenta el valor tiempo de dinero, los ingresos futuros esperados, como también los egresos, son a la fecha del inicio del proyecto.

Para el proyecto de abastecimiento de agua potable en la aldea La Carbonera, requiere la inversión inicial del costo total del proyecto siendo Q 910 634,68, teniendo únicamente los ingresos anuales de la forma siguiente: 86 viviendas * Q10,00 * 12 meses = Q10 320,00 y con valor de rescate nulo, con tasa de interés 5 por ciento anual para 10 años.

$$\text{VPN} = -910\,634,68 + 10\,320,00 (P/A, 5\%, 10)$$

$$VPN = -910\,634,68 + 10\,320,00 \left[\frac{(1+0,05)^{10} - 1}{0,05 * (1+0,05)^{10}} \right]$$

$$VPN = -910\,634,68 + (10\,320,00 * 7,7217) = -830\,946,37$$

En conclusión se tienen pérdidas para el desarrollo del proyecto sistema de abastecimiento de agua potable aldea La Carbonera al realizar el estudio del valor presente neto, pero tiene justificación al ser un proyecto de beneficio social para la comunidad.

2.1.16.2. Tasa Interna de Retorno (TIR)

La Tasa Interna de Retorno (TIR) es igual a la suma de los ingresos actualizados, con la suma de los egresos actualizados igualando al egreso inicial, también se puede decir que es la tasa de interés que hace que el VPN del proyecto sea igual a cero. Este método consiste en encontrar una tasa de interés en la cual se cumplen las condiciones buscadas en el momento de iniciar o aceptar un proyecto de inversión.

La TIR es 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.

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

Modelo matemático es el siguiente: $(VP - VR) * Crf + (VR*i) + D = I$

Donde:

VP = Valor presente

VR = Valor de rescate

D = desembolsos

I = Ingresos

N = número de períodos

I = tasa de interés

Crf = factor de recuperación de capital

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

$$i = \left[\frac{\text{resultado.de.la.1ra.prueba}}{\text{valor.presente}} \right] * 100$$

$$i = \left[\frac{\text{última.tasa}}{\text{trabajada}} \right] \left[\frac{\text{resultado.de.la.última.prueba}}{\text{valor.presente}} \right] * 100$$

$$TIR = \left[\frac{\text{tasa.anterior}}{\text{trabajada}} \right] \left[\frac{\text{resultado.tasa.anterior}}{\text{tasa.anterior} - \text{última.tasa}} \right] * \left[\frac{\text{diferencia}}{\text{tasas.trabajadas}} \right]$$

Para el proyecto se tiene para inversión I = Q. 910 634,68 y produce un beneficio anual de Q. 10 320,00 con vida de servicio de 10 años.

$$VP (3 \%) = -910 634,68 + 10 320,00 (P/A, 3 \%, 10)$$

$$VP (3 \%) = -910 634,68 + (10 320,00 * 8,5302) = - 822 602,98$$

$$VP (1 \%) = -910 634,68 + 10 320,00 (P/A, 1 \%, 10)$$

$$VP (1 \%) = -910 634,68 + (10 320,00 * 9,4713) = - 812 890,81$$

Al igual que la evaluación del valor presente neto al final en conclusión se tienen pérdidas para el proyecto de agua potable en la aldea La Carbonera porque con ninguna tasa de interés se pueden tener ganancias, pero se justifica al ser un proyecto de beneficio social.

2.2. Diseño del puente vehicular para la aldea Las Lajas, municipio de Santa Catarina Mita, Jutiapa

Un puente, es una estructura destinada a salvar obstáculos naturales, como ríos, valles, lagos o brazos de mar; y obstáculos artificiales, como vías férreas o carreteras, con el fin de unir caminos de viajeros, animales o mercancías.

2.2.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular de concreto reforzado, de una vía, para soportar una carga viva AASTHO H15-44, con una luz entre apoyos de 12,00 metros y un ancho de rodadura de 4,00 metros.

El puente vehicular estará conformado por:

- Superestructura: es la parte del puente en donde actúa la carga móvil, y está compuesta por:

Losa

Vigas

Barandales

- Subestructura: es la parte del puente que se encarga de transmitir las cargas al suelo de cimentación, y está compuesta por:
Cortina
Viga de apoyo
Estribos

Figura 4. **Ubicación del proyecto**



Fuente: IGN. Santa Catarina Mita. Jutiapa. Escala 1:50,000. 2010.

2.2.2. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico es una herramienta indispensable en el diseño de puentes, ya que permite representar gráficamente los posibles puntos de ubicación de la obra y la geometría de las partes del puente. Se realizaron los levantamientos siguientes:

- Planimétrico, utilizando el método de conservación del azimut
- Altimétrico, utilizando una nivelación simple

2.2.3. Evaluación de la calidad del suelo

Al suelo del proyecto se le realizó un ensayo de compresión triaxial. Para lo cual fue necesaria la extracción de una muestra inalterada y representativa de suelo de un pie cúbico la cual después de las pruebas correspondientes generaron los siguientes resultados:

Tipo de ensayo:	No consolidado y no drenado
Dimensión de la probeta:	2,5" x 5,0"
Ángulo de fricción interna:	$\phi = 22.75^\circ$
Cohesión:	$C_u = 21.4 \text{ ton} / \text{m}^2$
Descripción del suelo:	Limo arenoso color café

Tabla VII. Factores de ensayo a probetas

PROBETA No.	1	1	1
PRESIÓN LATERAL (t/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(t/m ²)	71,92	82,64	89,91
PRESIÓN INTERSTICIAL u(t/m ²)	X	X	X
DEFORMACIÓN EN ROTURA Er (%)	1,5	3,5	5,5
DENSIDAD SECA (t/m ³)	1,35	1,35	1,35
DENSIDAD HÚMEDA (t/m ³)	1,78	1,78	1,78
HÚMEDAD (%H)	31,8	31,8	31,8

Fuente: elaboración propia.

- Tipo de ensayo: análisis granulométrico, con tamices y lavado previo.

Tabla VIII. **Análisis granulométrico**

Análisis con Tamices:		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
2"	50,8	100
3/4"	19	91,4
4	4,76	81,32
10	2	68,84
40	0,42	44,74
200	0,074	27,28

Fuente: elaboración propia.

Tipo de ensayo: Ensayo de límites de Attenberg.

Límite líquido: 28,41 %

Límite plástico: 3,02 %

Clasificación sistema unificado: SM

- Datos para encontrar el valor soporte

Base: 1,00 m

Peso específico $\gamma_s = 0,80 \text{ ton/m}^3$

Ángulo de fricción interna: $\phi = 22,75^\circ$

Cohesión: $C_u = 21,4 \text{ ton/ m}^2$

Desplante 1,50 m

Factor de seguridad F.S. = 5

$$\theta_{\text{rad}} = \frac{\theta * \pi}{180} = \frac{22,75^\circ * \pi}{180} = 0,3971$$

- Factor de flujo de carga (Nq)

$$Nq = \frac{e^{(\frac{3}{2}\pi - \theta_{\text{rad}})\tan\phi}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} = \frac{e^{(\frac{3}{2}\pi - 0,3971)\tan 22,75^\circ}}{2\cos^2\left(45 + \frac{22,75^\circ}{2}\right)}$$

$$Nq = 9,96$$

- Factor de flujo de carga última (Nc)

$$Nc = \cot\phi * (Nq - 1) = \cot 22,75^\circ (9,96 - 1)$$

$$Nc = 21,37$$

- Factor de flujo γ

$$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * \tan\phi$$

$$N\gamma = 2 * (9,96 + 1) * \tan 22,75^\circ$$

$$N\gamma = 9,19$$

- Capacidad portante última

$$q_o = 0,4(\gamma_s)(B)(N\gamma) + 1,3(Cu)(Nc) + \gamma_s(D)(Nq)$$

$$q_o = 0,4(0,80 \text{ ton/m}^3)(1 \text{ m})(9,19) + 1,3(21,4 \text{ ton/m}^2)(21,37) + (0,8 \text{ ton/m}^3)(1,5 \text{ m})(9,96)$$

$$q_o = 152,6 \text{ ton/m}^2$$

- Capacidad portante neta última

$$q_{on} = q_o - \gamma_s * D$$

$$q_{on} = 152,6 \text{ ton/m}^2 - (0,8 \text{ ton/m}^3 * 1,5 \text{ m})$$

$$q_{on} = 151,4 \text{ ton/m}^2$$

- Valor soporte

$$V_s = \frac{q_{on}}{FS} = \frac{151,4 \text{ ton/m}^2}{5}$$

$$V_s = 30,28 \text{ ton/m}^2$$

$$V_s = 30,28 \text{ ton/m}^2 \approx 30,00 \text{ ton/m}^2$$

2.2.4. Estudio hidrológico e hidráulico

En proyectos sobre puentes, el dato más útil e indispensable en el perfil transversal del cauce es el que corresponde al tirante normal, al tirante de creciente máxima y al tirante 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 se determinan a través de señales que deja, o por la información de vecinos del lugar. Este tipo de crecidas ocurre cada año.

En este proyecto el tirante normal se determinó para una época de invierno con lluvias regulares y fue de 10 centímetros, el tirante de creciente máxima, rara vez ocurrida según pobladores del lugar está en 50 centímetros y

el tirante de creciente máxima extraordinaria sólo visto una vez por los pobladores de la localidad que alcanzo 1 metros y fue mientras la tormenta Ágata azotaba Guatemala, y un abrevadero de vacas ubicado a unos cuantos metros quebrada arriba se desbordó vaciándose en la quebrada lo cual resulto en estragos para la población.

Para el cálculo de los caudales que puedan tener los ríos existen varios métodos, entre los cuales se tiene: aforo directo con molinete, vertederos, volumétrico, aforo químico, sección-pendiente, etc. El método que se utilizó en el presente proyecto fue el de sección – pendiente.

2.2.4.1. Método de sección-pendiente

Para la determinación de crecidas por este método, se necesita determinar la máxima altura de agua alcanzada por una corriente en el pasado, se logra por uno o varios de los siguientes procedimientos:

- Buscar señales que han dejado grandes crecidas
- Preguntar a los habitantes del lugar
- Buscar en viejos archivos o en crónicas locales

Una vez determinada la altura máxima, se obtiene el valor del área A de la sección de la corriente en la misma forma como se hace en aforos, para poder obtener el caudal máximo por medio de la fórmula $Q = V \times A$. El valor de la velocidad V de la corriente, se obtiene por medio de la fórmula de Manning.

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

Donde:

V = Velocidad en m / s

R = Radio Hidráulico (área / perímetro mojado)

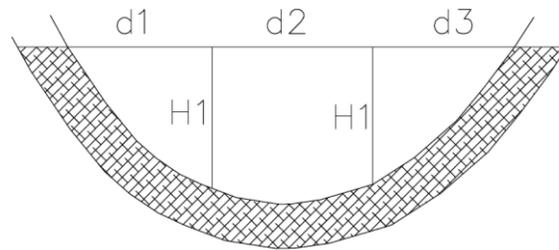
S = Pendiente

n = Coeficiente de rugosidad

A = Área de desalojo

PM = Perímetro mojado

Figura 5. **Esquema método sección - pendiente**



Fuente: elaboración propia.

$$A = \left(\frac{d_1 + d_2}{2} \right) * h_1 + \left(\frac{d_2 + d_3}{2} \right) * h_2 + \dots + \left(\frac{d_n + d_{n+1}}{2} \right) * h_n$$

$$A = \left(\frac{3,20 + 3,11}{2} \right) * 0,53 + \left(\frac{3,11 + 2,90}{2} \right) * 0,69 + \left(\frac{2,90 + 2,72}{2} \right) * 0,45$$

$$A = 5,01 \text{ m}^2$$

2.2.4.2. Cálculo del caudal máximo

De los datos obtenidos en el campo se determinaron los siguientes resultados:

Pendiente para el caudal máximo	3,00 %
Altura de crecida	1,10 m
Área de desalojo	5,89 m ²
Coefficiente de rugosidad	0,20
Perímetro mojado	4,80 m

- Cálculos:

$$R = \frac{5,89}{4,80} = 1,2270$$

$$V = \frac{1}{0,20} \left[(1,2270)^{2/3} * (0,0300)^{1/2} \right] = 0,99 \text{ m/s}$$

$$Q = V * A$$

$$Q = (0,99)(5,89) = 5,83 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para un $Tr_{500} = 5,83 \text{ m}^3/\text{s}$

2.2.5. Descripción general de la alternativa propuesta

El puente se construirá en la aldea Las Lajas del municipio de Santa Catarina Mita, Jutiapa y estará destinado a salvar la quebrada Pupujix que atraviesa Las Lajas, cubrirá una luz entre apoyos de 12,00 metros y será de una vía con un ancho de rodadura de 4,00 metros y un ancho total de 5,00 metros.

2.2.6. Datos y especificaciones de diseño

El puente estará conformado por una superestructura de concreto armado, conformada por una losa plana, banquetas, tres vigas principales y dos diafragmas. La subestructura estará conformada por estribos de concreto ciclópeo y vigas de apoyo de concreto armado.

Luz libre	12,00 m
Luz eficaz	11,10 m
Ancho total	5,00 m
Ancho útil	4,00 m
Esfuerzo máximo del concreto	(f'c) 210 kg / cm ²
Esfuerzo máximo del acero	(Fy) 2 810,00 kg / cm ²
Peso volumétrico del concreto ciclópeo	(Wcc) 2 700,00 kg / cm ²
Peso volumétrico del concreto armado	(Wc) 2 400,00 kg / cm ²
Capacidad soporte del suelo	(Vs) 30 000,00 kg / cm ²
Profundidad de la cimentación	(H) 3,00 m
Sobrecarga (Eje más pesado H15-44)	12 000,00 l

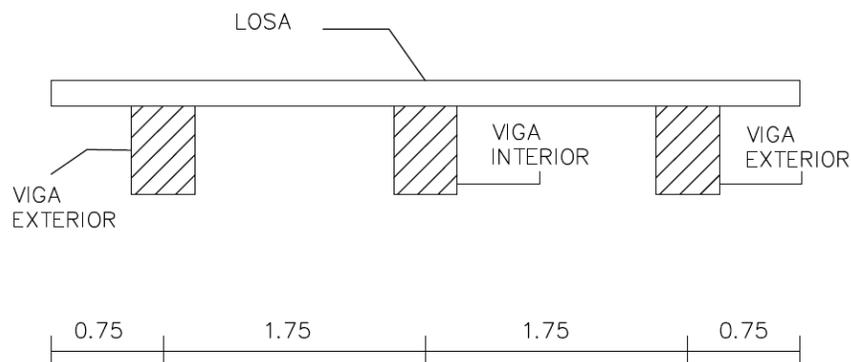
2.2.7. Diseño de la superestructura

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

2.2.7.1. Análisis y diseño de losa

La losa del puente se diseñará aplicando 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; por lo tanto el refuerzo principal de la losa es perpendicular al tráfico.

Figura 6. **Sección transversal de la losa**



Fuente: elaboración propia.

- **Losa entre vigas**

Según AASHTO 1.3.2, la luz de diseño para la losa es igual a la luz libre; de acuerdo con la geometría adoptada en el diseño del puente es de 1,75 metros.

2.2.7.1.1. Cálculo del espesor de la losa

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

$$t = \frac{1,20(S + 3,05)}{30} \geq 0,15\text{m}$$

Donde:

t = Espesor de la losa (m)

S= Distancia libre entre vigas (m)

Datos:

L= Losa libre entre vigas (asumiendo un ancho de viga de 0,50 metros \Rightarrow 1,25 metros).

$$t = \frac{1,20(1,25 + 3,05)}{30} \geq 0,15\text{ m}$$

$$t = 0,172\text{ m} \geq 0,15\text{ m}$$

$$t = 0,172\text{ m} \approx 0,20\text{ m}$$

Se usará un espesor de la losa de 0,20 metros.

2.2.7.1.2. Cálculo del peralte

El espesor de losas para puentes de concreto armado va de 15 centímetros, espesor mínimo, hasta 25 centímetros, espesor máximo, según AASHTO. Por las características del puente (largo, ancho y cargas que soportara), y para efectos de este proyecto se toma un espesor de losa de 20 centímetros.

Tomando varilla No. 4 G 40:

$$d = t - R - \frac{\Phi}{2}$$

Donde:

d = Peralte efectivo en metros

t = Espesor de la losa en metros

R = Recubrimiento mínimo en la parte inferior de la losa en 2,50 centímetros

Φ = Diámetro de la varilla usada (No. 4)

Cálculo:

$$d = 0,20 - 0,025 - \frac{0,0127}{2}$$

$$d = 0,1686 \text{ m} \approx 16,86 \text{ cm}$$

2.2.7.1.3. Cálculo de momentos y esfuerzos

Los momentos que se analizarán son: momento por carga muerta, sobrecarga e impacto, obteniendo con ello el momento total con el cual se procederá al cálculo del refuerzo.

Integración de carga muerta

- Losa:

$$W_{\text{Losa}} = W_C * t * 1$$

$$W_{\text{Losa}} = 2400 * 0,2 * 1 = 480 \text{ kg/m}$$

- Poste:

$$W_{\text{Poste}} = W_C * A_{\text{Poste}}$$

$$W_{\text{Poste}} = 2\,400(0,15)(0,15) = 54 \text{ kg/m}$$

- Banqueta:

$$W_{\text{Banqueta}} = W_C hb$$

$$W_{\text{Banqueta}} = 2\,400(0,20)(0,50) = 240 \text{ kg/m}$$

- Baranda:

$$W_{\text{Baranda}} = 12 \text{ (Especificación del fabricante)} = 12 \text{ kg/m}$$

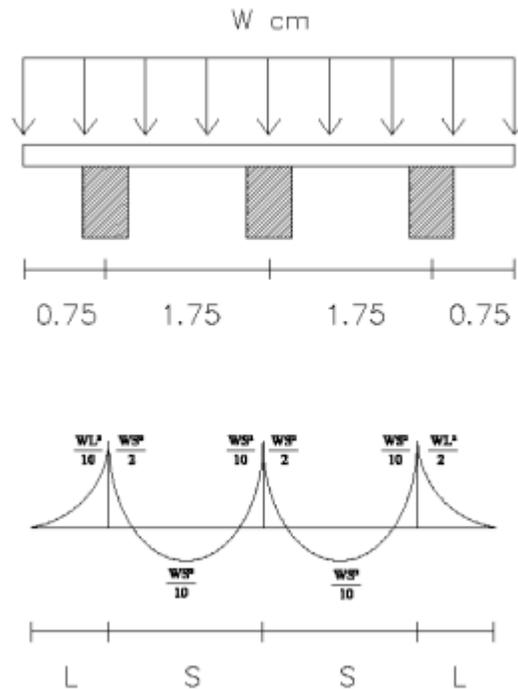
Nota: Se calcula el peso de la losa para un valor unitario donde la base se toma

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

$$W_{\text{CM}} = 480 + 54 + 240 + 12 = 786 \text{ kg/m}$$

Momento por carga muerta

Figura 7. Diagrama de momento en losa



Fuente: elaboración propia.

El momento debido a la carga muerta se obtiene por medio de la fórmula siguiente:

$$M_{CM} = \frac{W_{CM} * S^2}{10} \quad \text{o} \quad M_{CM} = \frac{W_{CM} * L^2}{2}$$

Donde:

M_{CM} = Momento carga muerta

W_{CM} = carga muerta última

S = luz libre entre vigas

L = Luz de voladizo

Cálculo:

$$M_{CM} = \frac{W_{CM} * S^2}{10}$$

$$M_{CM} = \frac{480 * 1,75^2}{10}$$

$$M_{CM} = 147 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{CM} = \frac{W_{CM} * L^2}{2}$$

$$M_{CM} = \frac{786 * 0,75^2}{2}$$

$$M_{CM} = 221 \text{ kg} - \text{m}$$

Según las normas, se tiene que hacer uso de la mayor carga que ejerce mayor momento por ser el más crítico, para el cual se toma el valor de:

$$M_{CM} = 221 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momento por carga viva

Según especificación AASHTO 3.24.3 caso A, para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tráfico, el momento por carga viva está dado por:

$$M_{CV} = \left[\frac{0,8(S + 2)}{30} \right] P$$

Donde:

S = luz libre entre vigas (pies)

P = peso del eje más pesado (lb)

Peso de eje más pesado P = 12 000 libras

$$M_{cv} = \left[\frac{0,8(4,1+2)}{30} \right] * 12\,000$$

$$M_{cv} = 1952 \text{ lb} - \text{ft} \approx 270,51 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momento debido al impacto

La carga de impacto es un incremento en el momento producido por la carga viva. Tiene que ser menor o igual al 30 por ciento, (AASHTO 3.8.2.1).

$$I = \frac{15,24}{S + 38}$$

Donde:

I = fracción de impacto, siendo $I_{\max} = 30 \%$

S = longitud del tramo donde la carga produce el máximo esfuerzo

$$I = \frac{15,24}{1,25 + 38} = 0,387$$

Como $38,7 \% > I_{\max}$ entonces utilizar $I_{\max} = 30 \%$

Entonces será tomado este valor para el cálculo del momento de impacto ya que el valor que se obtuvo en la fórmula es mayor, además entre más grande es el claro, menor es el impacto.

- Cálculo del momento último

La integración de los momentos producidos por las distintas fuerzas que afectan la estructura, las normas AASHTO lo simplifica con la siguiente fórmula:

$$M_U = 1,30 \left[M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV} * l) \right]$$

$$M_U = 1,30 \left[221 + \frac{5}{3} (270,51 * 1,30) \right]$$

$$M_U = 1049,24 \text{ Kg-m}$$

2.2.7.1.4. Cálculo del refuerzo

El refuerzo se refiere al acero que dará resistencia a la tensión, cabe mencionar que el concreto trabaja a compresión mientras que el acero a tracción, al combinarlos forman el concreto armado.

2.2.7.1.5. Refuerzo transversal principal en la cama inferior

Estas losas se toman como vigas rectangulares para simplificar el análisis, calculando para una tira de 1,00 metro de ancho y de canto igual al espesor de la losa, cortada perpendicularmente a las vigas de apoyo.

El valor del refuerzo transversal lo obtendremos con la siguiente fórmula:

$$A_s = 0,85 \frac{f'cbd}{F_y} - \sqrt{\frac{(0,85f'cbd)^2 - \frac{1,7}{0,9}(f'cbM_u)}{F_y^2}}$$

Donde:

A_s = Área de acero en cm^2

$f'c$ = Módulo de fluencia del concreto en kg / cm^2

F_y = Módulo de fluencia del acero en kg / cm^2

M_u = Momento último en $\text{kg} - \text{m}$

b = Base de 1.00 m

d = Peralte efectivo en m

Datos:

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

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

$M_u = 104924 \text{ kg} - \text{cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

$d = 16.86 \text{ cm}$

Cálculo:

$$A_s = 0,85 \frac{(210 * 100 * 16,86)}{2810} - \sqrt{\frac{(0,85 * 210 * 100 * 16,86)^2 - \frac{1,7}{0,9}(210 * 100 * 104924)}{(2810)^2}}$$

$A_s = 2,49 \text{ cm}^2$

- Área de acero mínima

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{F_y}bd$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2810}(100 * 16,86)$$

$$A_{s_{\min}} = 8,46 \text{ cm}^2$$

- Área de acero máxima

$$\rho_{\text{bal}} = \phi\beta_1 E_s \frac{0,003 f'c}{F_y(0,003 E_s + F_y)}$$

Dónde:

$$\beta_1 = 0,85 \text{ (} f'c \leq 280 \text{ kg / cm}^2 \text{)}$$

$$E_s = 2,06 \times 10^6 \text{ kg / cm}^2$$

$$\Phi = 0,90 \text{ (Factor de reducción para flexión)}$$

Cálculo:

$$\rho_{\text{bal}} = (0,90)(0,85)(2,06 \times 10^6) \frac{0,003(210)}{2810(0,003(2,06 \times 10^6) + 2810)}$$

$$\rho_{\text{bal}} = 0,0391$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,50\rho_{\text{bal}} \text{ (Zona Sísmica)}$$

$$A_{s_{\text{max}}} = \rho_{\text{bal}}bd$$

$$A_{s_{\text{max}}} = 0,5(0,0391)(100)(16,86)$$

$$A_{s_{\text{max}}} = 32,98 \text{ cm}^2$$

Las normas ACI 318-05 indican:

$$A_{s_{\min}} \leq A_s \leq A_{s_{\max}}$$

El área calculada tiene que ser mayor que el área de acero mínima y mayor que el área de acero máxima. Como no cumple, ya que el área mínima es mayor que el área calculada, se usará el valor del área de acero mínimo ($A_{s_{\min}} = 8,46$ centímetros cuadrados).

- Distribución de varillas

La separación entre varillas no deberá ser mayor que el espaciamiento máximo. El espaciamiento máximo: $2t = 2 \times 0,20 = 0,40$ metros.

Utilizando varilla No. 4 ($1,27 \text{ cm}^2$), se distribuye de la manera siguiente:

$$\left. \begin{array}{l} 8,46 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 1\text{m} \\ 1,27 \text{ cm}^2 \text{ ----- } X \end{array} \right\} X = 15,01 \Rightarrow 15 \text{ cm}$$

Usar varilla No. 4 G40 @ 15 cm. (cama inferior).

2.2.7.1.6. Refuerzo transversal principal en la cama superior

Para el buen desempeño sísmico de una estructura, es necesario utilizar una cantidad y una distribución apropiada de acero de refuerzo transversal en las vigas y columnas de hormigón armado, así como en sus conexiones.

$$A_{s_{temp}} = 0,002bt$$

$$A_{s_{temp}} = 0,002(100)(20) = 4,00 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 4 (1,27 cm²), se distribuye de la manera siguiente:

$$\left. \begin{array}{l} 4,00 \text{ cm}^2 \text{ -----} 1\text{m} \\ 1,27 \text{ cm}^2 \text{ -----} X \end{array} \right\} X = 31,75 \Rightarrow 30 \text{ cm}$$

Usar varilla No. 4 G40 @ 30 cm. (cama superior).

2.2.7.1.7. Refuerzo longitudinal para cama superior y cama inferior

Para que el puente pueda resistir un sismo de magnitud mayor tiene que calcularse el refuerzo longitudinal. De acuerdo a la AASHTO 3.24.10.2, se recomienda la siguiente ecuación:

$$FL = \frac{2,20}{\sqrt{S}}$$

Donde:

S= Espaciamiento entre vigas en pies (4,1 pies = 1,50 m)

FL = Factor longitudinal (FL ≤ 0,67)

$$FL = \frac{2,20}{\sqrt{4,1}} = 1,08 > 0,67$$

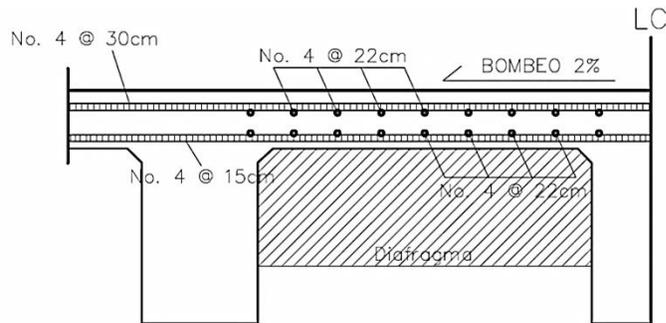
$$A_s = 0,67 * 8,46 = 5,67 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 4 ($1,27 \text{ cm}^2$), se distribuye de la manera siguiente:

$$\left. \begin{array}{l} 5,67 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 1\text{m} \\ 1,27 \text{ cm}^2 \text{ ----- } X \end{array} \right\} X = 22,40 \Rightarrow 22 \text{ cm}$$

Usar varilla No. 4 G40 @ 22 cm.

Figura 8. **Distribución de refuerzo longitudinal y transversal de losa**

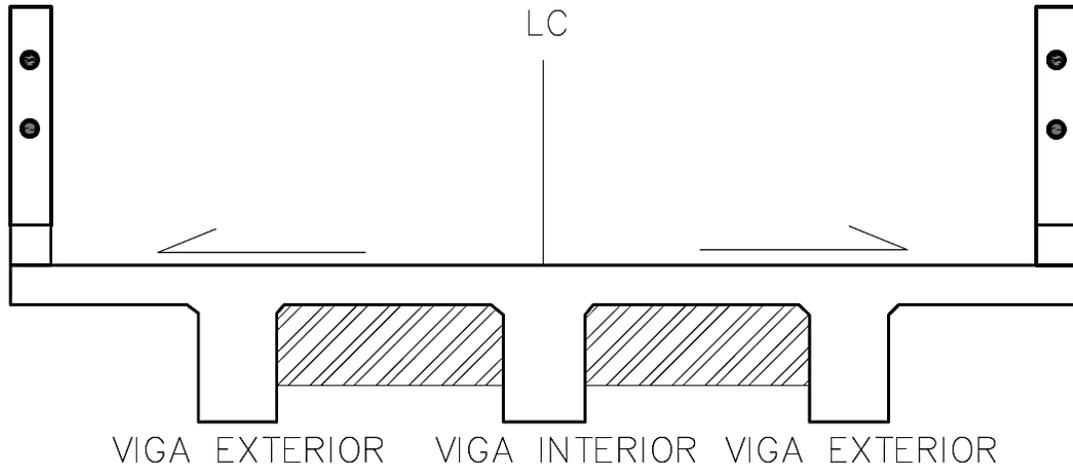


Fuente: elaboración propia.

2.2.7.2. Análisis y diseño de vigas

Para el diseño del puente, la superestructura cuenta con tres vigas, dos exteriores y una interior, para cada viga se integran las cargas correspondientes y se diseñan de acuerdo a las especificaciones como se describe a continuación.

Figura 9. **Sección transversal de la superestructura**



Fuente: elaboración propia.

2.2.7.2.1. Dimensionamiento de la viga interior y exterior

Para el dimensionamiento de las vigas el ACI sugiere un peralte igual al 8 por ciento de la luz para no chequear deflexiones, y para la base $\frac{1}{2}$ del peralte.

Luz a línea central de apoyos	$Lca = 11,60 \text{ m}$
Luz libre	$LI = 11,10 \text{ m}$
Luz eficaz	$Le = 12,00 \text{ m}$
Peralte $d = 8\% Lca$	$d = 0,08 * 11,60 = 0,928 \approx 0,90 \text{ m}$
Base $b = \frac{1}{2} d$	$b = 0,5(0,90) = 0,45 \approx 0,50 \text{ m}$

La base se incrementa a $b=0,50$ metros, para que el refuerzo a colocar pueda satisfacer las especificaciones respecto a recubrimiento y separación de las barras paralelas.

- Predimensionamiento de diafragma

$$\text{Diafragma interior} = \frac{3}{4} H_{\text{viga}} = 0,75(0,90 - 0,20) = 0,525 \text{ m} \approx 55 \text{ cm}$$

$$b = 0,30 \text{ m (ancho normal de la base)}$$

$$W_{\text{diaf}} = 2\,400 \times 0,55 \times 0,30 = 396,00 \text{ kg /m}$$

2.2.7.2.2. Factor de distribución

El factor de distribución FD (AASHTO 3.23.1), se interpreta de la siguiente manera: es la proporción de la carga viva que absorbe cada viga.

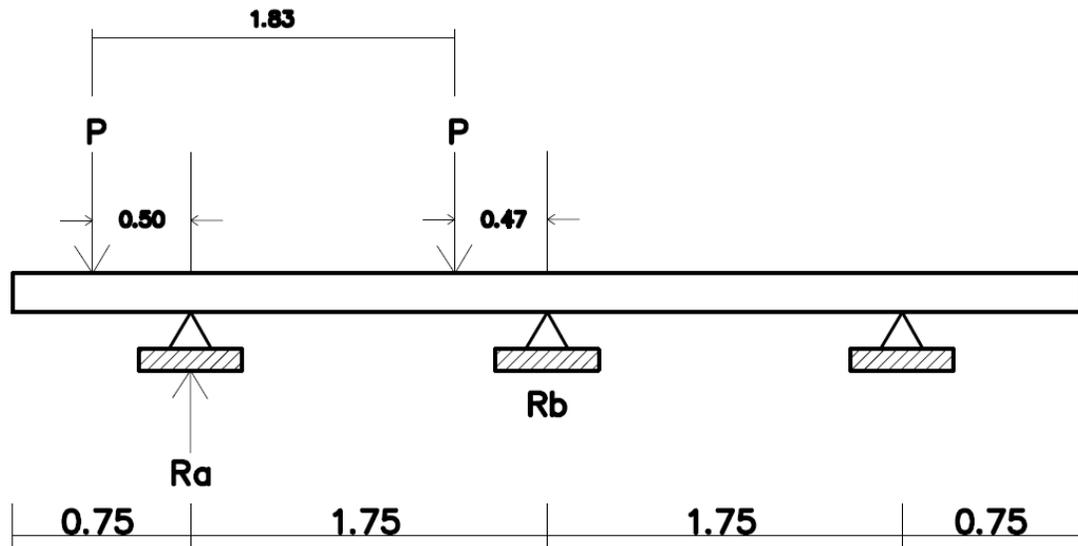
$$\text{Puente 1 vía} = \frac{S}{6,5} \quad \text{si } S < 6'$$

$$\text{Puente 2 vías} = \frac{S}{6} \quad \text{si } S < 10'$$

Donde:

S = espaciamiento entre vigas en pies a ejes. Para vigas exteriores basta con determinar la reacción en función de P.

Figura 10. Distribución de distancias, cargas para cálculo de factor de distribución



Fuente: elaboración propia.

- Viga exterior

$$\sum M_B = 0$$

$$1,75 R_a - 2,30 P - 0,47 P = 0$$

$$1,75 R_a = 2,77 P$$

$$R_a = F_{D_{Ex}} = 1,58 P$$

- Viga interior

Como el puente es de una vía, se toma $\frac{S}{6,5}$, donde $S = 1,75 \text{ m} = 5,74 \text{ pie}$.

$$FD = \frac{5,74}{6,5} = 0,88$$

2.2.7.2.3. Cálculo de momentos

Los momentos que se analizarán son: momento por carga muerta, sobrecarga e impacto, obteniendo con ello el momento total con el cual se procederá al cálculo del refuerzo.

2.2.7.2.4. Momento por carga viva

El análisis de la carga viva para comprender estos diferentes tipos de cargas:

- Carga de camión
- Carga de pista

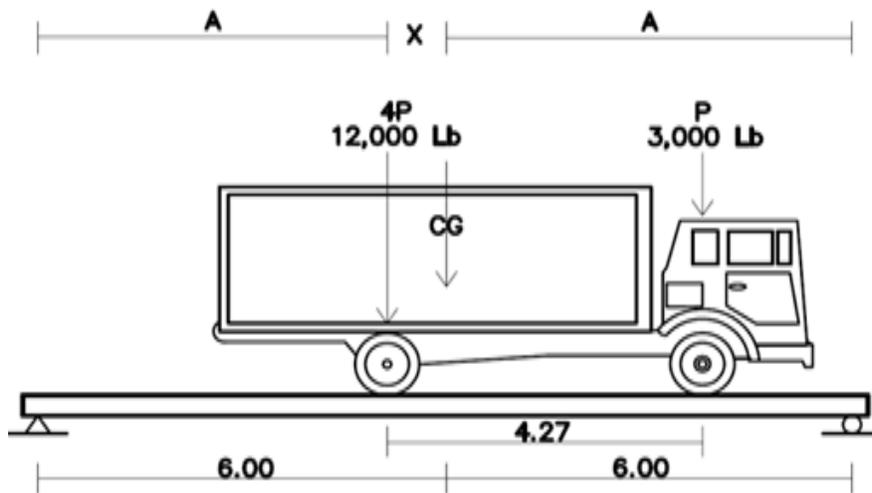
Para superestructuras simplemente apoyadas de luces iguales o menores de 25 metros la carga que produce mayores efectos es la carga de camión y no la carga de pista, por lo que para este estudio no fue tomada en cuenta.

Como el camión puede ocupar cualquier posición dentro de la superestructura, se recomienda que se analice el caso para calcular el efecto que las ruedas del camión producen en las vigas. Para este tipo de carga, debe primero utilizarse las tablas de AASHTO 3.23.1., para determinar la distribución de la carga de camión en las vigas.

De acuerdo a la AASHTO, para propósitos de este proyecto se utilizó un camión H15-44 para el cálculo del momento de la carga viva. Esta situación se

da cuando el camión se encuentra en el lugar crítico, que provoca el máximo momento en las vigas. Este lugar crítico ocurre cuando la mayor carga del camión se encuentra a la misma distancia de un apoyo, como el centro de gravedad del otro apoyo.

Figura 11. Diagrama de camión en el lugar crítico A



Fuente: elaboración propia.

Para poder encontrar los valores de A y X, se hace sumatoria de momentos en CG:

- Encontrando centro de gravedad (CG)

$$4P = 12\,000 \text{ lbs} = 5\,454,55 \text{ kg}$$

$$P = 3\,000 \text{ lbs} = 1\,363,64 \text{ kg}$$

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

$$5\,454,55 X - 1\,363,64(4,27 - X) = 0$$

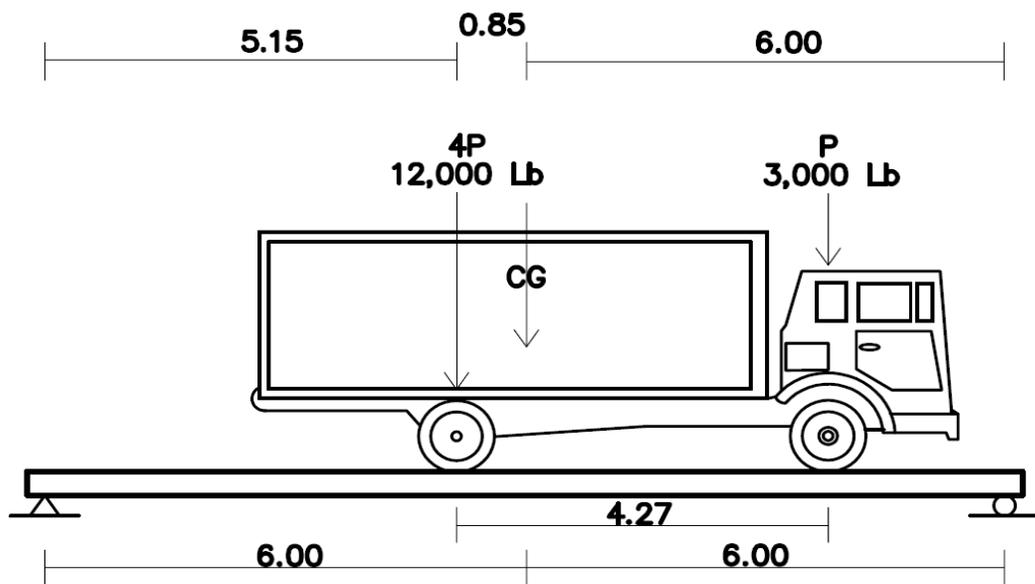
$$X = 0,85 \text{ m}$$

Encontrando A:

$$A + X = 6$$

$$A = 5,15 \text{ m}$$

Figura 12. Diagrama de camión en el lugar crítico B



Fuente: elaboración propia.

Ya se ha encontrado el valor de X y de A, ahora se procederá al cálculo del valor de las reacciones en los apoyos R_1 y R_2 , para calcular al momento máximo.

- Cálculo de reacciones R_1 y R_2

$$4P = 12\,000 \text{ libras} = 5\,454,55 \text{ kg}$$

$$P = 3\,000 \text{ libras} = 1\,363,64 \text{ kg}$$

$$\sum M_{R1} = 0$$

$$\sum M_{R1} = -4p(5,15) - P(5,15 + 4,27) + R_2(12) = 0$$

$$\sum M_{R1} = -(5\,454,55)(5,15) - (1\,363,64)(9,42) + R_2(12) = 0$$

$$R_2 = 3\,411,37 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0 \uparrow +$$

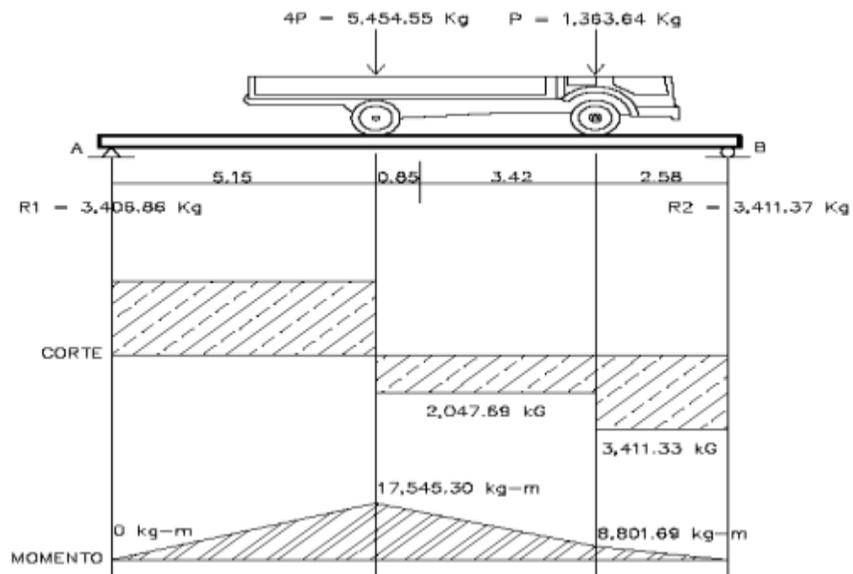
$$\sum F_y = R_1 + R_2 - P_{CG}$$

$$\sum F_y = R_1 + 3\,411,37 - 6\,818,19$$

$$R_1 = 3\,406,82 \text{ kg.}$$

Cálculo de momento máximo generado en la parte de mayor momento.

Figura 13. **Diagrama de corte y momento producido por carga viva**



Fuente: elaboración propia.

$$M_{Viva(max)} = 17\,545,3 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{Viva(1/4)} = 10\,220,6 \text{ kg} - \text{m}$$

2.2.7.2.5. Momento debido al impacto

La aplicación de las cargas dinámicas producidas por camiones a los puentes, no se efectúa de manera suave y gradual, sino que violenta, lo cual produce incrementos notables en las fuerzas internas de la estructura, por esta razón se deben considerar cargas adicionales, denominadas cargas de impacto, las cuales se calculan como una fracción de carga viva que la incrementa en un porcentaje que según AASHTO 1.2.12, se calcula de la manera siguiente.

$$I = \frac{15,24}{(L + 38)}$$

Donde:

L = Luz de viga en metros

I = Carga de impacto

$$I = \frac{15,24}{(12 + 38)} = 0,3048 > 0,30, \text{ tomar } I = 0,30 \text{ el cual corresponderá al 30 por}$$

ciento.

El valor máximo permisible es 30 por ciento según las normas AASHTO, entonces será tomado este valor para el cálculo del momento de impacto, ya que el valor que se obtuvo en la fórmula es mayor, además entre más grande es el claro, menor es el impacto.

$$M_{Viga} = M_{CV} * I * FD$$

Donde:

M_{CV} = Momento generado por carga viva

I = Factor de impacto

FD = Factor de distribución

- Cálculo de momento por carga viva generado en viga exterior

$$M_{\text{impacto viga exterior (máximo)}} = 17\,545,3 * 1,30 * 1,58 = 36\,038,0 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{\text{impacto viga exterior (3m)}} = 10\,220,6 * 1,30 * 1,58 = 20\,993,1 \text{ kg} - \text{m}$$

- Cálculo de momento por carga viva generado en viga interior

$$M_{\text{impacto viga interior (máximo)}} = 17\,545,3 * 1,30 * 0,88 = 20\,071,8 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{\text{impacto viga interior (3m)}} = 10\,220,6 * 1,30 * 0,88 = 11\,692 \text{ kg} - \text{m}$$

2.2.7.2.6. Diseño de viga interna

Para determinar la sección de las vigas principales, se tiene que tomar en cuenta la luz de las mismas, el peralte mínimo para vigas simplemente apoyadas está dada por $P = L/16$, para no chequear deflexiones y la base no deberá ser menor que $P/3,5$ para no chequear alabeo.

2.2.7.2.7. Cálculo de momentos generado por carga muerta

El momento que ejerce el peso propio de la viga como simplemente apoyada, tomando en cuenta la carga puntual que ejercen los diafragmas sobre la viga.

$$M = \frac{WL^2}{8} + Pa$$

Donde:

W = Carga muerta

L = Longitud total del puente

P = Carga que transmiten los diafragmas

a = Distancia del diafragma al apoyo

Cálculo:

$$W_{CM} = (2\,400)(0,2)(1) + (2\,400)(0,5)(0,7) = 1\,342,0 \text{ kg/m}$$

$$P = 396,0 \text{ kg/m} * 1,5 = 594 \text{ kg}$$

$$M_{Muerto(max)} = \left[\frac{(1\,342,0)(12)^2}{8} \right] + \left(594 * 2 * \frac{12}{3} \right)$$

$$M_{Muerto(max)} = 28\,908,00 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{Muerto(L/4)} = \left[\frac{(1\,342,0)(9)^2}{8} \right] + \left(594 * 2 * \frac{12}{3} \right)$$

$$M_{Muerto(L/4)} = 18\,339,8 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momento actuante en la viga interna

$$M_U = 1,3 \left(M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV} * l * FD) \right)$$

$$M_U = 1,3 \left(28\,908,0 + \frac{5}{3} (20\,071,8) \right)$$

$$M_U = 81\,069,3 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{L/4} = 1,3 \left(M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV} * l * FD) \right)$$

$$M_{L/4} = 1,3 \left(18\,339,8 + \frac{5}{3} (11\,692,4) \right)$$

$$M_{L/4} = 49\,175,3 \text{ kg} - \text{m}$$

2.2.7.2.8. Cálculo del refuerzo de la viga

Se tiene una viga rectangular de 0,90 x 0,50 metros, se procederá al cálculo del refuerzo de la viga y se asignará el recubrimiento mínimo de 5,00 centímetros.

Datos:

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

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

$$Mu = 8,106,930 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$b = 50.00 \text{ cm}$$

$$d = 85.00 \text{ cm}$$

$$As = 0,85 \frac{(210 * 50 * 85)}{2810} - \sqrt{\frac{(0,85 * 210 * 50 * 85)^2 - \frac{1,7}{0,9} (210 * 50 * 8106930)}{(2810)^2}}$$

$$As = 40,80 \text{ cm}^2$$

- Área de acero mínima

$$As_{\min} = \frac{14,1}{F_y} bd$$

$$As_{\min} = \frac{14,1}{2810} (50 * 85)$$

$$As_{\min} = 21,33 \text{ cm}^2$$

- Área de acero máxima

$$\rho_{\text{bal}} = \phi \beta_1 E_s \frac{0,003 f'c}{F_y(0,003 E_s + F_y)}$$

Donde:

$$\beta_1 = 0,85 \text{ (} f'c \leq 280 \text{kg / cm}^2 \text{)}$$

$$E_s = 2,06 \times 10^6 \text{ kg / cm}^2$$

$$\Phi = 0,90 \text{ (Factor de reducción para flexión)}$$

Cálculo:

$$\rho_{\text{bal}} = (0,90)(0,85)(2,06 \times 10^6) \frac{0,003(210)}{2810(0,003(2,06 \times 10^6) + 2810)}$$

$$\rho_{bal} = 0,0391$$

$$\rho_{max} = 0,50\rho_{bal} \text{ (Zona Sísmica)}$$

$$As_{max} = \rho_{bal}bd$$

$$As_{max} = 0,5(0,0391)(50)(85)$$

$$As_{max} = 83,09 \text{ cm}^2$$

Las normas ACI 318-05 indican:

$$As_{min} \leq As \leq As_{max}$$

El área calculada tiene que estar entre el área de acero mínima y el área de acero máxima.

Como el área de acero calculada cumple la condición estipulado por el ACI, se usará el valor del área de acero calculado ($As = 40,80 \text{ cm}^2$).

- Distribución de varillas

Cama inferior:

Se tiene que el área de acero a flexión es $40,80 \text{ cm}^2$, y para la distribución del acero se utilizará varilla de la siguiente manera:

Utilizando varilla No. 8 ($5,07 \text{ cm}^2$), se distribuye de la manera siguiente:

$$\left. \begin{array}{l} 5,07 \text{ cm}^2 \text{ -----} 1 \text{ var} \\ 40,80 \text{ cm}^2 \text{ -----} X \end{array} \right\} X = 8,05 \Rightarrow 9 \text{ var}$$

Usar 9 varilla No. 8 G40 (cama inferior).

Cama superior:

$33\% * A_s = 0,33(40,80 \text{ cm}^2) = 10,16 \text{ cm}^2$, como es menor $A_{s_{\min}}$ se debe usar:

$$A_{s_{\min}} = 21,33 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} 5,07 \text{ cm}^2 \text{ -----} 1 \text{ var} \\ 21,33 \text{ cm}^2 \text{ -----} X \end{array} \right\} X = 4,20 \Rightarrow 5 \text{ var}$$

Usar 5 varilla No. 8 G40 (cama superior).

- Refuerzo adicional

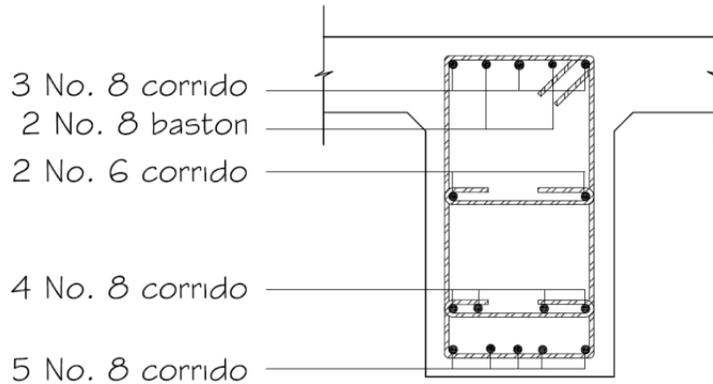
Se colocará un refuerzo adicional de 0,25 pulgadas cuadradas por cada pie de alto (5,37 centímetros cuadrados por metro de alto). Utilizando varilla No. 6 (2,85 centímetros cuadrados).

$$R_{Ad} = (0,90 \text{ cm}^2)(5,37 \text{ cm}^2) = 4,83 \text{ cm}^2 .$$

$$\left. \begin{array}{l} 2,85 \text{ cm}^2 \text{ -----} 1 \text{ var} \\ 4,83 \text{ cm}^2 \text{ -----} X \end{array} \right\} X = 1,70 \Rightarrow 2 \text{ var}$$

Usar 2 varilla No. 6 G40 (para refuerzo adicional).

Figura 14. **Detalle de refuerzo viga interna parte central**



Fuente: elaboración propia.

- Cálculo del refuerzo de la viga interna a L/4 del apoyo

Para el diseño del refuerzo a 3 metros del apoyo se utilizará el mismo método que se utilizó para el centro de la viga.

$$M_{L/4} = 4\,917\,530 \text{ Kg-cm}$$

$$As_{\min} = 21,33 \text{ cm}^2 \quad As = 23,94 \text{ cm}^2 \quad As_{\max} = 83,09 \text{ cm}^2$$

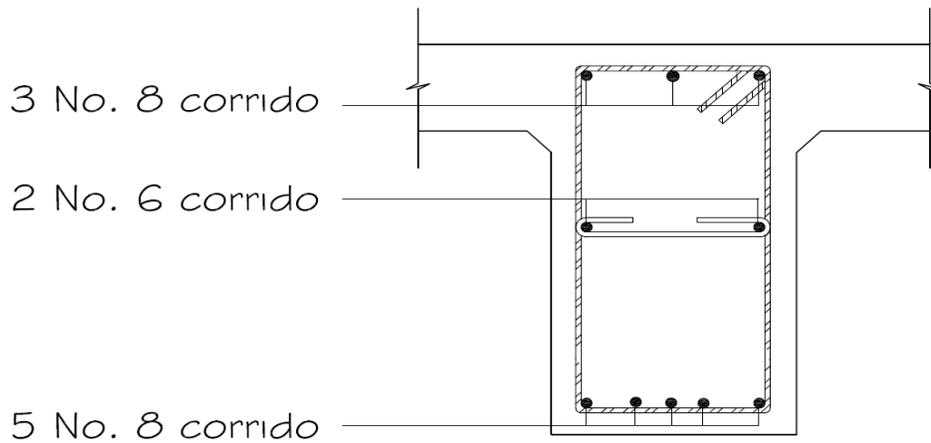
$$As_{\min} \leq As \leq As_{\max}$$

Refuerzo a flexión: se sabe que el acero a flexión será de $23,94 \text{ cm}^2$ y se utilizará varilla No. 8 ($5,07 \text{ cm}^2$), de la siguiente manera:

$$\left. \begin{array}{l} 5,07 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 1 \text{ var} \\ 23,94 \text{ cm}^2 \text{ ----- } X \end{array} \right\} X = 4,72 \Rightarrow 5 \text{ var}$$

Usar 5 varilla No. 8 G40 (para refuerzo a flexión)

Figura 15. **Detalle de refuerzo viga interna a L/4 del apoyo**



Fuente: elaboración propia.

2.2.7.2.9. Diseño a corte

El corte total es producido por los cortes de carga muerta, carga viva e impacto.

- Corte debido a carga muerta

Se utilizará el valor de carga distribuida producida por el peso muerto considerando primero que el corte máximo ocurre en $L/2$.

$$V_{CM} = \frac{WL}{2} + \frac{\sum P}{2}$$

Donde:

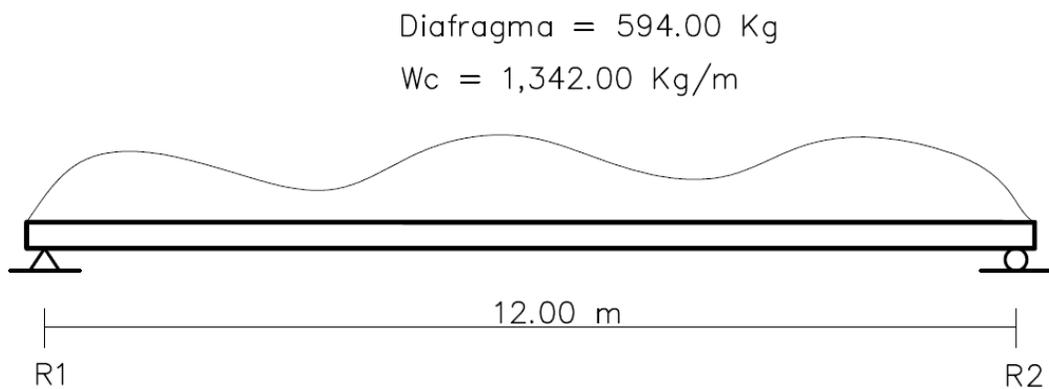
W = Carga distribuida debido a la carga muerta de losa y diafragma

W = 1 342,0 kg / m

L = Longitud total de la viga = 12,00 m

P = Peso de diafragma

Figura 16. **Carga muerta para corte en viga interna**



Fuente: elaboración propia.

Cálculo:

$$V_{CM} = \frac{(1\ 342)(12)}{2} + \frac{(594)(2)}{2}$$

$$R_1 = R_2 = V_{CM} = 8\ 646,00\text{ kg}$$

$$V_{(L/4)} = 8\ 646 - [1342(3,00) + 594]$$

$$V_{(L/4)} = 4\ 026\text{ kg}$$

$$V_{(L/2)} = 8\ 646 - [1342(6,00) + 594]$$

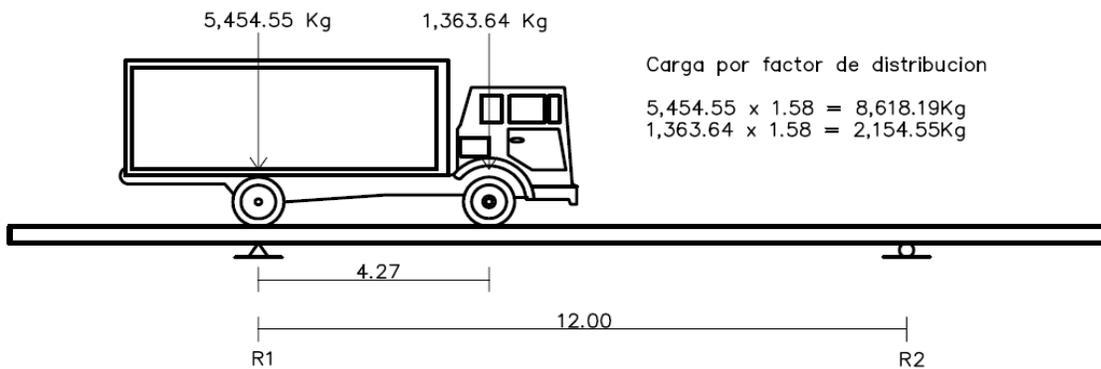
$$V_{(L/2)} = 0\text{ kg}$$

- Corte debido a carga viva

El corte máximo se da cuando la carga mayor o eje trasero de la carrocería del camión esta ejerciendo fuerza sobre el apoyo afectado.

Para este caso, el corte máximo será el valor de la reacción R_1 , la cual se calcula haciendo sumatoria de momentos en el apoyo R_2 .

Figura 17. **Diagrama de cuerpo libre de carga viva para corte de viga interna**



Fuente: elaboración propia.

Cálculo de reacciones R_1 y R_2

$$\sum M_{R_2} = 0$$

$$\sum M_{R_2} = R_1(12) - (8\,618.19)(12) - (2\,154.55)(12 - 4.27) = 0$$

$$R_1 = 10\,006.10\text{kg.} = V_{CV}$$

$$\sum F_Y = 0 \uparrow +$$

$$\sum F_Y = R_1 + R_2 - 8618,19 - 2154,55 = 0$$

$$\sum F_Y = 10006,10 + R_2 - 8618,19 - 2154,55 = 0$$

$$R_2 = 766,64 \text{ kg.}$$

- Corte por impacto

$$V_I = V_{cv} \times I = 10006,1 \times 1,30 = 13007,9 \text{ kg}$$

- Diseño a corte

Se calcula el corte último en la viga, aplicando la siguiente fórmula:

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

Cálculo:

$$V_{Umax} = 1,3 \left[8646,0 + \frac{5}{3} (13007,9) \right]$$

$$V_{Umax} = 39,23,6 \text{ kg}$$

Cortante que resiste el concreto:

$$V_{CU} = 0,53 \sqrt{f_c} * b d$$

$$V_{CU} = 0,53 \sqrt{210} * (50)(85)$$

$$V_{CU} = 32641,8 \text{ kg}$$

- Cortante faltante (V_s):

$$V_s = V_U - V_{CU}$$

$$V_s = 39\,423,6 - 32\,641,8$$

$$V_s = 6\,781,8 \text{ kg.}$$

Cálculo de espaciamiento:

$$S = \frac{2 * \phi * F_y * d}{V_s}$$

Donde:

S = Espaciamiento de estribos

ϕ = Diámetro de varilla propuesto en cm^2

d = Peralte efectivo en cm

V_s = Cortante faltante en kg

$$S = \frac{2(1,27)(2810)(85)}{6\,781,8}$$

$$S = 89,46 \text{ cm}$$

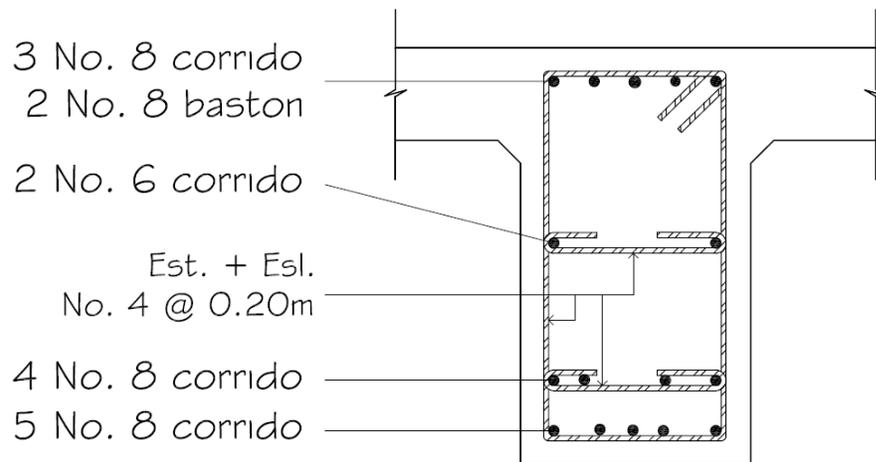
$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{85}{2} = 42,5 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm}$$

Colocar estribos y eslabones de varilla No. 4 G40 @40 cm

$$S_{L/4} = \frac{S_{\max}}{2} = \frac{40\text{cm}}{2} = 20\text{cm}$$

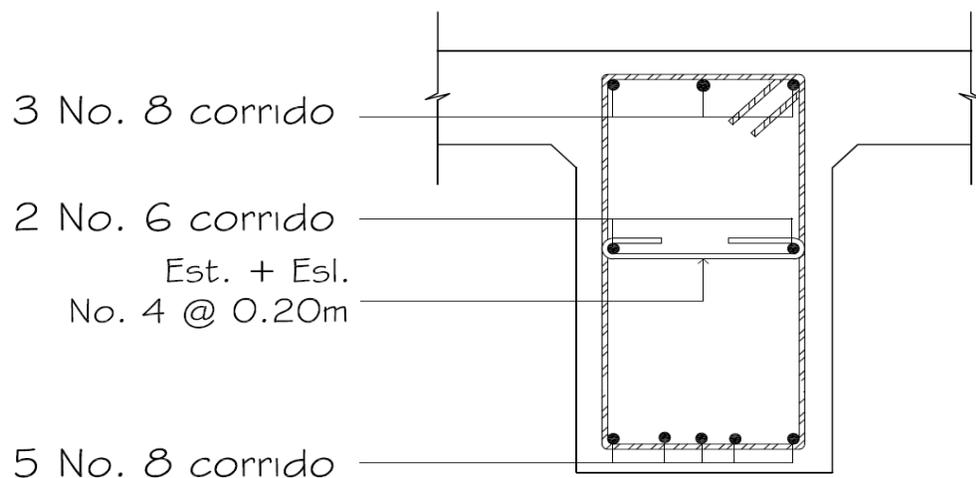
Para L/4 colocar estribos y eslabones de varilla No. 4 G40 @20 centímetros.

Figura 18. **Detalle de estribos y eslabones viga interna parte central**



Fuente: elaboración propia.

Figura 19. **Detalle de armado de viga interna a L/4 del apoyo**



Fuente: elaboración propia.

2.2.7.2.10. Diseño de viga exterior

Para determinar la sección de las vigas principales, se tiene que tomar en cuenta la luz de las mismas, el peralte mínimo para vigas simplemente apoyadas está dada por $P = L/16$, para no chequear deflexiones y la base no deberá ser menor que $P/3,5$ para no chequear alabeo.

2.2.7.2.11. Cálculo de momentos

Momento por carga muerta

El momento que ejerce el peso propio de la viga como simplemente apoyada, tomando en cuenta la carga puntual que ejercen los diafragmas sobre la viga.

- Cargas muertas

P1 = barandal	= 12,00 kg/m
P2 = poste	= 54,00 kg/m
P3 = acera	= 240,00 kg/m
P4 = losa voladizo	= 360,00 kg/m
P5 = losa interior	= 168,00 kg/m
P6 = peso de viga	= 1080,00 kg/m
ΣP_n	= 1914,00 kg/m

Peso de diafragma actuante en viga exterior = (594 kg)

$$M = \frac{WL^2}{8} + Pa$$

Donde:

W = Carga muerta

L = Longitud total del puente

P = Carga que transmiten los diafragmas

a = Distancia del diafragma al apoyo

Cálculo:

$$M_{\max} = \frac{(1914)(12)^2}{8} + (594)\left(\frac{12}{3}\right)$$

$$M_{\max} = 36\,828 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{(L/4)} = \frac{(1914)(9)^2}{8} + (594)\left(\frac{12}{3}\right)$$

$$M_{(L/4)} = 21\,755,30 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momento actuante en viga exterior

$$M_U = 1,3\left(M_{\text{CM}} + \frac{5}{3}(M_{\text{CV}} * I * \text{FD})\right)$$

$$M_U = 1,3\left(28\,908,0 + \frac{5}{3}(36\,038,0)\right)$$

$$M_U = 115\,641,07 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{L/4} = 1,3\left(M_{\text{CM}} + \frac{5}{3}(M_{\text{CV}} * I * \text{FD})\right)$$

$$M_{L/4} = 1,3\left(21\,755,30 + \frac{5}{3}(20\,993,1)\right)$$

$$M_{L/4} = 73\,766,94 \text{ kg} - \text{m}$$

2.2.7.2.12. Cálculo del refuerzo de la viga

Se tiene una viga rectangular de 0,90 x 0,50 metros, se procederá al cálculo del refuerzo de la viga y se asignará el recubrimiento mínimo de 5,00 centímetros.

Datos:

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

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

$$Mu = 11\,564\,107,0 \text{ kg - cm}$$

$$b = 50,00 \text{ cm}$$

$$d = 85,00 \text{ cm}$$

Cálculo:

$$As = 0,85 \frac{(210 * 50 * 85)}{2810} - \sqrt{\frac{(0,85 * 210 * 50 * 85)^2 - \frac{1,7}{0,9} (210 * 50 * 11564107)}{(2810)^2}}$$

$$As = 60,59 \text{ cm}^2$$

- Área de acero mínima

$$As_{\min} = \frac{14,1}{Fy} bd$$

$$As_{\min} = \frac{14,1}{2810} (50 * 85)$$

$$As_{\min} = 21,33 \text{ cm}^2$$

- Área de acero máxima

$$\rho_{bal} = 0,0391$$

$$\rho_{max} = 0,50\rho_{bal} \text{ (Zona Sísmica)}$$

$$As_{max} = \rho_{bal}bd$$

$$As_{max} = 0,5(0,0391)(50)(85)$$

$$As_{max} = 83,09 \text{ cm}^2$$

Las normas ACI 318-05 indican:

$$As_{min} \leq As \leq As_{max}$$

- Distribución de varillas

Cama inferior

Se tiene que el área de acero a flexión es 60,59 centímetros cuadrados, y para la distribución del acero se utilizará varilla de la siguiente manera:

Utilizando varilla No. 8 (5,07 cm²), se distribuye de la manera siguiente:

$$\left. \begin{array}{l} 5,07\text{cm}^2 \text{ ----- } 1 \text{ var} \\ 60,59\text{cm}^2 \text{ ----- } X \end{array} \right\} X = 11,95 \Rightarrow 12 \text{ var}$$

Usar 12 varilla No. 8 G40 (cama inferior).

Cama superior

$33\% * A_s = 0,33(60,59 \text{ cm}^2) = 19,99 \text{ cm}^2$, como es menor $A_{s_{\min}}$ se debe usar:

$$A_{s_{\min}} = 21,33 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} 5,07 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 1 \text{ var} \\ 21,33 \text{ cm}^2 \text{ ----- } X \end{array} \right\} X = 4,20 \Rightarrow 5 \text{ var}$$

Usar 5 varilla No. 8 G40 (cama superior).

- Refuerzo adicional

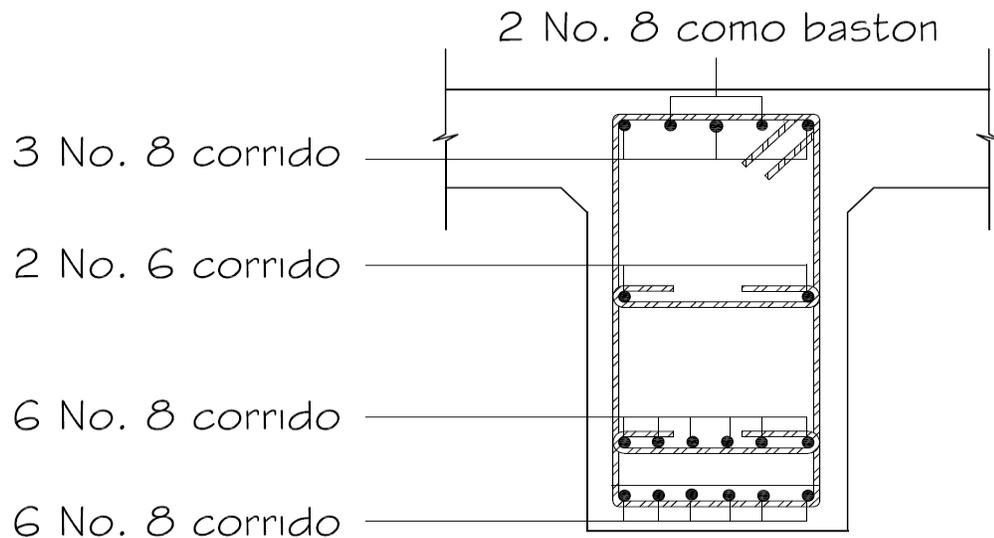
Se colocará un refuerzo adicional de 0,25 pulgadas por cada pie de alto (5,37 centímetros cuadrados por metro de alto). Utilizando varilla No. 6 (2,85 centímetros cuadrados)

$$R_{Ad} = (0,90 \text{ cm}^2)(5,37 \text{ cm}^2) = 4,83 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} 2,85 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 1 \text{ var} \\ 4,83 \text{ cm}^2 \text{ ----- } X \end{array} \right\} X = 1,70 \Rightarrow 2 \text{ var}$$

Usar 2 varilla No. 6 G40 (para refuerzo adicional)

Figura 20. **Detalle de refuerzo viga exterior parte central**



Fuente: elaboración propia.

Cálculo del refuerzo de la viga interna a L/4 del apoyo.

Para el diseño del refuerzo a 3 metros del apoyo se utilizará el mismo método que se utilizó para el centro de la viga.

$$M_{L/4} = 73\,766,94 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$A_{s_{\min}} = 21,33 \text{ cm}^2 \quad A_s = 36,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 83,09 \text{ cm}^2$$

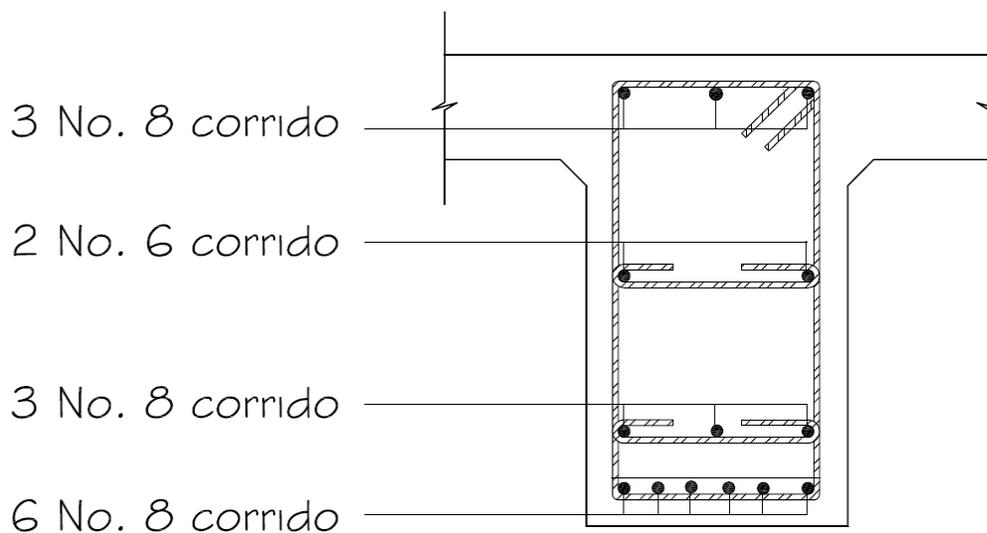
$$A_{s_{\min}} \leq A_s \leq A_{s_{\max}}$$

Refuerzo a flexión: se sabe que el acero a flexión será de 36.82 cm^2 y se utilizará varilla No. 8 (5.07 cm^2), de la siguiente manera:

$$\left. \begin{array}{l} 5,07 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 1 \text{ var} \\ 36,2 \text{ cm}^2 \text{ ----- } X \end{array} \right\} X = 7,26 \Rightarrow 8 \text{ var}$$

Usar 8 varilla No. 8 G40 (para refuerzo a flexión)

Figura 21. **Detalle de refuerzo viga externa a (L/4) m del apoyo**



Fuente: elaboración propia.

2.2.7.2.13. Diseño a corte

El corte total es producido por los cortes de carga muerta, carga viva e impacto.

Corte debido a carga muerta

Se utilizará el valor de carga distribuida producida por el peso muerto, considerando primero que el corte máximo ocurre en L/2.

$$V_{CM} = \frac{WL}{2} + \frac{\sum P}{2}$$

Donde:

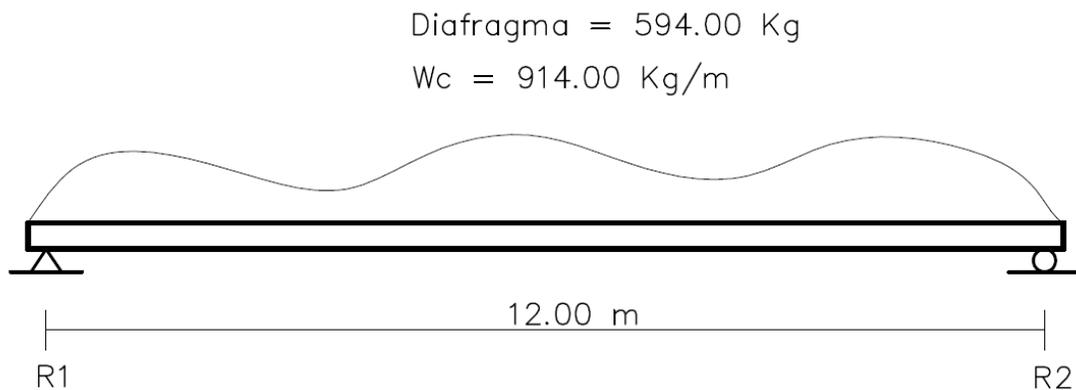
W = Carga distribuida debido a la carga muerta de losa y diafragma

W = 1 914,0 kg/m

L = Longitud total de la viga = 12,00 m

P = Peso de diafragma

Figura 22. **Carga muerta para corte en viga externa**



Fuente: elaboración propia.

Cálculo:

$$V_{CM} = \frac{(1914)(12)}{2} + \frac{(594)(2)}{2}$$

$$R_1 = R_2 = V_{CM} = 12078,00 \text{ kg}$$

$$V_{(L/4)} = 12078 - [1914(3,00) + 594]$$

$$V_{(L/4)} = 5742,0 \text{ kg}$$

$$V_{(L/2)} = 12078 - [1914(6,00) + 594]$$

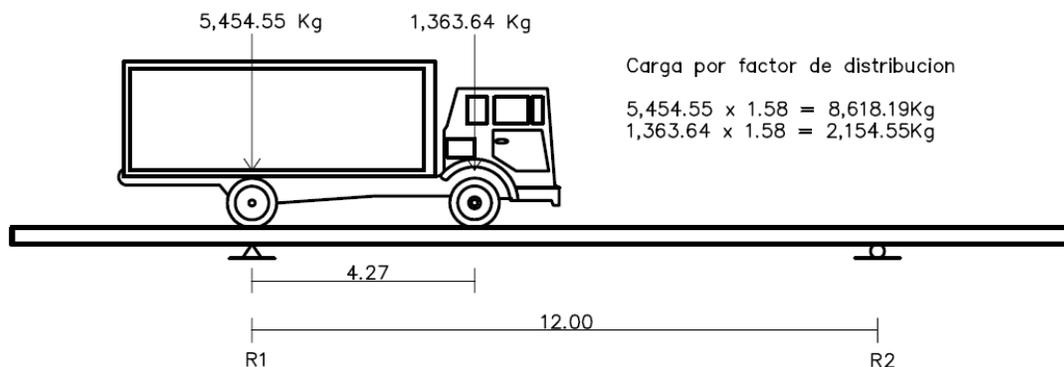
$$V_{(L/2)} = 0 \text{ kg}$$

- Corte debido a carga viva

El corte máximo se da cuando la carga mayor o eje trasero de la carrocería del camión está ejerciendo fuerza sobre el apoyo afectado.

Para este caso, el corte máximo será el valor de la reacción R_1 , la cual se calcula haciendo sumatoria de momentos en el apoyo R_2 .

Figura 23. **Diagrama de cuerpo libre de carga viva para corte de viga externa**



Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de reacciones R_1 y R_2

$$\sum M_{R_2} = 0$$

$$\sum M_{R_2} = R_1(12) - (8\,618,19)(12) - (2\,154,55)(12 - 4,27) = 0$$

$$R_1 = 10\,006,10 \text{ kg.} = V_{CV}$$

$$\sum F_Y = 0 \uparrow +$$

$$\sum F_Y = R_1 + R_2 - 8\,618,19 - 2\,154,55 = 0$$

$$\sum F_Y = 10\,006,10 + R_2 - 8\,618,19 - 2\,154,55 = 0$$

$$R_2 = 766,64 \text{ kg}$$

- Corte por impacto

$$V_I = V_{CV} \times I = 10\,006,1 \times 1,30 = 13\,007,9 \text{ kg}$$

- Diseño a corte

Se calcula el corte último en la viga, aplicando la siguiente fórmula:

$$V_U = 1,3 \left[V_{CM} + \frac{5}{3} (V_{CV} * I) \right]$$

Cálculo:

$$V_{Umax} = 1,3 \left[12\,078,00 + \frac{5}{3} (13\,007,9) \right]$$

$$V_{Umax} = 43\,885,18 \text{ kg}$$

- Cortante que resiste el concreto

$$V_{CU} = 0,53\sqrt{f'c} * bd$$

$$V_{CU} = 0,53\sqrt{210} * (50)(85)$$

$$V_{CU} = 32\,641,8 \text{ kg}$$

- Cortante faltante (V_s):

$$V_s = V_u - V_{CU}$$

$$V_s = 43\,885,18 - 32\,641,8$$

$$V_s = 11\,243,36 \text{ kg}$$

- Cálculo de espaciamiento

$$S = \frac{2 * \phi * F_y * d}{V_s}$$

Donde:

S = Espaciamiento de estribos

Φ = Diámetro de varilla propuesto en cm²

d = Peralte efectivo en cm

Vs = Cortante faltante en kg

$$S = \frac{2(1,27)(2810)(85)}{11\,243,36}$$

$$S = 53,95 \text{ cm}$$

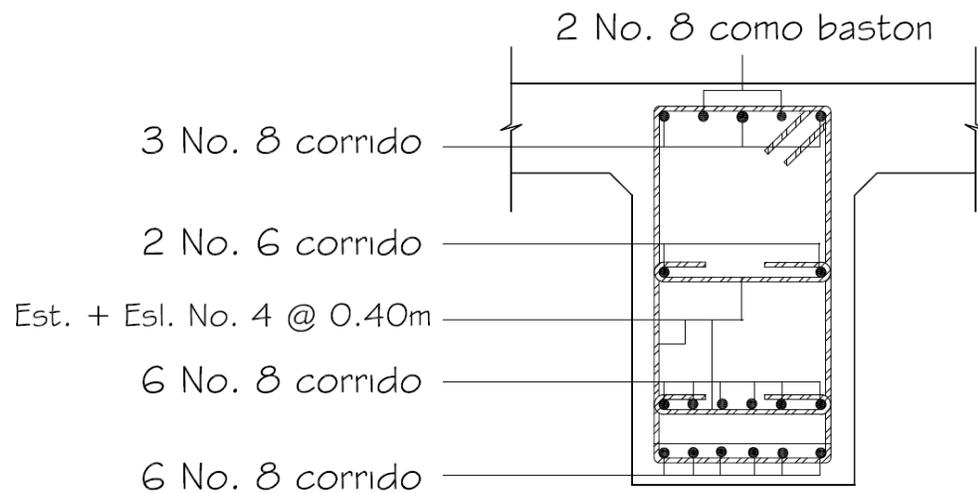
$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{85}{2} = 42,5 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm}$$

Colocar estribos y eslabones de varilla No. 4 G40 @40 centímetros

$$S_{L/4} = \frac{S_{\max}}{2} = \frac{40 \text{ cm}}{2} = 20 \text{ cm}$$

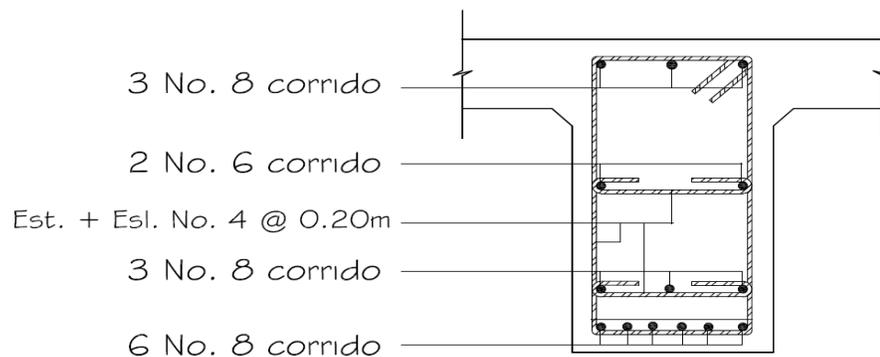
Para L/4 colocar estribos y eslabones de varilla No. 4 G40 @20 centímetros

Figura 24. **Detalle de estribos y eslabones viga externa parte central**



Fuente: elaboración propia.

Figura 25. **Detalle de refuerzo viga externa a (L/4) m del apoyo**



Fuente: elaboración propia.

2.2.7.2.14. Diseño de diafragma

Según AASHTO 1.7.4. (D), cuando la luz de la superestructura es mayor que 40 pies (12,19 metros), es necesario colocar diafragmas en el punto medio y en los tercios de la luz.

Los diafragmas son elementos estructurales diseñados para soportar las deformaciones laterales y transversales de las vigas de la superestructura de un puente. Entre las deformaciones que presentan las vigas figuran: el alabeo y el pandeo lateral.

Los diafragmas externos transmiten su propio peso directamente a los apoyos y los interiores transmiten su carga proporcionalmente a las vigas como cargas puntuales. Debido a que no están diseñados para soportar carga proveniente de la losa, se refuerzan con el área de acero mínimo.

Para efectos del proyecto se usaran dos diafragmas, a una distancia de 4,00 metros de separación del apoyo, dado que la luz del puente es de 12,00 metros. Para determinar su altura es necesario conocer la altura de las vigas principales, ya que los diafragmas se hacen aproximadamente $\frac{3}{4}$ de altura de viga. En cualquiera de los casos, la altura mínima será de 50,00 centímetros.

$$h = \frac{3}{4}h_{\text{viga}} = \frac{3}{4}(0,90 - 0,20) = 0,525 \text{ m} = 0,55 \text{ m}$$

El ancho será de 30,00 centímetros, pues se considera que dicho ancho es el mínimo recomendable por la facilidad de construcción. El recubrimiento mínimo debe ser de 5 cm.

- Refuerzo longitudinal

El refuerzo a colocar es el acero mínimo, en dos camadas, superior e inferior. Se recomienda un refuerzo extra de 0,25 pulgadas cuadradas por pie de alto (5,37 centímetros por metro de alto), y un recubrimiento mínimo de 5,00 centímetros.

- Cálculo del refuerzo

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{F_y}bd$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2810}(30 * 55)$$

$$A_{s_{\min}} = 8,28 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 6 (2,85 cm²), se distribuye de la manera siguiente:

$$\left. \begin{array}{l} 2,85 \text{ cm}^2 \text{ -----1 var} \\ 8,28 \text{ cm}^2 \text{ -----X} \end{array} \right\} X = 2,90 \Rightarrow 3 \text{ var}$$

Usar 3 varillas No. 6 G40 (cama superior e inferior).

Cálculo de espaciamento:

$$S_{\max} = 0,5d = 0,5(0,55) = 0,275 \text{ m}$$

Donde:

S = Espaciamento de estribos

Colocar estribos y eslabones de varilla No. 4 G40 @25,0 cm

- Refuerzo adicional

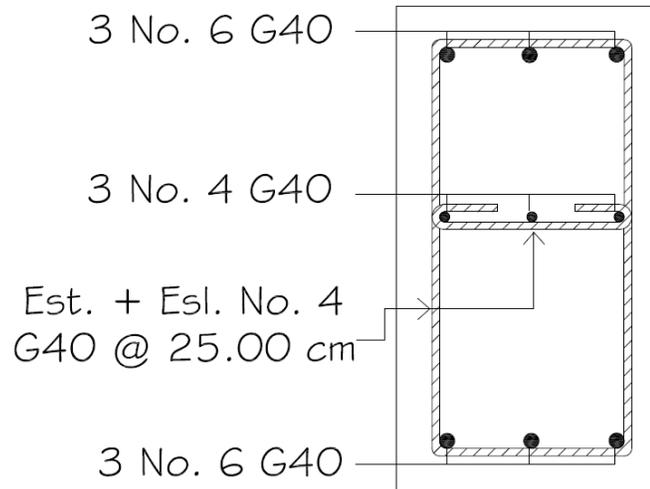
Se colocará un refuerzo adicional de 0,25 pulgadas cuadradas por cada pie de alto (5,37 centímetros cuadrados por metro de alto). Utilizando varilla No. 4 (1,27 cm²).

$$R_{\text{Ad}} = (0,55 \text{ cm}^2)(5,37 \text{ cm}^2) = 2,95 \text{ cm}^2 :$$

$$\left. \begin{array}{l} 1,27 \text{ cm}^2 \text{ -----1 var} \\ 2,95 \text{ cm}^2 \text{ -----X} \end{array} \right\} X = 2,32 \Rightarrow 3 \text{ var}$$

Usar 3 varilla No. 4 G40 (para refuerzo adicional)

Figura 26. **Detalle de armado de diafragma**



Fuente: elaboración propia.

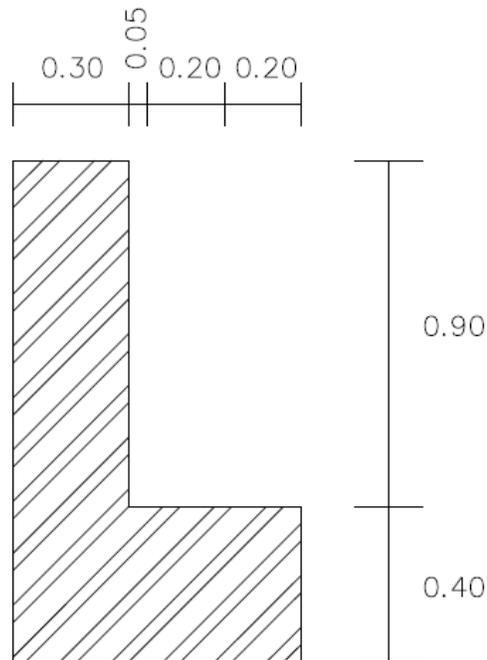
2.2.8. Diseño de la subestructura

Parte inferior del puente, formada por las cimentaciones, estribos, pilas y aletones, para la realización del puente vehicular, se hará uso de las normas propuestas por la AASTHO.

2.2.8.1. Análisis y diseño de estructura de apoyo

La cortina funciona como un muro de contención, para el relleno del aprobe del puente en el sentido longitudinal, según AASTHO 1.2.22, se considera empotrada a la viga de apoyo y el alto depende de la viga principal del puente, para su diseño es necesario tomar en cuenta las reacciones de los extremos de la viga y las presiones laterales.

Figura 27. **Dimensiones de la cortina y viga de apoyo**



Fuente: elaboración propia.

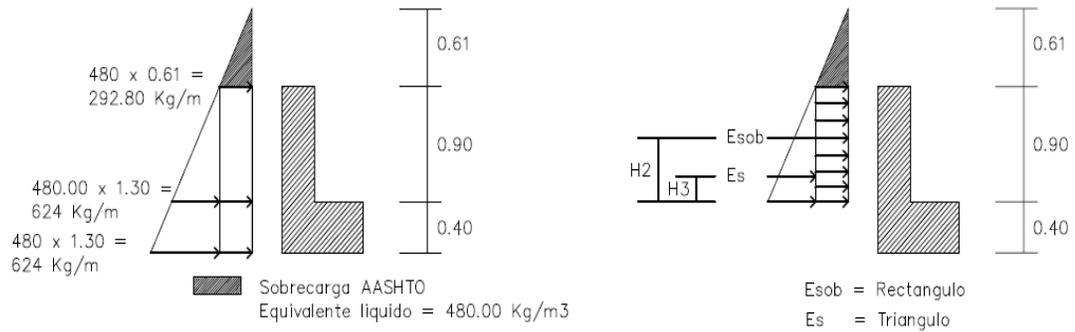
Se asume que la cortina está empotrada sobre la viga de apoyo. Para calcular el momento máximo de empotramiento, se utilizarán los siguientes grupos de cargas: según la AASHTO 1.2.22, los grupos III y VII.

Las fuerzas que intervienen en dichos grupos son:

2.2.8.1.1. Empuje de tierra (E)

Se incrementará la altura de relleno en 2 pies (0,61 metros), y de acuerdo a AASHTO 1.2.19 la estructura no debe diseñarse para menor de un equivalente líquido igual a 480,00 kilogramos por metro.

Figura 28. Empuje sobre la cortina y viga de apoyo



Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de empuje:

$$E = \text{Empuje} = E_{sob} + E_s = (292,80 \times 0,90) + (432,00 \times 0,90) / 2$$

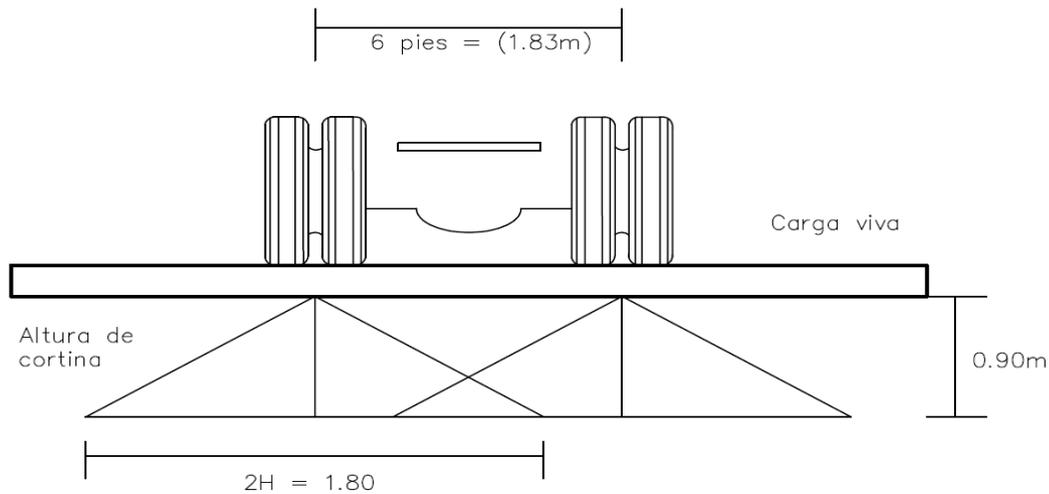
$$E = 457,92 \text{ kg}$$

2.2.8.1.2. Fuerza longitudinal (FL)

Según AASHTO 1.2.13, la fuerza longitudinal debe ser el por ciento de la carga viva y su centro de gravedad, se aplica a 1,83 metros (6 pies), sobre la rodadura.

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

Figura 29. **Fuerza longitudinal en viga de apoyo (FL)**



Fuente: elaboración propia.

$$FL = \frac{(0,05)(6\ 818,19)}{2(0,90)}$$

$$FL = 189,39\text{kg/m}$$

La carga actuante está aplicada a 6,00 pies (1,83 metros) sobre la superficie de la losa (AASHTO 3.9.1).

$$\text{Brazo de FL} = \text{brazo} = 1,83 + 0,90 = 2,73\text{ m}$$

2.2.8.1.3. Cálculo por sismo (EQ)

Se usará un coeficiente sísmico del 12 por ciento siguiendo las especificaciones de AASHTO 3.21, se multiplicará el peso de la cortina para determinar la fuerza por sismo (EQ), el punto de aplicación de la fuerza se localizará en el centro de la cortina, actuando de forma horizontal.

Peso propio de la cortina para 1,00 metro de ancho.

$$W_{\text{cortina}} = 0,30 \times 0,90 \times 1,00 \times 2\,400$$

$$W_{\text{cortina}} = 648,00 \text{ kg.}$$

$$EQ = 12\% W_{\text{cortina}}$$

$$EQ = 0,12 \times 648,00 = 77,76 \text{ kg.}$$

$$\text{Brazo al centro de gravedad} = \frac{H}{2} = \frac{0,90}{2} = 0,45 \text{ m}$$

2.2.8.1.4. Combinación de cargas para momento

Los momentos que se analizarán son: momento por carga muerta, sobrecarga e impacto, obteniendo con ello el momento total con el cual se procederá al cálculo del refuerzo.

Se sigue lo especificado en AASHTO 3.22.1

Para momentos:

$$\text{Grupo III: } 1,3 (E_{\text{sob1}} + E_{S1} + FL_1)$$

$$\text{Grupo VII: } 1,3 (E_{\text{sob1}} + E_{S1} + S)$$

Para corte:

$$\text{Grupo III: } 1,3 (E + FL)$$

$$\text{Grupo VII: } 1,3 (E + EQ)$$

Donde:

E_s = Carga del suelo aplicada

E_{s1} = Carga del suelo aplicada (E_s), aplicada a $1/3$ de H

E_{sob} = Carga equivalente del rectángulo

E_{sob1} = Carga equivalente del rectángulo (E_{sob}), aplicada a $1/2$ de H

FL_1 = Momento de fuerza longitudinal

EQ = Momento de fuerza de sismo

Cálculo para momentos:

$$E_{sob1} = (292,80 \times 0,90) \times 0,90 / 2 = 118,58 \text{ kg} - \text{m}$$

$$E_{s1} = (1/2 \times 432 \times 0,90) \times 0,90 / 3 = 58,32 \text{ kg} - \text{m}$$

$$FL_1 = 189,39 \times 2,73 = 517,03 \text{ kg} - \text{m}$$

$$EQ = 77,76 \times 0,45 = 34,99 \text{ kg} - \text{m}$$

$$E = 457,92 \text{ kg}$$

$$\text{Grupo III: } 1,3 (E_{sob1} + E_{s1} + FL_1)$$

$$\text{Grupo III: } 1,3 (118,58 + 58,32 + 517,03)$$

$$\text{Grupo III: } 902,11 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\text{Grupo VII: } 1,3 (E_{sob} + E_s + EQ)$$

$$\text{Grupo VII: } 1,3 (118,58 + 58,32 + 34,99)$$

$$\text{Grupo VII: } 275,46 \text{ kg} - \text{m}$$

- Cálculo para corte:

Grupo III: 1,3 (E + FL)

Grupo III: 1,3 (457,92 + 189,39)

Grupo III: 841,53Kg

Grupo VII: 1,3 (E + EQ)

Grupo VII: 1,3 (457,92 + 77,76)

Grupo VII: 696,38 kg

El momento máximo y corte máximo se determina al comparar el momento producido por los dos grupos de cargas, el mayor corresponde al Grupo III.

2.2.8.1.5. Cálculo del refuerzo

Con los datos anteriores se obtiene el acero de refuerzo contra las fuerzas determinadas, hallando el área del acero. El valor del refuerzo transversal se obtendrá con la siguiente fórmula:

$$A_s = 0,85 \frac{f_c b d}{F_y} - \sqrt{\frac{(0,85 f_c b d)^2 - \frac{1,7}{0,9} (f_c b M_u)}{F_y^2}}$$

Donde:

A_s = Área de acero en cm^2 .

f_c = Módulo de fluencia del concreto en kg / cm^2

F_y = Módulo de fluencia del acero en kg / cm^2

M_u = Momento último en $\text{kg} - \text{cm}$

b = Base en m

d = Peralte efectivo en m

Datos:

$$f_c = 210 \text{ kg / cm}^2$$

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

$$M_u = 90211,0 \text{ kg - cm}$$

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

$$d = 85 \text{ cm}$$

Cálculo:

$$A_s = 0,85 \frac{(210 * 30 * 85)}{2810} - \sqrt{\frac{(0,85 * 210 * 30 * 85)^2 - \frac{1,7}{0,9}(210 * 30 * 90211)}{(2810)^2}}$$

$$A_s = 0,42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de acero mínima: } A_{s_{\min}} = 12,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de acero máxima: } A_{s_{\max}} = 49,85 \text{ cm}^2$$

Las normas AC, indican:

$$A_{s_{\min}} \leq A_s \leq A_{s_{\max}}$$

Como el área de acero calculada debe de estar entre el área de acero mínima y el área de acero máxima, no cumple ésta condición, por eso se tomara el área de acero mínima cómo el área de refuerzo.

- Distribución de varillas

Utilizando varilla No. 5 (1,98 cm²), se distribuye de la manera siguiente:

$$\left. \begin{array}{l} 1,98 \text{ cm}^2 \text{ -----} 1 \text{ var} \\ 12,8 \text{ cm}^2 \text{ -----} X \end{array} \right\} X = 6,4 \Rightarrow 7 \text{ var}$$

Usar 7 varillas No. 5 G40, corridas.

2.2.8.1.6. Diseño a corte

Se toma en cuenta que el corte máximo sea mayor al compararlo con el corte que resiste el concreto. Si se calcula que $V_u < V_{cu}$, por lo tanto el concreto resiste y no se usará refuerzo

$$V_u = \frac{841,53}{(30)(85)} = 0,33 \text{ kg/cm}^2$$

- Corte que resiste el concreto

$$V_{cu} = 0,53\sqrt{f'_c} * bd$$

$$V_{cu} = 0,53\sqrt{210} * (30)(85)$$

$$V_{cu} = 19585,1 \text{ Kg}$$

Como $V_u < V_{cu}$ por lo tanto el concreto resiste y no se usará refuerzo.

Utilizar $S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$

Colocar estribos y eslabones No. 3 G40 @ 15 centímetros.

2.2.8.1.7. Diseño de la viga de apoyo

En la viga transversal, donde se apoyaran las vigas principales (longitudinales), se diseñará por aplastamiento, ya que ésta no soporta flexión. La base no debe ser menor de 40,00 centímetros, y se colocará refuerzo longitudinal por temperatura o refuerzo mínimo.

Cálculo:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2810}bd$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2810}(75)(35) = 13,17 \text{ cm}^2$$

- Distribución de varillas

Utilizando varilla No. 5 (1,98 cm²), se distribuye de la manera siguiente:

$$\left. \begin{array}{l} 1,98 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 1 \text{ var} \\ 13,17 \text{ cm}^2 \text{ ----- } X \end{array} \right\} X = 6,65 \Rightarrow 7 \text{ var}$$

Usar 7 varillas No. 5 G40, corridas.

El refuerzo por corte en la cortina estará a $d / 2 = 35 / 2 = 17,50 \text{ cm}$

Usar estribo No 3 G40 @ 17,00 centímetros.

2.2.8.1.8. Diseño de asentamiento o base de neopreno

El neopreno es un elemento que está elaborado con un caucho altamente resistente, y que en combinación con el acero, forman un elemento de apoyo simple entre la viga principal y la viga de apoyo, esto con el fin de disipar las energías causadas en la superestructura por fuerzas vibratorias o de impacto, causadas por los movimientos de las cargas móviles, las cuales son transmitidas a la subestructura, con este elemento aseguramos que estas fuerzas no dañen la estructura.

- Esfuerzo de compresión

A menos que la deformación de cizalla sea prevenida, el esfuerzo de compresión promedio σ_c en cualquier capa deberá satisfacer.

	$\sigma_{c,TL} \leq GS/\beta$	
y	$\sigma_{c,TL} \leq$	1,000 psi para refuerzo de acero
o	$\sigma_{c,TL} \leq$	800 psi para las almuadillas reforzadas

Estos esfuerzos de compresión se pueden ver incrementados por un 10 por ciento donde la deformación de cizalla sea prevenida.

- Deformación compresiva

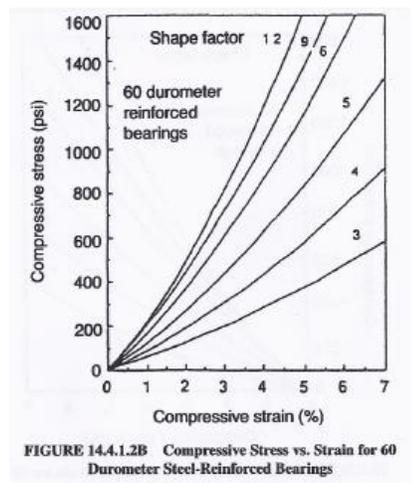
La deformación compresiva Δ_c , de la rodadura deberá ser tan limitada como para asegurar la servicialidad del puente y el sistema de juntas. Las

deflexiones debidas a la carga total y para dejar las cargas solas para considerarlas por separado.

$$\Delta_c = \Delta_c = \sum_i \epsilon_{ci} H_{ri}$$

El valor para ϵ_{ci} deberá ser obtenido de la tabla de diseño abajo descrita

Figura 30. **Valores de neopreno**



Fuente: American Association of Highways and Transportation Officials. p. 346.

- Cizallar

Los movimientos horizontales deberán ser tomados como la máxima deformación posible causada por arrastre, encogimiento por tiempo y por post-tensado, combinado con los efectos térmicos computados de acuerdo con el artículo 3.16

$$h_{rt} \geq 2A_s$$

- Rotación

La deformación rotacional de cada eje deberá ser tomada como la máxima rotación entre lo más alto y más bajo del refuerzo causada inicialmente por carecer de paralelismo y de la rotación de la viga maestra, deberán ser limitadas por:

$$\theta_{TLX} \leq 2\Delta_c/L$$

- Estabilidad

Para asegurar la estabilidad, el grosor del refuerzo no deberá exceder el más pequeño de:

L/5, W/5 o D/6 para planchas planas

L/3, W/3 o D/4 Para Planchas reforzadas

- Refuerzo

El refuerzo debe ser tejido o de acero y su resistencia en libras por pulgada lineal en lugares donde hay esfuerzo a compresión

1 400 h_{ri} para tejido

1 700 h_{ri} para reforzadas

Donde:

σ_c	Esfuerzo de compresión
Δ_c	Deformacion compresiva
h_{rt}	Cizallar
θ_{TLX}	Rotación
L	Dimención de refuerzo rectangular paralela a los ejes longitudinales en plg
W	Dimención de refuerzo rectangular paralela a los ejes paralelos en plg
D	Carga de compresión
h_{ri}	Grosor de la capa elastomerica i

- Esfuerzo de compresión

$\sigma_c = 600$ PSI Por considerar neopreno con una dureza SHORE real de 60 según ASTM D2240.

$$\sigma_c \text{ TL} \leq GS/\beta \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_c \text{ TL} \leq 1\,000 \text{ psi para refuerzo de acero} \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_c \text{ TL} \leq 800 \text{ psi para las almohadillas} \quad \text{cumple}$$

- Deformación compresiva

$$\Delta_c = \Delta_c = \sum_i \epsilon_{ci} H_{ri}$$

$$\Delta_c = 4 * 0,02 \text{ pulg}$$

$$\Delta_c = 0,08 \text{ pulg}$$

El neopreno no puede ser más delgado de 0,08 pulg

- Cizallar

$$h_{rt} \geq 2A_s$$

$$h_{rt} = 2(1,5) = 3 \text{ plg}$$

Este es el ancho 3 es el ancho máximo.

- Rotación

$$\theta_{TLX} \leq 2\Delta_c/L$$

$$\theta_{TLX} = 2(0,08)/0,25$$

$$\theta_{TLX} = 0,64 \text{ Está dentro del rango de mayor y menor}$$

- Estabilidad

L/3, W/3 o D/4 Para Planchas reforzadas

$$L/3 = 12,5/3 = 4,16$$

$$D/4 = 12,5/4 = 3,12$$

Ambos chequean dentro de los máximos y mínimos

Refuerzo

$$1\ 400\ h_{ri} \text{ para tejido}$$

$$1\ 700\ h_{ri} \text{ para reforzadas}$$

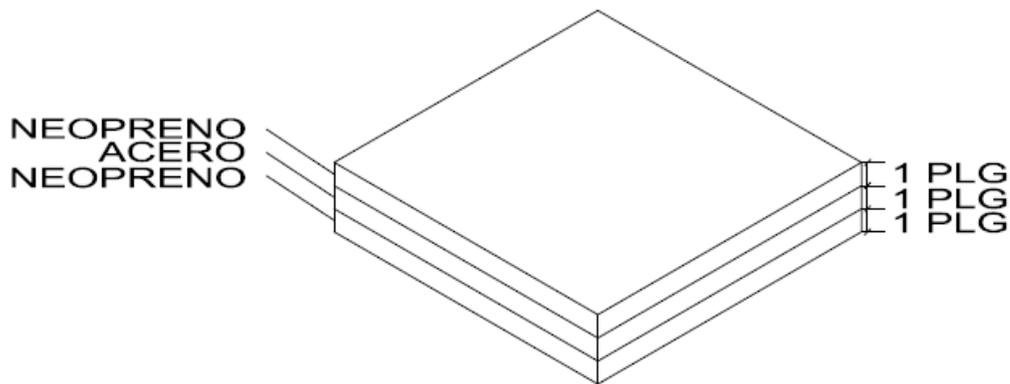
$$1\ 400(0,002 \text{ plg})$$

$$1\ 400 * 0,002 = 2,8 \text{ plg}$$

Distancia mayor para refuerzo

Utilizar neopreno de 0,25 metros * 0,25 metros, con una dureza SHORE real de 60 según ASTM D2240, con un espesor de 3 pulgadas con refuerzo a 1 pulgadas.

Figura 31. **Placas de neopreno**



Fuente: elaboración propia.

2.2.8.2. Análisis y diseño de estribos

Es difícil establecer un límite de altura para utilizar un determinado tipo de subestructura por gravedad pero, en general los estribos por gravedad se emplean cuando la subestructura a utilizar sea de poca altura y no pase de los 5,00 metros, después de la cual la estructura resulta muy pesada y costosa.

El análisis consistirá en calcular el momento de volteo que produce el empuje de tierra sobre el estribo y el momento estabilizante que produce el peso de la estructura sobre el suelo. Calculados los momentos se procederá a efectuar la comprobación correspondiente.

Los análisis se realizarán con las siguientes fórmulas:

Volteo
$$= \frac{ME}{MV} > 1,50$$

Deslizamiento
$$= 0,50 * \frac{WE}{WV} > 1,50$$

Presiones
$$= \frac{W}{A} \left[1 \pm \left(6 * \frac{e}{b} \right) \right] < 30,000 \text{ kg/m}^2$$

Donde:

ME = Momento estabilizante

MV = Momento de volteo

W = Fuerza resistente

E = Fuerzas horizontales

e = $b/2 - a = \text{excentricidad siendo } a = \frac{(ME - MV)}{W}$

Datos:

Peso del concreto ciclópeo $W_{cc} 2\,700 \text{ kg / m}^3$

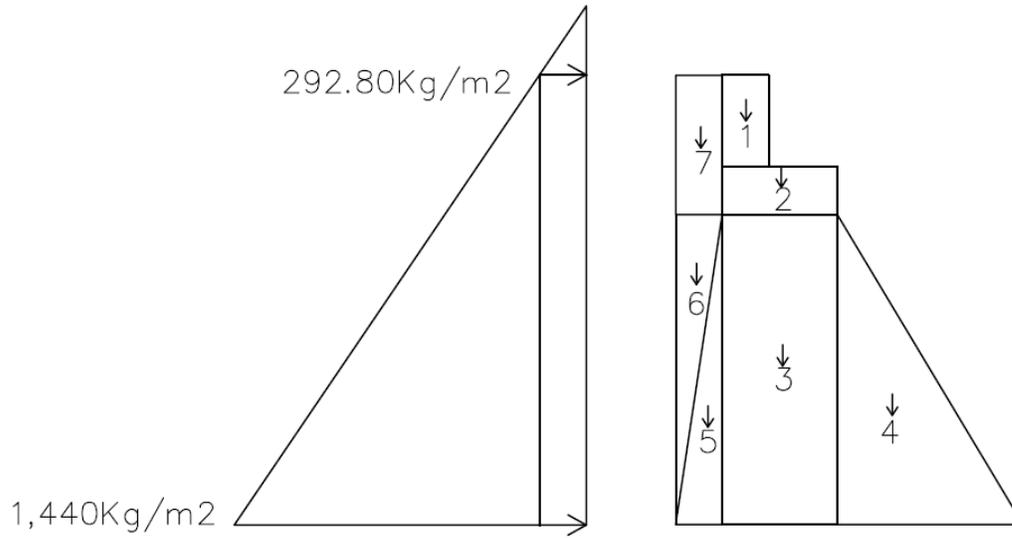
Peso del concreto armado $W_c 2\,400 \text{ kg / m}^3$

Peso del suelo $W_s 1\,800 \text{ kg / m}^3$

Equivalente líquido 480 kg / m^3

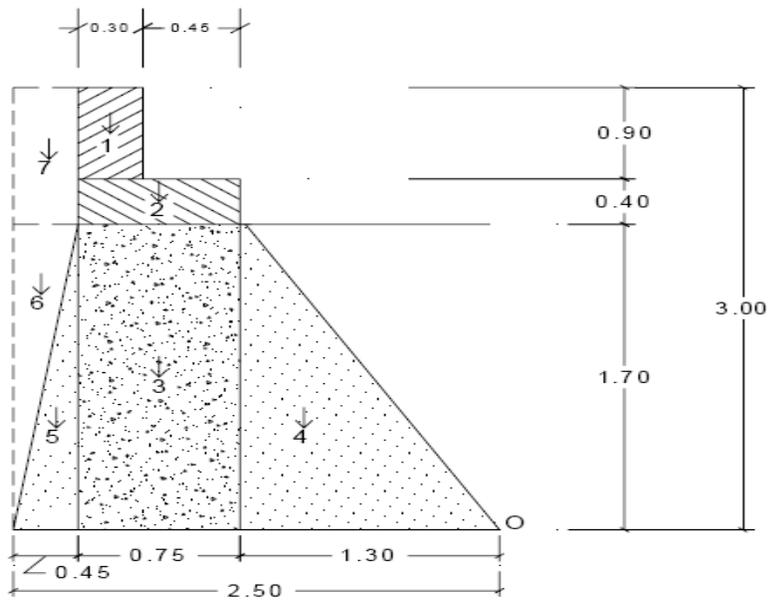
Capacidad soporte del suelo $V_s 30\,000 \text{ kg / m}^2$

Figura 32. Diagrama de presiones en el estribo



Fuente: elaboración propia.

Figura 33. Geometría y dimensiones del estribo



Fuente: elaboración propia.

Tabla IX. **Presiones, momentos y empujes en el estribo**

Sección	Altura (m)	Presión kg/m ²	Empuje Wv	Brazo (m)	Momento MV (kg-m)
I	3,00	292,90	878,70	1,50	1 318,05
II	1,50	1 440,00	2 160,00	1,00	2 160,00
			3 038,70		3 478,05

Fuente: elaboración propia.

Tabla X. **Cálculo del momento estabilizante (ME) 1**

Sección	Dimensiones (m)		Área (m ²)	Peso Vol. (kg/m ³)	Peso WE	Brazo (m)	Momento ME (kg-m)
1	0,30	0,90	0,27	2 400,00	648,00	1,900	1 231,20
2	0,75	0,40	0,30	2 400,00	720,00	1,675	1 206,00
3	0,75	1,70	1,28	2 700,00	3 442,50	1,675	5 766,19
4	1,30	1,70	1,11	2 700,00	2 983,50	0,867	2 585,70
5	0,45	1,70	0,38	2 700,00	1 032,75	2,350	2 426,96
6	0,45	1,70	0,38	1 700,00	650,25	2,350	1 528,09
7	0,45	1,30	0,59	1 700,00	994,50	2,275	2 262,49
					10 471,50		17 006,63

Fuente: elaboración propia.

2.2.8.2.1. Revisión del estribo

Son los apoyos extremos de la superestructura, que además de transmitir las cargas al suelo, contienen el relleno estructural o terraplén de la carretera. Para el presente caso, se realizó el diseño de los estribos como muros de gravedad de concreto ciclópeo.

2.2.8.2.2. Sin considerar la sobrecarga (sin superestructura)

Por ser un muro de gravedad, se tiene como ventaja, que el diseño es mucho más simple. Para verificar la estructura como un muro por gravedad, se utilizaran las fórmulas siguientes:

$$\text{Volteo} = \frac{ME}{MV} = \frac{17\,006,63}{3\,478,05} = 4,88 > 1,50 \Rightarrow \text{Resiste Volteo}$$

$$\text{Deslizamiento} = 0,5 * \frac{WE}{Wv} = 0,5 * \frac{10\,471,50}{3\,038,70} = 1,72 > 1,50 \Rightarrow \text{Resiste deslizamiento}$$

- Presiones

$$a = \frac{ME - MV}{WE} = \frac{17\,006,63 - 3\,478,05}{10\,471,50} = 1,29$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{2,5}{2} - 1,29 = -0,02$$

$$3a = 3(1,29) = 3,87 > L \Rightarrow \text{No existen presiones negativas}$$

$$P = \frac{W}{A} \left[1 \pm \left(6 * \frac{e}{b} \right) \right] < 30\,000 \text{ kg/m}^2$$

$$P = \frac{10\,471,50}{2,5 * 1,0} \left[1 \pm \left(6 * \frac{(-0,02)}{2,5} \right) \right]$$

$$P_{\text{max}} = 3\,987,55 \text{ kg/m}^2 < 30\,000 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\text{min}} = 4\,389,65 \text{ kg/m}^2 > 0 \text{ kg/m}^2$$

La presión máxima es menor que la capacidad soporte del suelo y la presión mínima es mayor que cero.

El suelo resiste el peso del estribo de concreto ciclópeo sin sufrir asentamientos, por lo que las dimensiones del muro son aptas para su construcción.

2.2.8.2.3. Comprobación del muro con superestructura y carga viva

La siguiente comprobación que se hará al estribo es sumarle su propio peso, el peso propio de la superestructura y la carga viva.

La carga viva es la reacción que resulta cuando el eje trasero de la sobrecarga está en el apoyo $R_1 = 10\,006,10$ kilogramos, y su punto de aplicación (brazo) será el punto medio de la base del estribo (1,25 metros).

- Peso de la superestructura

Carga muerta:

$$W_{\text{Losas}} = 2\,400 * 0,2 * \frac{12}{2} * \frac{5}{3} = 4\,800,0 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{Accesorios}} = (54 + 12 + 240)6 = 1\,836 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{Viga}} = 2\,400(0,90)(0,50)(6) = 6\,480 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{Diafragma}} = 2\,400(0,50)(0,30)(1,8) = 648 \text{ kg/m}$$

$$\sum W = 13\,764 \text{ kg/m}$$

Luego de integrar las cargas, se obtiene un nuevo momento estabilizante (ME_2), que es el que produce la aplicación de la carga viva y la carga muerta.

La suma de ME_2 y ME (peso propio del estribo), dará como resultado el momento estabilizante total.

$$ME_2 = (CV + CM) * \text{brazo}$$

$$ME_2 = (10\,006,10 + 13\,764,0) * 1,25$$

$$ME_2 = 29\,712,63 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MET = ME_2 + ME = 29\,712,63 + 17\,006,63 = 46\,719,26 \text{ kg} - \text{m}$$

$$WE_2 = W + CV + CM$$

$$WE_2 = 10\,471,5 + 10\,006,1 + 13\,764,0$$

$$WE_2 = 34\,241,6 \text{ kg}$$

- Chequeo:

$$\text{Volteo} = \frac{ME_2}{MV} = \frac{29712,63}{3478,05} = 8,54 > 1,50 \Rightarrow \text{Resiste Volteo}$$

$$\text{Deslizamiento} = 0,5 * \frac{WE_2}{Wv} = 0,5 * \frac{34241,60}{3038,70} = 5,63 > 1,50 \Rightarrow \text{Resiste}$$

deslizamiento

Presiones:

$$a = \frac{MET - MV}{WE_2} = \frac{46719,26 - 3478,05}{34241,60} = 1,26$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{2,5}{2} - 1,26 = -0,01$$

$$3a = 3(1,26) = 3,78 > 2,5 \Rightarrow \text{OK}$$

$$P = \frac{WE_2}{A} \left[1 \pm \left(\frac{6e}{b} \right) \right] < 30000 \text{ kg/m}^2$$

$$P = \frac{34241,60}{2,5 * 1,0} \left[1 \pm \left(\frac{6 * (-0,01)}{2,5} \right) \right]$$

$$P_{\max} = 13367,92 \text{ kg/m}^2 < 30000 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\min} = 14025,36 \text{ kg/m}^2 > 0 \text{ kg/m}^2$$

2.2.8.2.4. Revisión del muro con sismo

La tercera y última verificación se hará por sismo; para esta prueba no se considerará la carga viva, se sumará el peso del muro (W) y la carga muerta (CM), para obtener una carga total (W₃). Así mismo, se sumará el momento estabilizante (ME) y el generado por la carga muerta (CM x brazo), para obtener el momento estabilizante (ME₃), también se calcula la fuerza horizontal (FH) que se produce, aplicándose el factor por sismo del 8 por ciento.

$$W_3 = WE + CM$$

$$W_3 = 10\,471,50 + 13\,764,0 = 24\,235,5 \text{ kg}$$

$$ME_3 = ME + (CM * \text{brazo})$$

$$ME_3 = 17\,006,63 + (13\,764,0 * 1,25) = 34\,211,63 \text{ kg} - \text{m}$$

$$FH = 1,08 W_v + 0,08 W_2$$

$$FH = 1,08(3\,038,70) + 0,08(34\,241,6) = 6\,021,12 \text{ kg}$$

Tabla XI. **Cálculo del momento estabilizante (ME) 2**

Sección	Dimensiones (m)		Area (m ²)	Peso Vol. (Kg/m ³)	Peso WE	Brazo (m)	Momento ME (Kg-m)
1	0.30	0.90	0.27	2,400.00	648.00	2.550	1,652.40
2	0.75	0.40	0.30	2,400.00	720.00	1.900	1,368.00
3	0.75	1.70	1.28	2,700.00	3,442.50	0.850	2,926.13
4	1.30	1.70	2.21	2,700.00	5,967.00	0.567	3,381.30
5	0.45	1.70	0.77	2,700.00	2,065.50	0.567	1,170.45
6	0.45	1.70	0.77	1,700.00	1,300.50	1.133	1,473.90
7	0.45	1.30	0.59	1,700.00	994.50	2.350	2,337.08
					15,138.00		14,309.25

Fuente: elaboración propia.

$$MEQ = 0,08 ME$$

$$MEQ = 0,08(14\,309,25) = 1\,144,74 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MV_3 = 1,08 MV + 0,08(CM * h') + MEQ$$

$$MV_3 = 1,08(3\,478,05) + 0,08(13\,764 * 2,1) + 1144,74$$

$$MV_3 = 7\,213,39 \text{ kg} - \text{m}$$

Chequeo:

$$\text{Volteo} = \frac{ME_3}{MV_3} = \frac{34\,211,63}{7\,213,39} = 4,74 > 1,50 \Rightarrow \text{Resiste Volteo}$$

$$\text{Deslizamiento} = 0,5 * \frac{WE_3}{FH} = 0,5 * \frac{24\,235,5}{6\,024,12} = 2,01 > 1,50 \Rightarrow \text{Resiste deslizamiento}$$

- Presiones

$$a = \frac{ME_3 - MV_3}{WE_3} = \frac{34\,211,63 - 7\,213,39}{24\,235,5} = 1,11$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{2,5}{2} - 1,11 = 0,14 \text{ m}$$

$$3a = 3(1,11) = 3,33 > 2,5 \Rightarrow \text{OK}$$

$$P = \frac{WE_3}{A} \left[1 \pm \left(\frac{6e}{b} \right) \right] < 30\,000 \text{ kg/m}^2$$

$$P = \frac{24\,235,5}{2,5 * 1,0} \left[1 \pm \left(\frac{6 * (0,14)}{2,5} \right) \right]$$

$$P_{\max} = 12\,951,45 \text{ kg/m}^2 < 30\,000 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\min} = 6\,436,95 \text{ kg/m}^2 > 0 \text{ kg/m}^2$$

Con los resultados anteriores, se puede concluir que los valores de las fuerzas no sobrepasan el valor soporte, por lo que se tiene las dimensiones del muro propuesto son aptas para soportar la superestructura.

2.2.8.3. Diseño baranda

La resistencia de cada elemento de un riel combinado se deberá determinar cómo se especifica en los artículos A 13.3.1 y A 13.3.2 de las especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD. La resistencia flexional del riel se deberá determinar para un tramo, R_R , y para dos tramos, R'_R se deberá determinar la resistencia del poste sobre el muro, P_p , incluyendo la resistencia de los bulones de anclaje o poste.

La resistencia del conjunto formado por el parapeto y el riel se deberá tomar como la menor de las resistencias determinadas para los dos modos de falla.

Figura 34. Evaluación del conjunto formado por un muro de hormigón y un riel metálico – Impacto en un poste

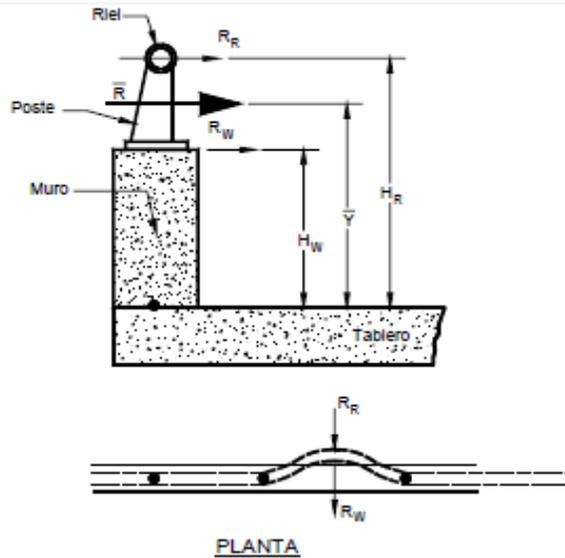
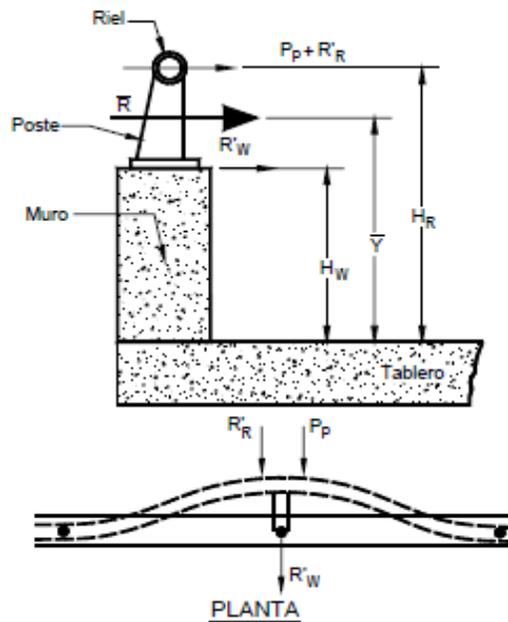


Figura A13.3.3-1 – Evaluación del conjunto formado por un muro de hormigón y un riel metálico – Impacto a la mitad de la longitud del riel



Fuente: AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD p. 26

Si el impacto del vehículo se produce a la mitad de la longitud del riel mecánico como se ilustra en la figura 1, la resistencia flexional del riel, R_R , y la máxima resistencia del muro de hormigón, R_W , se deberán sumar entre si para determinar la resistencia combinada resultante, \bar{R} , y la altura efectiva, Y , se deberá tomar de la siguiente manera:

$$\bar{R} = R_R + R_W$$

$$\bar{Y} = \frac{R_R H_R + R_W H_W}{\bar{R}}$$

Donde

R_R = Capacidad última del riel en un tramo (N)

R_W = Capacidad última del muro

H_W = Altura del muro (mm)

H_R = Altura del riel (mm)

Si el impacto del vehículo se produce en un poste, la máxima resistencia resultante \bar{R} , se deberá tomar como la sumatoria de la capacidad del poste P_P , la resistencia del riel, R'_R , y una resistencia reducida del muro R'_W , ubicada a una altura Y .

$$\bar{R} = P_P + R'_R + R'_W$$

$$\bar{Y} = \frac{P_P H_R + R'_R H_R + R'_W H_W}{\bar{R}}$$

donde:

$$R'_W = \frac{R_W H_W - P_P H_R}{H_W}$$

Donde:

P_p = Resistencia transversal última del poste (N)

R'_R = Resistencia transversal última del riel en dos tramos (N)

R_W = Resistencia transversal última del muro

R'_W = Capacidad del muro, reducida para resistir la carga del poste (N)

Entonces se tiene que:

$$\bar{R} = R_R + R_W$$

$$\bar{Y} = \frac{R_R H_R + R_W H_W}{\bar{R}}$$

Donde:

R_R = Capacidad última del riel en un tramo (N)

R_W = Capacidad última del muro

H_W = Altura del muro (mm)

H_R = Altura del riel (mm)

Tabla XII. **Fuerzas de diseño para las barreras para tráfico vehicular**

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Ensayo para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal F_t (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal F_L (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000
Vertical descendente F_v (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
L_t y L_L (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
L_v (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
H_e (mín.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel H (mm)	685	685	685	810	1070	2290

Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD. p 24

$$\bar{R} = 460 + 510$$

$$\bar{R} = 970 \text{ N}$$

$$\dot{Y} = \frac{80,000 + 40,000}{970}$$

$$\dot{Y} = 123,71 \text{ aproximado } 1,24 \text{ m}$$

- Impacto en poste

$$\bar{R} = 1\,200 + 1\,220 + 5\,500$$

$$\bar{R} = 7\,920 \text{ N}$$

$$\dot{Y} = \frac{5\,500 + 20\,000 + 5\,500}{26\,720}$$

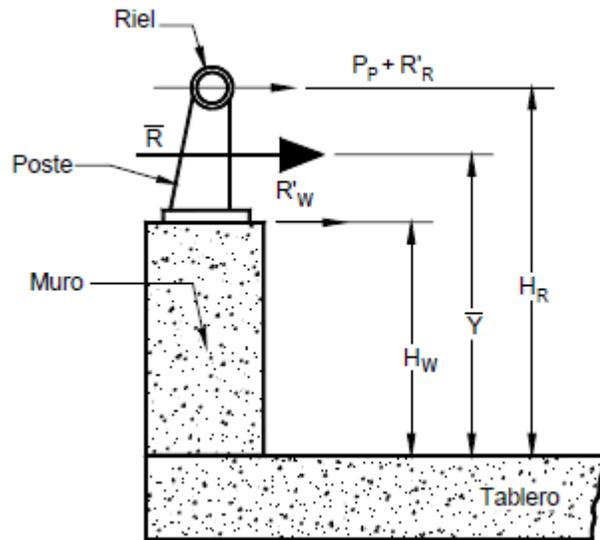
$$\dot{Y} = 1,16 \text{ m}$$

- Fuerzas totales

$$\bar{R} = 7\,920 \text{ N}$$

$$\dot{Y} = 1,24 \text{ m}$$

Figura 35. **Detalle de barandal**



Fuente: elaboración propia.

2.2.8.4. **Diseño de la acera**

Cuando en los accesos carreteros se utilizan cordones cuneta con acera, la altura del cordón para las aceras sobre elevadas en el puente no debería ser mayor que 200 milímetros. Si se requiere un cordón barrera, la altura del cordón no debería ser menor que 150 milímetros. Si la altura del cordón en el puente difiere de la altura del cordón fuera del puente se deberá proveer una transición uniforme en una distancia mayor o igual que 20 veces el cambio de altura.

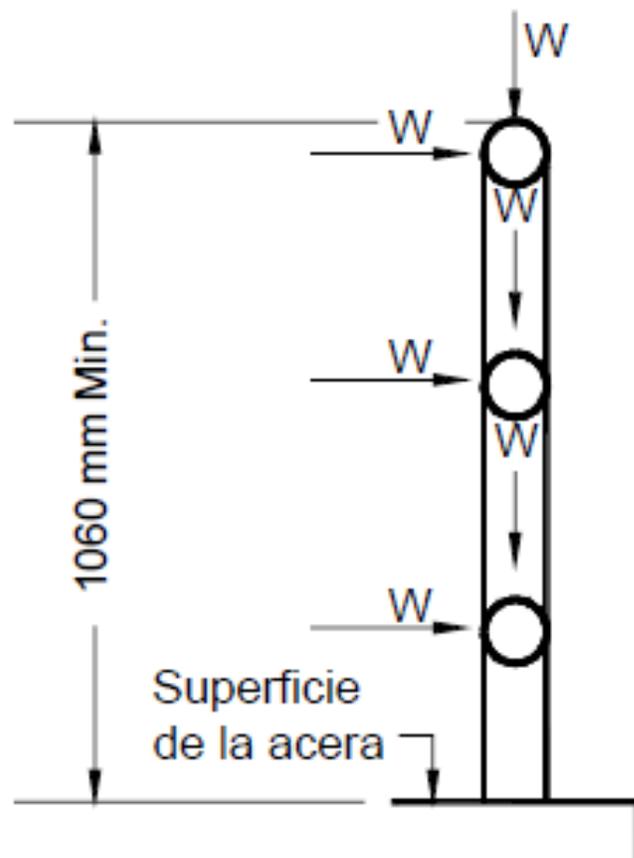
Generalmente no se proveen aceras sobre elevadas en aquellos puentes en los cuales el acceso al puente no tiene un cordón para peatones o si la estructura no ha sido diseñada para su uso por parte de peatones.

El ancho de la acera será de 1 metros sobre el lado derecho del puente en dirección este a oeste.

2.2.8.5. Detalle de la baranda peatonal

A utilizar en el borde exterior de una acera cuando el tráfico vehicular está separado del tráfico peatonal mediante una baranda para tráfico vehicular, la geometría de la baranda es simplemente ilustrativa.

Figura 36. Baranda peatonal



Fuente: elaboración propia.

2.2.9. Planos de la obra

Los planos del puente que se elaboraron son los siguientes:

- Ubicación de la aldea en el municipio y especificaciones generales
- Planta, perfil del terreno y puente sobre el perfil
- Elevación de estribo y planta de armado de losa
- Detalle transversal y elevación frontal
- Detalles de viga interna y externa, diafragma, cortina y viga de apoyo

2.2.10. Presupuesto de la obra

En la integración del presupuesto del puente vehicular se consideraron los siguientes aspectos:

- Materiales: para el efecto se tomaron como base los precios que se manejan en la región.
- Mano de obra: en este renglón se consideró la mano de obra calificada y no calificada aplicando un promedio de los salarios que se pagan en la región.
- Costo indirecto: es la suma de todos los gastos técnico-administrativos necesarios para la correcta realización de cualquier proceso constructivo.
- Imprevistos: en este renglón se tomaron en cuenta las posibles variaciones de precios de materiales.

Tabla XIII. Presupuesto de puente vehicular de concreto armado

INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS

PUENTE VEHICULAR

UBICACIÓN: ALDEA LAS LAJAS SANTA CATARINA MITA

CUADRO DE CANTIDADES ESTIMADAS DE TRABAJO

Fecha:

ABRIL 2011

Renglón	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Subtotal
1.00	TRAZO Y LIMPIEZA	M2	100	Q 25.00	Q 2,500.00
2.00	ESTRIBOS Y ALETON	UNIDAD	2	Q 68,825.00	Q 137,650.00
3.00	VIGA DE APOYO Y CORTINA	ML	10	Q 1,582.45	Q 15,824.50
4.00	BASE DE NEOPRENO 3/4"	UNIDAD	6	Q 6,725.00	Q 40,350.00
5.00	VIGA INTERIOR	ML	12	Q 3,255.23	Q 39,062.76
6.00	VIGA EXTERIOR	ML	24	Q 3,682.60	Q 88,382.40
7.00	DIAFRAGMAS	ML	8	Q 924.41	Q 7,395.28
8.00	LOSA	M2	60	Q 1,942.00	Q 116,520.00
9.00	BANQUETA	ML	24	Q 1,758.01	Q 42,192.24
10.00	BARANDA	ML	24	Q 214.92	Q 5,158.08
11.00	RELLENO DE SELECTO	M3	170	Q 582.06	Q 98,950.20
TOTAL					Q593,985.46

Transporte de materiales Fletes

1.00%

Q5,939.85

Costos indirectos 30%

30.00%

Q178,195.63

TOTAL

Q778,120.94

Son: Setecientos setenta y ocho mil ciento veinte con 94/100

En dólares son 103,199.06 usando la tasa de cambio a 7.54

Fuente: elaboración propia.

2.2.11. Cronograma de ejecución físico-financiero

Para la elaboración del presupuesto del puente, se establecieron los renglones de trabajo. Se realizó la cuantificación de cada renglón y luego se calcularon los costos directos e indirectos.

Tabla XIV. Cronograma de ejecución físico-financiero

RENGLONES DE TRABAJO	MES 1				MES 2				MES 3				MES 4				MES 5				MES 6				MES 7				%	Costo Q.	
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4			
1 Trazo y limpieza																													6.52	Q 50,169.77	
2 Estribos y aletón																													15.22	Q 117,114.09	
3 Viga de apoyo y cortina																													8.70	Q 66,944.32	
4 Base de neopreno																													2.17	Q 16,697.61	
5 Viga interior																													10.87	Q 83,641.93	
6 Viga exterior																													10.87	Q 83,641.93	
7 Diafragmas																													6.52	Q 50,169.77	
8 Losa																													8.70	Q 66,944.32	
9 Banqueta																													8.70	Q 66,944.32	
10 Baranda																													6.52	Q 50,169.77	
11 Relleno de selecto																													15.21	Q 117,037.14	
																													TOTAL	100	Q 769,474.95

Fuente: elaboración propia.

2.2.12. Evaluación socioeconómica

Esta evaluación social es una importantísima herramienta que ayuda a la identificación de los costos así como la cuantificación de los beneficios sociales de los proyectos en estudio.

2.2.12.1. Valor Presente Neto (VPN)

Esta es una alternativa para toma de decisiones de inversión, lo cual permite determinar de ante mano si una inversión vale la pena o no, realizarla, y no hacer así malas inversiones que provoquen en un futuro pérdidas. Es muy utilizado por dos razones: la primera porque es de muy fácil aplicación y la segunda porque todos los ingresos y egresos futuros se transforman al presente y así puede verse fácilmente, si los ingresos son mayores que los egresos.

Las fórmulas del VPN son:

$$P = F \left[\frac{1}{(1+i)^n - 1} \right]$$

$$P = A \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right]$$

Donde:

P = Valor de pago único en el valor inicial a la operación, o valor presente.

F = Valor de pago único al final del período de la operación, o valor de pago futuro.

A = Valor de pago uniforme en un período determinado o valor de pago constante o renta, de ingreso o egreso.

i = Tasa de interés de cobro por la operación, o tasa de utilidad por la inversión a una solución.

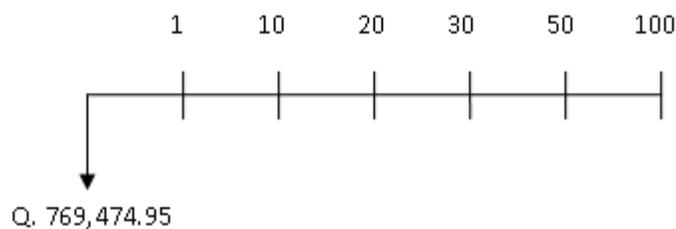
n = Período de tiempo que pretende la duración de la operación.

- Proyecto de construcción de puente vehicular para la aldea Las Lajas:

Datos del proyecto:

Costo total del proyecto = Q 489 481,93

Figura 37. **Esquema de ingresos y egresos económicos para puente vehicular**



Fuente: elaboración propia.

$VPN = \text{Ingresos} - \text{egresos}$

$VPN = 0 - 635\,795,89$

$VPN = -635\,795,89$

Como el VPN es menor que cero, nos indica que el proyecto no es rentable. Esto es debido a que, por ser un proyecto de carácter social, no se estipulan ingresos.

2.2.12.2. Tasa Interna de Retorno (TIR)

La tasa interna de retorno, como su nombre lo indica es el interés que hace que los ingresos y los egresos tengan el mismo valor, cuando se analiza una alternativa de inversión.

La tasa interna de retorno puede calcularse mediante las ecuaciones siguientes:

$$(P - L) * \left(\frac{R}{P}, i\%, n \right) + L * i + D = I$$

Donde:

P = Inversión inicial

L = Valor de rescate

D = Serie uniforme de todos los costos

I = Ingresos anuales

R/P = Valor presente dada una anualidad

- Valor Presente de Costos = Valor Presente de Ingresos
- Costo anual = Ingreso anual

En las tres formas el objetivo es satisfacer la ecuación, a través de la variación de la tasa de interés. La tasa de interés que cumpla con la igualdad, es la tasa interna de retorno del proyecto que se está analizando.

Como puede observarse en las tres fórmulas mencionadas anteriormente, todas requieren de un valor de ingreso, y para éste proyecto, por ser de carácter social, no se prevé ningún tipo de ingreso, por lo que no se puede hacer el cálculo de la TIR mediante el uso de las fórmulas.

CONCLUSIONES

1. El sistema de abastecimiento de agua potable beneficiará a 1,318 vecinos de la aldea La Carbonera, con un costo total de Q 910,634.68.
2. El proyecto de abastecimiento de agua potable proporcionara el líquido vital durante todo el año, habiéndose diseñado el sistema por bombeo debido a la topografía del lugar, así mismo, la distribución será con ramales abiertos debido a lo disperso de las viviendas.
3. El proyecto de abastecimiento de agua potable, no presenta impactos ambientales adversos de gran magnitud que pudiera poner en riesgo la salud de las personas o del medio ambiente, sino por el contrario, se espera satisfacer una demanda de primera necesidad de la población de la comunidad.
4. En el proyecto de abastecimiento de agua potable el tipo de tubería a utilizar es PVC por sus características de resistencia, durabilidad, confiabilidad, fácil instalación y bajo mantenimiento.
5. El costo total del puente vehicular asciende a la cantidad de seiscientos treinta y cinco mil setecientos noventa y cinco quetzales con ochenta y nueve centavos. (Q. 769 474,95). Para un costo metro lineal de puente de cincuenta y dos mil novecientos ochenta y dos quetzales con noventa y nueve centavos (Q. 64 122,91).

6. Los beneficiarios directos con la construcción del sistema de abastecimiento de agua potable y puente vehicular serán todos los habitantes del municipio de Santa Catarina Mita, ya que tendrán a su disposición dos nuevos proyectos de infraestructura para mejorar su economía.
7. En lo referente al impacto ambiental generado por la construcción de ambos proyectos, se debe tomar en cuenta medidas de mitigación para causar el menor daño a nuestro medio ambiente, sin embargo este impacto será sólo en el período de construcción de las obras y no durante su funcionamiento.
8. La construcción del puente vehicular en la aldea Las Lajas, solucionará el problema de comunicación y acceso, permitiéndoles transportar productos agrícolas por lo que contribuye al desarrollo de la comunidad y su área de influencia, beneficiando directamente a los pobladores del lugar.
9. Con la realización de los diseños del proyecto del puente vehicular y sistema de abastecimiento de agua, la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, a través del Ejercicio Profesional Supervisado está cumpliendo su labor de proyección social con el apoyo técnico profesional, realizado por el Asesor-Supervisor de EPS.
10. La construcción del puente vehicular para la aldea Las Lajas se hará aprovechando los materiales del lugar, como las rocas utilizadas en los estribos del puente, reduciendo en un porcentaje la construcción del mismo.

11. El puente vehicular en la aldea Las Lajas mejorara la calidad de vida de sus habitantes al darles la seguridad de una vía transitable aun en épocas de invierno.

RECOMENDACIONES

A la Municipalidad de Santa Catarina Mita

1. Utilizar mano de obra local para la ejecución del proyecto, ya que esto crea fuentes de trabajo en el municipio, así como también la compra de materiales de construcción a los distribuidores locales, beneficiando así a distintos sectores del mismo.
2. Garantizar una supervisión técnica en la construcción de los proyectos de infraestructura, respetando las dimensiones de los elementos, combinaciones de carga, espesores mínimos de recubrimiento, y resistencia del concreto a elaborar, para que se cumplan con las especificaciones y recomendaciones contenidas en este proyecto.
3. Tomar en cuenta que si la construcción no es en corto plazo, se deberán actualizar los precios de los materiales, por la fluctuación de precios que se da en el mercado, esto para estimar correctamente los fondos necesarios para la ejecución de los proyectos.
4. Cuando se ejecuten los proyectos disponer de por lo menos el 80 por ciento del valor total de la obra para no tener que suspenderlos y por daños del tiempo perder el avance alcanzado.

BIBLIOGRAFÍA

1. AGUILAR RUIZ, Pedro. *Apuntes sobre el curso de ingeniera sanitaria*
1. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2007. 170 p.
2. American Concrete Institute. *Código de diseño de hormigón armado y comentarios: Código ACI – 318-99*. Chile: ACI, 2000. 427 p.
3. CABRERA MÉNDEZ, Walter. *Diseño de un salón municipal para la aldea el Rodeo y diseño de puente vehicular para la cabecera municipal de Santa Catarina Mita, Jutiapa*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2007. 209 p.
4. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 4a ed. México: Limusa, 1994. 641 p.
5. GUERRERO ROLDÁN, Felipa. *Diseño de introducción de agua potable a la aldea El Hato del municipio de Antigua Guatemala del departamento de Sacatepéquez*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1992. 145 p.
6. HERNÁNDEZ HERNÁNDEZ, Carlos Amílcar. *Diseño de puente vehicular en el barrio El Centro, cabecera municipal de Santa Catarina Mita y sistema de abastecimiento de agua potable por*

bombeo para el caserío Sabanetas, Santa Catarina Mita, Jutiapa.
Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2004. 111 p.

7. MORALES PEÑATE, Walter. *Diseño de puente vehicular en caserío Valle Nuevo y muro de contención en la cabecera municipal de Santa Catarina Mita, del departamento de Jutiapa.* Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2008. 140 p.
8. OCHOA GARCÍA, Roberto. *Estudio y diseño de la red de abastecimiento de agua potable para la aldea Las Lagunas San Marcos, San Marcos.* Trabajo de graduación Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1998. 84 p.
9. The American Association of State Highway and Transportation Official. *Standard Specifications for Highway Bridges.* USA: AASHTO, 1985. 966 p.

APÉNDICE 1

APÉNDICE 1

Análisis físico químico sanitario



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 19520

O.T. No. 27 521		ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO		INF. No. 24 103	
INTERESADO:	CARLOS FRANCISCO RUÍZ SOLANO (carné No. 200412643)	PROYECTO:	EPS " DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA LA CARBONERA SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA "		
RECOLECTADA POR:	Interesado	DEPENDENCIA:	FACULTAD DE INGENIERÍA-USAC		
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	ALDEA CARBONERA SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2010-07-02; 09 h 00 min.		
FUENTE:	Pozo con bomba manual	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.:	2010-07-02; 14 h 30 min.		
MUNICIPIO:	Santa Catarina Mita	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	Sin refrigeración		
DEPARTAMENTO:	Jutiapa				

RESULTADOS					
1. ASPECTO:	Claro	4. OLOR:	Inodora	7. TEMPERATURA:	(En el momento de recolección) --° C
2. COLOR:	10,00 Unidades	5. SABOR:	-----	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	203,00 µmhos/cm
3. TURBIEDAD:	05,70 UNT	6.potencial de Hidrógeno (pH) :	06.60 unidades		
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,05	6. CLORUROS (Cl)	08,50	11. SOLIDOS TOTALES	120,00
2. NITRITOS (NO ₂)	00,007	7. FLUORUROS (F)	00,21	12. SOLIDOS VOLÁTILES	05,00
3. NITRATOS (NO ₃)	09,90	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	01,00	13. SOLIDOS FIJOS	115,00
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,09	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	02,00
5. MANGANESO (Mn)	00,053	10. DUREZA TOTAL	82,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	107,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L		
00,00	00,00	106,00	106,00		

OTRAS DETERMINACIONES _____

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista físico químico sanitario: COLOR, TURBIEDAD en Límites Máximos Permisibles. Las demás determinaciones se encuentran dentro de los Límites Máximos Aceptables de normalidad. Según norma COGUANOR NGO 29 001.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A. - W.E.F. 21TH EDITION 2005, NORMA COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS) GUATEMALA.

Guatemala, 2010-11-02

Vo.Bo.

Inga. Tejma Maricela Cano Morales,
DIRECTORA CII/USAC

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

APÉNDICE 2

Examen bacteriológico



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 19521

EXAMEN BACTERIOLOGICO		INF. No.A-309 123	
O.T. No. 27 521	INTERESADO: <u>CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO</u> (Carné No. 200412643)	PROYECTO: <u>EPS "Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la Aldea La Carbonera, Santa Catarina Mita Jutiapa"</u>	
MUESTRA RECOLECTADA POR: <u>Interesado</u>		DEPENDENCIA: <u>FACULTAD DE INGENIERIA/USAC</u>	
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA: <u>ALDEA CARBONERA SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA</u>		FECHA DE RECOLECCIÓN: <u>2010-07-02; 09 h00 min.</u>	
FUENTE: <u>Pozo con bomba manual</u>		FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO: <u>2010-07-02; 14 h 30 Min</u>	
MUNICIPIO: <u>Santa Catarina Mita</u>		CONDICIONES DE TRANSPORTE: <u>Con refrigeración</u>	
DEPARTAMENTO: <u>Jutiapa</u>		SABOR: <u>-----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN: <u>No hay</u>
		ASPECTO: <u>Claro</u>	COLORO RESIDUAL: <u>-----</u>
		OLOR: <u>Inodora</u>	
INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)			
PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACIÓN DE GAS - 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm ³	+++++	+++++	+++++
01,00 cm ³	+++++	+++++	+++++
00,10 cm ³	+++++	+++++	+++++
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm ³		16 x 10 ²	16 x 10 ²
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 21 TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.			
OBSERVACIONES: Bacteriológicamente el agua NO ES POTABLE, según norma COGUANOR NGO 29 001.			
Guatemala, 2010 -11-02			
Vo.Bo.	 Inga. Telma Maricela Cano Morales DIRECTORA CII/USAC	 Jerson Mucic 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>

APÉNDICE 3

Ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

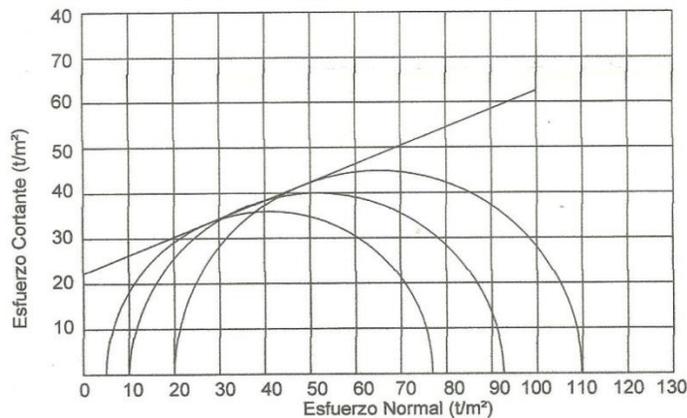


Nº 21281

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No. 362 S.S. O.T.: 27,555

INTERESADO: Carlos Francisco Ruiz Solano
PROYECTO: EPS - Diseño de puente vehicular
UBICACIÓN: Aldea las Lajas, Santa catarina mita, Departamento de Jutiapa
Fecha: 12 de Noviembre de 2010.
pozo: 1 Profundidad: 2.50 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 22.7^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 21.4 \text{ t/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
DESCRIPCION DEL SUELO: Limo arenoso color café.
DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
OBSERVACIONES: Muestra tomada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (t/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q (t/m ²)	71.92	82.64	89.91
PRESION INTERSTICIAL u (t/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA E_r (%)	1.5	3.5	5.5
DENSIDAD SECA (t/m ³)	1.35	1.35	1.35
DENSIDAD HUMEDA (t/m ³)	1.78	1.78	1.78
HUMEDAD (%H)	31.8	31.8	31.8

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



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>

APÉNDICE 4

Análisis granulométrico



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



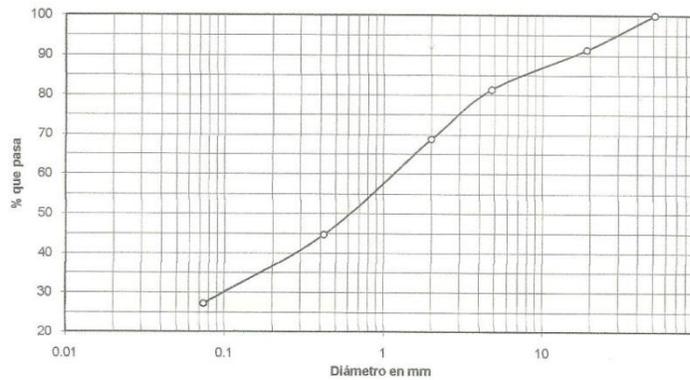
Nº 21282

INFORME No. 363 S.S. O.T. No. 27,555

Interesado: Carlos Francisco Ruiz Solano
Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico, con tamices y lavado previo.
Norma: A.A.S.H.T.O. T-27, T-11
Proyecto: EPS - Diseño de puente vehicular
Ubicación: Aldea las Lajas, Santa catarina mita, Departamento de Jutiapa
Fecha: 12 de Noviembre de 2010

Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
2"	50.8	100.00
3/4"	19.00	91.40
4	4.76	81.32
10	2.00	68.84
40	0.42	44.74
200	0.074	27.28

% de Grava: 8.60
% de Arena: 64.12
% de Finos: 27.28



Descripción del suelo: Limo arenoso color café.
Clasificación: S.C.U.: SM P.R.A.: A-2-4
Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Méndez Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

APÉNDICE 5

Límites de Atterberg



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 21283

INFORME No. 364 S. S. O.T.: 27555

Interesado: Carlos Francisco Ruiz Solano
Proyecto: EPS - Diseño de puente vehicular

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Aldea las Lajas, Santa catarina mita, Departamento de Jutiapa

FECHA: 12 de Noviembre de 2010

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	C.S.U. *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	28.41	3.02	SM	Limo arenoso color café

(*) C.S.U. = CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Meléndez Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



APÉNDICE 6

Planos constructivos de:

“Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea la carbonera y Puente vehicular para la aldea las lajas, municipio de Santa Catarina Mita, Jutiapa”

Nota: La escala indicada en los planos son originales para un formato A-1, por lo que los dibujos dentro de los planos, no corresponden a la escala indicada. Se han tenido que reducir para poder incorporarlos en el presente trabajo de graduación.



MINISTERIO DE AMBIENTE Y RECURSOS NATURALES
REPUBLICA DE GUATEMALA.

EVALUACION AMBIENTAL INICIAL

(Formato propiedad del MARN)

Instrucciones	Para uso interno del MARN
<p>El formato debe proporcionar toda la información solicitada en los apartados, de lo contrario Ventanilla Única no lo aceptará.</p> <ul style="list-style-type: none">• Completar el siguiente formato de Evaluación Ambiental Inicial (EAI), colocando una X en las casillas donde corresponda y debe ampliar con información escrita en cada uno de los espacios del documento, en donde se requiera.• Si necesita mas espacio para completar la información, puede utilizar hojas adicionales e indicar el inciso o sub-inciso a que corresponde la información.• La información debe ser completada, utilizando letra de molde legible o a máquina de escribir.• Este formato también puede completarlo de forma digital, el MARN puede proporcionar copia electrónica si se le facilita el disquete, CD, USB; o bien puede solicitarlo a la siguiente dirección: vunica@marn.gob.gt• Todos los espacios deben ser completados, incluso el de aquellas interrogantes en que no sean aplicables a su actividad (explicar la razón o las razones por lo que usted lo considera de esa manera).• Por ningún motivo, puede modificarse el formato y/o agregarle los datos del proponente o logo(s) que no sean del MARN.	<p>No. Expediente:</p> <p>Clasificación del Listado Taxativo</p> <p>Firma y Sello de Recibido MARN</p>
I. INFORMACION LEGAL	
I.1. Nombre del proyecto obra, industria o actividad:	
I.2. Información legal: A) Nombre del Proponente o Representante Legal: _____ B) De la empresa: Razón social: _____ Nombre Comercial: _____ No. De Escritura Constitutiva: _____ Fecha de constitución: _____ Patente de Sociedad Registro No. _____ Folio No. _____ Libro No. _____ Patente de Comercio Registro No. _____ Folio No. _____ Libro No. _____ No. De Finca _____ Folio No. _____ Libro No. _____ de _____ _____ donde se ubica el proyecto, obra, industria o actividad. Número de Identificación Tributaria (NIT):	
I.3 Teléfono _____ Fax _____ Correo electrónico: _____	
I.4 Dirección de donde se ubicará el proyecto:	

Especificar Coordenadas UTM o Geográficas

Coordenadas UTM (Universal Transverse de Mercator Datum WGS84	Coordenadas Geográficas Datum WGS84
---	-------------------------------------

I.5 Dirección para recibir notificaciones (dirección fiscal)

I.6 Si para consignar la información en este formato, fue apoyado por una profesional, por favor anote el nombre y profesión del mismo

II. INFORMACION GENERAL

Se debe proporcionar una descripción de las operaciones que serán efectuadas en el proyecto, obra, industria o actividad, explicando las etapas siguientes:

Etapa de:

II.1 Etapa de Construcción**	Operación	Abandono
- Actividades a realizar - Insumos necesarios - Maquinaria - Otros de relevancia ** Adjuntar planos	- Actividades o procesos - Materia prima e insumos - Maquinaria - Productos y subproductos (bienes o servicios) - Horario de trabajo - Otros de relevancia	- acciones a tomar en caso de cierre

II.3 Área

- a) Área total de terreno en m2: _____
- b) Área de ocupación del proyecto en m2: _____

II.4 Actividades colindantes al proyecto:

NORTE _____ SUR _____
ESTE _____ OESTE _____

Describir detalladamente las características del entorno (viviendas, barrancos, ríos, basureros, iglesias, centros educativos, centros culturales, etc.):

DESCRIPCION	DIRECCION (NORTE, SUR, ESTE, OESTE)	DISTANCIA AL SITIO DEL PROYECTO

II.5 Dirección del viento:

II.7 Datos laborales

- a) Jornada de trabajo: Diurna () Nocturna () Mixta () Horas Extras _____
- b) Número de empleados por jornada _____ Total empleados _____

c) otros datos laborales, especifique

II.8 PROYECCIÓN DE USO Y CONSUMO DE AGUA, COMBUSTIBLES, LUBRICANTES, REFRIGERANTES, OTROS...

CONSUMO DE AGUA, COMBUSTIBLES, LUBRICANTES, REFRIGERANTES, OTRO...

	tipo	si/no	cantidad/ (mes, día, hora)	proveedor	uso	especificaciones u observaciones	Forma de almacenamiento
agua	servicio público						
	pozo						
	agua superficial						
	otro						
combustibles*	gasolina						
	diesel						
	bunker						
	glp						
	Otro						
lubricantes	Solubles						
	no solubles						
refrigerantes							
OTROS							

*NOTA: Si se cuenta con licencia extendida por la Dirección General de Hidrocarburos del Ministerio de Energía y Minas, para comercialización o almacenamiento de combustibles, adjuntar copia

III. TRANSPORTE

III.1 En cuanto a aspectos relacionados con el transporte y parqueo de los vehículos de la empresa, proporcionar los datos siguientes:

- a) Número de vehículos _____
- b) Tipo de vehículo _____
- c) sitio para estacionamiento y área que ocupa _____

IV. IMPACTOS AMBIENTALES QUE PUEDEN SER GENERADOS POR EL PROYECTO, OBRA, INDUSTRIA O ACTIVIDAD

IV. 1 CUADRO DE IMPACTOS AMBIENTALES

En el siguiente cuadro, identificar el o los impactos ambientales que pueden ser generados como resultado de la construcción y operación del proyecto, obra, industria o actividad. Marcar con una X o indicar que no aplica, no es suficiente, por lo que se requiere que se describa y detalle la información, indicando si corresponde o no a sus actividades (usar hojas adicionales si fuera necesario).

No.	Aspecto Ambiental	impacto ambiental	Tipo de impacto ambiental (de acuerdo con la descripción del cuadro anterior)	Indicar los lugares de donde se espera se generen los impactos ambientales	Manejo ambiental Indicar qué se hará para evitar el impacto al ambiente, trabajadores y/o vecindario.
1	Aire	Gases o partículas (polvo, vapores, humo, hollín, monóxido de carbono, óxidos de			

		azufre, etc.)			
		Ruido			
		Vibraciones			
		Olores			
2	Agua	Abastecimiento de agua			
		Aguas residuales Ordinarias (aguas residuales generadas por las actividades domésticas)	Cantidad:		
		Aguas residuales Especiales (aguas residuales generadas por servicios públicos municipales, actividades de servicios, industriales, agrícolas, pecuarias, hospitalarias)	Cantidad:	Descarga:	
		Mezcla de las aguas residuales anteriores	Cantidad:	Descarga:	
		Agua de lluvia	Captación	Descarga:	
3	Suelo	Desechos sólidos (basura común)	Cantidad:		
		Desechos Peligrosos (con una o mas de las siguientes características: corrosivos, reactivos, explosivos, tóxicos, inflamables y bioinfecciosos)	Cantidad:	Disposición	
		Descarga de aguas residuales (si van directo al suelo)			
		Modificación del relieve o topografía del área			
4	Biodiversidad	Flora (árboles, plantas)			
		Fauna (animales)			
		Ecosistema			
5	Visual	Modificación del			

		paisaje			
6	Social	Cambio o modificaciones sociales, económicas y culturales, incluyendo monumentos arqueológicos			
7	Otros				

NOTA: Complementaria a la información proporcionada se solicitan otros datos importantes en los numerales siguientes.

V. DEMANDA Y CONSUMO DE ENERGIA						
CONSUMO						
V.1 Consumo de energía por unidad de tiempo (kW/hr o kW/mes) _____						
V.2 Forma de suministro de energía						
a) _____	Sistema público					
b) _____	Sistema privado					
c) _____	generación propia					
V.3 Dentro de los sistemas eléctricos de la empresa se utilizan transformadores, condensadores, capacitores o inyectores eléctricos? SI _____ NO _____						
V.4 Qué medidas propone para disminuir el consumo de energía o promover el ahorro de energía?						
VI. EFECTOS Y RIESGOS DERIVADOS DE LA ACTIVIDAD						
VI.1 Efectos en la salud humana del vecindario:						
a) <input type="checkbox"/> la actividad no representa riesgo a la salud de pobladores cercanos al sitio						
b) <input type="checkbox"/> la actividad provoca un grado leve de molestia y riesgo a la salud de pobladores						
c) <input type="checkbox"/> la actividad provoca grandes molestias y gran riesgo a la salud de pobladores						
Del inciso marcado explique las razones de su respuesta, identificar que o cuales serían las actividades riesgosas:						
VI.2 En el área donde se ubica la actividad, a qué tipo de riesgo puede estar expuesto?						
a) inundación ()	b) explosión ()	c) deslizamientos ()				
d) derrame de combustible ()	e) fuga de combustible ()	d) Incendio ()	e) Otro ()			
Detalle	la	información	explicando	el	por	qué?

VI.3 riesgos ocupacionales:						
<input type="checkbox"/> Existe alguna actividad que represente riesgo para la salud de los trabajadores						
<input type="checkbox"/> La actividad provoca un grado leve de molestia y riesgo a la salud de los trabajadores						
<input type="checkbox"/> La actividad provoca grandes molestias y gran riesgo a la salud de los trabajadores						

No existen riesgos para los trabajadores

Ampliar información:

VI.4 Equipo de protección personal

VI.4.1 Se provee de algún equipo de protección para los trabajadores? SI () NO ()

VI.4.2 Detallar que clase de equipo de protección se proporciona:

VI.4.3 ¿Qué medidas propone para evitar las molestias o daños a la salud de la población y/o trabajadores?

DOCUMENTOS QUE DEBEN ADJUNTAR AL FORMATO:

- Plano de localización o mapa escala 1:50.000
- Plano de ubicación
- Plano de distribución
- Plano de los sistemas hidráulico sanitarios (agua potable, aguas pluviales, drenajes, planta de tratamiento)
- Presentar original y copia completa del formato al MARN y una copia para sellar de recibido
- Presentar documento foliado (de atrás hacia delante)
- Fotocopia de cedula de vecindad
- Declaración jurada

NOTA: EL TAMAÑO DE PLANOS POR CIRCULAR 003-2006/CANVN/BEA DEBERAN SER:

- CARTA
- OFICIO
- DOBLE CARTA

Tabla: distribución de caudales

Q.M.H (L/s)	TASA DE CRECIMIENTO %	VIVIENDAS ACTUALES	PERIODO DE DISEÑO	VIVIENDAS FUTURAS	CAUDAL DE VIVIENDA L/S
2.738	2.3	86	13	162	0.0169

ESTACION I	ESTACION F.	VIV. ACT.	VIV. FUT.	Q REQUERIDO	TRAMO	VIV. FUT.	Q REQUERIDO	Q INST.	Q DISEÑO
1	4	1	12	0.203	Tramo Inicial	162	2.738	1.903	2.738
4	19	3	15	0.254	A	46	0.777	1.006	1.006
19	20	1	3	0.051	C	3	0.051	0.212	0.212
19	36	17	28	0.473	D	28	0.473	0.779	0.779
4	44	6	10	0.169	B	104	1.758	1.522	1.758
44	48	5	6	0.101	E	6	0.101	0.335	0.335
44	51	4	5	0.085	F	88	1.487	1.399	1.487
51	56	6	8	0.135	G	8	0.135	0.397	0.397
51	62	8	12	0.203	H	12	0.203	0.497	0.497
51	75	5	14	0.237	I	63	1.065	1.181	1.181
75	83	9	13	0.220	J	13	0.220	0.520	0.520
75	95	10	16	0.304	K	36	0.608	0.887	0.887
95	103	7	11	0.186	L	11	0.186	0.474	0.474
95	109	4	7	0.118	M	7	0.118	0.367	0.367
CHEQUEO		86	162	2.738					

NOTA:

Caudal de vivienda (L/s) = Q.M.H. / Viv Futuras
 Caudal requerido (L/s) = (Caudal de vivienda) * (No. De viviendas del tramo)
 Caudal instantaneo (L/s) = 0.15*(N-1)*0.5 N=No. De viviendas futuras del tramo
 Caudal de diseño (L/s) = Tomar el mayor entre Qinst y Qrequerido

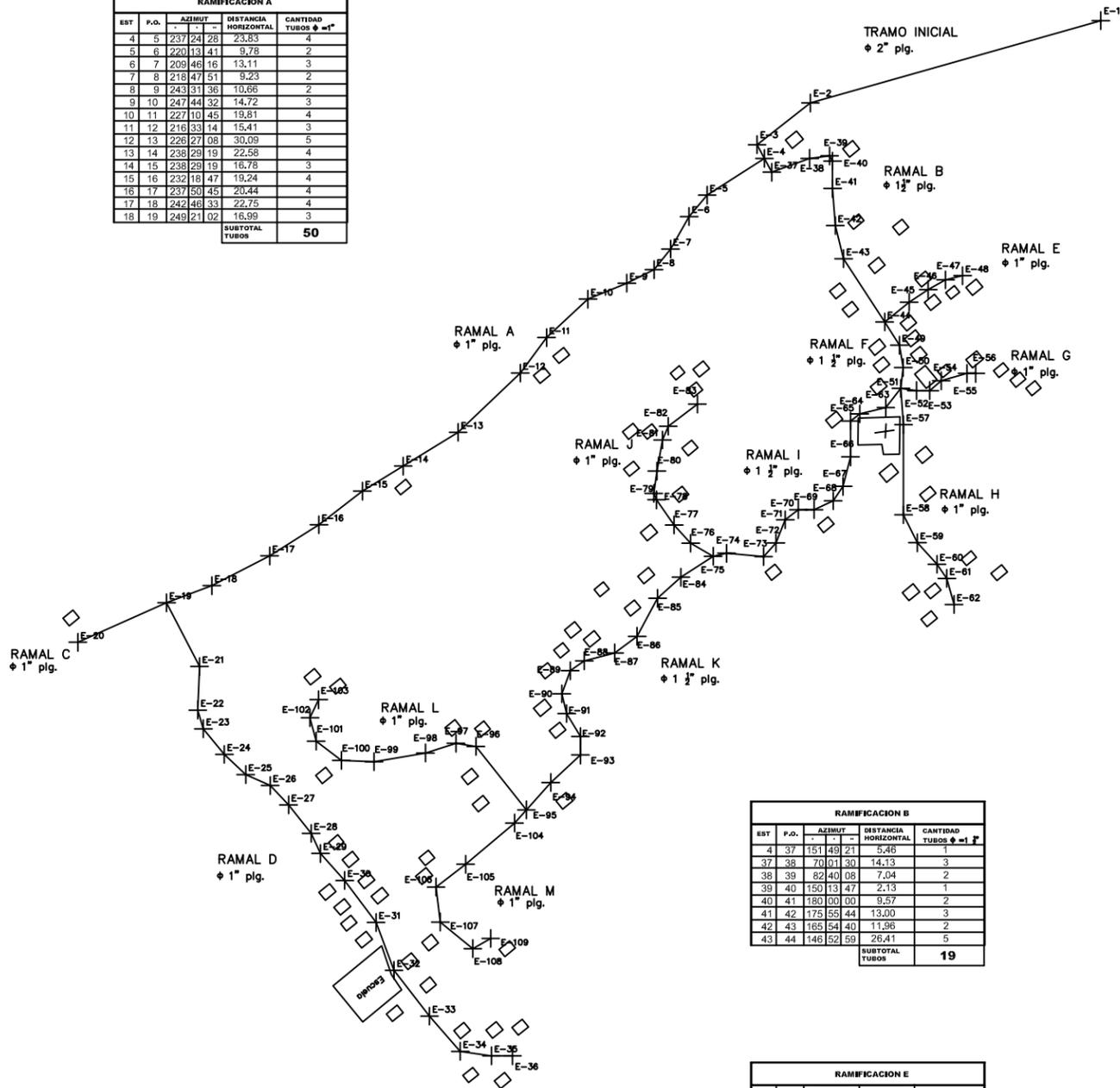
Tabla: diseño hidraulico

NOTA: Para obtener el nivel estatico = 444.97; se le resto 1m a la cota terreno (C.T.=445.97 en E-1, debido a que el tanque estara semienterrado; NIVEL ESTATICO = 444.97

TRAMO E. P.O	L Tomada (m)	COTA TERRENO		Diferencia de Cotas	% Incremento	L DISEÑO (m)	TOTAL TUBOS	Q Diseño (l/s)	Diametro Nominal (plg)	Diametro Interno (plg)	TIPO TUBERIA	C Tuberia	Perdida Hf (m)	V (m/s)	COTA PIEZOMETRICA		PRESION DINAMICA		
		INICIAL	FINAL												INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	
RED DE DISTRIBUCION																			
TRAMO INICIAL																			
1	4	134.95	445.97	423.6	22.34	1.014	136.79	23	2.738	2	2.193	PVC. 160 psi	150	3.16	1.12	444.97	442.81	-1.00	19.18
RAMAL A																			
4	19	379.44	423.63	379.4	44.19	1.007	382.00	64	1.006	1	1.195	PVC. 160 psi	150	26.67	1.39	442.81	416.14	19.18	36.70
RAMAL C																			
19	20	34.02	379.44	374.2	5.25	1.012	34.42	6	0.212	3/4	0.926	PVC. 160 psi	150	0.47	0.49	416.14	415.67	36.70	41.48
RAMAL D																			
19	36	212.26	379.44	383.6	-4.13	1.000	212.30	36	0.779	1	1.195	PVC. 160 psi	150	9.24	1.08	416.14	406.90	36.70	23.33
RAMAL B																			
4	44	89.7	423.63	425.3	-1.63	1.000	89.71	15	1.758	1 1/2	1.754	PVC. 160 psi	150	2.71	1.13	442.81	440.10	19.18	14.84
RAMAL E																			
44	48	32.14	425.26	430.9	-5.63	1.016	32.63	6	0.335	3/4	0.926	PVC. 160 psi	150	1.03	0.77	440.10	439.06	14.84	8.17
RAMAL F																			
44	51	24.57	425.26	424.1	1.18	1.001	24.60	5	1.487	1 1/2	1.754	PVC. 160 psi	150	0.55	0.95	440.10	439.55	14.84	15.47
RAMAL G																			
51	56	28.04	424.08	428.7	-4.59	1.013	28.41	5	0.397	3/4	0.926	PVC. 160 psi	150	1.23	0.91	439.55	438.32	15.47	9.65
RAMAL H																			
51	62	80.85	424.08	420.4	3.73	1.001	80.94	14	0.497	1	1.195	PVC. 160 psi	150	1.54	0.68	439.55	438.01	15.47	17.66
RAMAL I																			
51	75	103.05	424.08	408.5	15.59	1.011	104.22	18	1.181	1 1/2	1.754	PVC. 160 psi	150	1.51	0.76	439.55	438.04	15.47	29.55
RAMAL J																			
75	83	67.95	408.49	412.3	-3.83	1.002	67.97	12	0.520	1	1.195	PVC. 160 psi	150	1.40	0.72	438.04	436.64	29.55	24.32
RAMAL K																			
75	95	124.86	408.49	390.4	18.11	1.010	126.17	22	0.887	1 1/4	1.532	PVC. 160 psi	150	2.08	0.75	438.04	435.96	29.55	45.58
RAMAL L																			
95	103	102.99	390.38	383.8	6.58	1.002	103.20	18	0.474	3/4	0.926	PVC. 160 psi	150	6.21	1.09	435.96	429.75	45.58	45.95
RAMAL M																			
95	109	75.92	390.38	385.5	4.85	1.002	76.07	13	0.367	3/4	0.926	PVC. 160 psi	150	2.85	0.85	435.96	433.11	45.58	47.58

TRAMO INICIAL				
EST	P.O.	AZIMUT	DISTANCIA HORIZONTAL	CANTIDAD TUBOS $\phi=2"$
1	2	254	12,34	105,76
2	3	232	02,20	23,73
3	4	151	49,21	5,46
SUBTOTAL TUBOS				23

RAMIFICACION A				
EST	P.O.	AZIMUT	DISTANCIA HORIZONTAL	CANTIDAD TUBOS $\phi=1"$
4	5	237	24,28	23,83
5	6	220	13,41	9,78
6	7	209	46,16	13,11
7	8	218	47,51	9,23
8	9	243	31,36	10,66
9	10	247	44,32	14,72
10	11	227	10,45	19,81
11	12	216	33,14	15,41
12	13	226	27,08	30,09
13	14	238	29,19	22,58
14	15	238	29,19	16,78
15	16	232	18,47	19,24
16	17	237	50,45	20,44
17	18	242	46,33	22,75
18	19	249	21,02	16,99
SUBTOTAL TUBOS				50



RAMIFICACION C				
EST	P.O.	AZIMUT	DISTANCIA HORIZONTAL	CANTIDAD TUBOS $\phi=1"$
19	20	246	0,35	34,02
SUBTOTAL TUBOS				6

RAMIFICACION B				
EST	P.O.	AZIMUT	DISTANCIA HORIZONTAL	CANTIDAD TUBOS $\phi=1"$
4	37	151	49,21	5,46
37	38	70	01,30	14,13
38	39	82	40,08	7,04
39	40	150	13,47	2,13
40	41	180	00,00	9,57
41	42	175	55,44	13,00
42	43	165	54,40	11,96
43	44	146	52,59	26,41
SUBTOTAL TUBOS				19

RAMIFICACION E				
EST	P.O.	AZIMUT	DISTANCIA HORIZONTAL	CANTIDAD TUBOS $\phi=1"$
44	45	51	04,52	10,59
45	46	56	15,20	8,03
46	47	61	00,16	6,97
47	48	76	33,14	6,15
SUBTOTAL TUBOS				8

RAMIFICACION D				
EST	P.O.	AZIMUT	DISTANCIA HORIZONTAL	CANTIDAD TUBOS $\phi=1"$
19	21	152	38,14	25,12
21	22	182	15,53	15,24
22	23	163	27,58	6,82
23	24	140	30,18	11,58
24	25	133	15,07	10,30
25	26	114	03,10	9,40
26	27	136	24,14	9,35
27	28	141	34,00	12,72
28	29	154	55,09	7,76
29	30	138	06,17	12,67
30	31	143	14,25	18,37
31	32	156	23,46	17,90
32	33	142	07,35	20,25
33	34	138	49,53	16,39
34	35	98	01,18	11,06
35	36	90	00,00	7,33
SUBTOTAL TUBOS				43

RAMIFICACION F				
EST	P.O.	AZIMUT	DISTANCIA HORIZONTAL	CANTIDAD TUBOS $\phi=1"$
44	49	147	41,55	9,60
49	50	170	06,02	7,64
50	51	186	31,36	7,33
SUBTOTAL TUBOS				6

RAMIFICACION G				
EST	P.O.	AZIMUT	DISTANCIA HORIZONTAL	CANTIDAD TUBOS $\phi=1"$
51	52	98	04,03	5,54
52	53	90	00,00	4,66
53	54	49	18,46	5,28
54	55	74	10,12	9,40
55	56	90	00,00	3,16
SUBTOTAL TUBOS				6

RAMIFICACION H				
EST	P.O.	AZIMUT	DISTANCIA HORIZONTAL	CANTIDAD TUBOS $\phi=1"$
51	57	175	53,54	12,75
57	58	180	00,00	31,48
58	59	153	31,46	10,95
59	60	137	37,18	10,16
60	61	144	57,50	6,05
61	62	164	31,48	9,46
SUBTOTAL TUBOS				16

RAMIFICACION I				
EST	P.O.	AZIMUT	DISTANCIA HORIZONTAL	CANTIDAD TUBOS $\phi=1"$
51	63	218	09,50	8,52
63	64	256	26,36	9,43
64	65	232	01,25	4,05
65	66	180	00,00	12,56
66	67	194	21,07	10,65
67	68	214	18,59	6,09
68	69	245	07,27	7,39
69	70	270	00,00	5,50
70	71	232	47,40	5,80
71	72	201	40,51	8,76
72	73	22	31,41	6,39
73	74	275	57,41	13,08
74	75	257	18,07	4,83
SUBTOTAL TUBOS				23

RAMIFICACION J				
EST	P.O.	AZIMUT	DISTANCIA HORIZONTAL	CANTIDAD TUBOS $\phi=1"$
75	76	300	15,49	9,08
76	77	317	48,16	8,62
77	78	324	56,46	10,75
78	79	335	47,27	2,44
79	80	8	08,19	7,87
80	81	10	14,38	11,09
81	82	22	34,33	5,19
82	83	52	49,18	12,82
SUBTOTAL TUBOS				15

RAMIFICACION K				
EST	P.O.	AZIMUT	DISTANCIA HORIZONTAL	CANTIDAD TUBOS $\phi=1"$
75	84	238	59,21	13,46
84	85	227	55,48	10,98
85	86	208	25,31	15,11
86	87	233	40,28	9,79
87	88	255	20,22	10,99
88	89	235	04,04	6,01
89	90	200	05,32	8,62
90	91	165	56,30	7,11
91	92	149	08,08	9,36
92	93	180	00,00	6,46
93	94	227	09,36	14,15
94	95	221	49,11	12,52
SUBTOTAL TUBOS				26

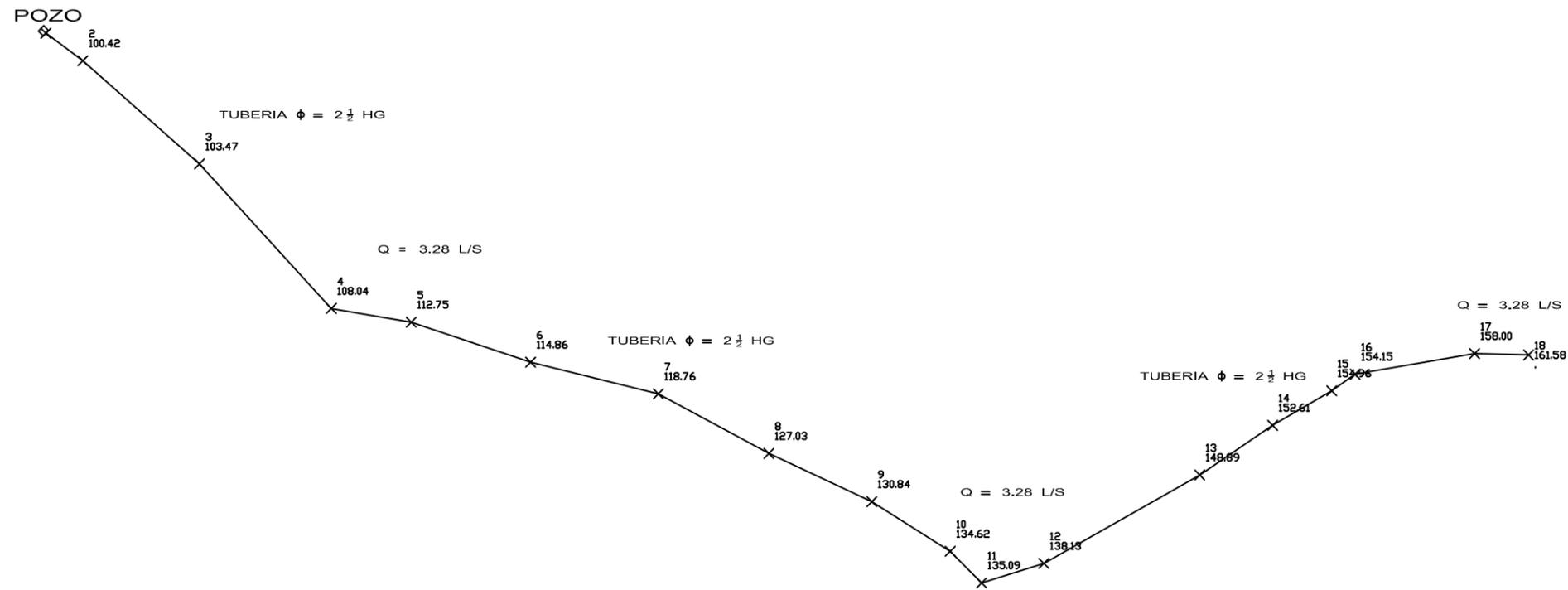
RAMIFICACION L				
EST	P.O.	AZIMUT	DISTANCIA HORIZONTAL	CANTIDAD TUBOS $\phi=1"$
95	96	321	23,31	28,40
96	97	226	52,37	7,08
97	98	252	28,07	11,19
98	99	260	28,05	18,29
99	100	272	14,05	11,45
100	101	307	18,03	11,12
101	102	345	11,32	8,43
102	103	25	36,44	7,03
SUBTOTAL TUBOS				20

RAMIFICACION M				
EST	P.O.	AZIMUT	DISTANCIA HORIZONTAL	CANTIDAD TUBOS $\phi=1"$
95	104	222	13,50	8,22
104	105	229	53,43	22,39
105	106	232	27,07	13,08
106	107	173	01,54	12,32
107	108	129	16,45	14,71
108	109	60	25,18	7,20
SUBTOTAL TUBOS				16

PROYECTO:	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA LA CARBONERA	ESCALA:	INDICADA
CONTENIDO:	PLANTA DE RED DE DISTRIBUCION	FECHA:	ABRIL 2010
MUNICIPALIDAD:	SANTA CATERINA MITA, JUTAPA	DISEÑO:	CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO
CALCULO:	CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO	DIBUJO:	CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO

ING. MANUEL ALFREDO ARRILLAGA OCHAETA
ASESOR EPS

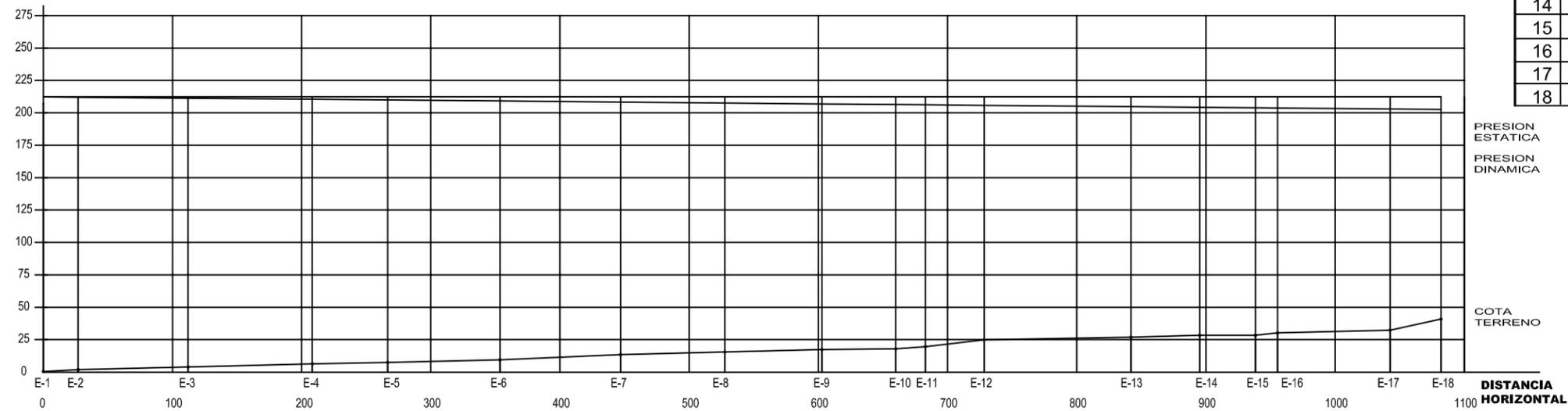




PLANTA LINEA DE CONDUCCION
ESCALA 1:2000

CUADRO REFERENCIAL DE DISTANCIAS EN PERFIL							
EST	P.O.	AZIMUT		COTA	DISTANCIA HORIZONTAL	CANTIDAD TUBOS	
		°	'			φ = 2 1/2" HG	φ = 2 1/2" HG
1	2	126	31	44	101.05	33.58	6
2	3	131	25	25	103.92	113.42	19
3	4	137	33	50	107.99	142.37	24
4	5	99	46	57	113.00	58.80	10
5	6	108	26	06	115.16	91.75	16
6	7	103	53	28	119.04	95.84	16
7	8	118	15	29	127.25	90.86	16
8	9	115	01	01	131.15	82.72	14
9	10	122	16	32	135.04	67.48	12
10	11	135	00	00	135.98	32.48	6
11	12	72	43	07	139.55	47.27	8
12	13	60	28	26	149.93	129.85	22
13	14	55	48	50	154.05	64.06	11
14	15	59	49	35	156.91	49.76	9
15	16	54	46	57	156.94	20.99	4
16	17	80	13	03	160.79	88.23	15
17	18	91	28	08	164.96	39.02	7
18	19	87	49	17	181.96	184.15	31
SUBTOTAL TUBOS						246	442

COTA

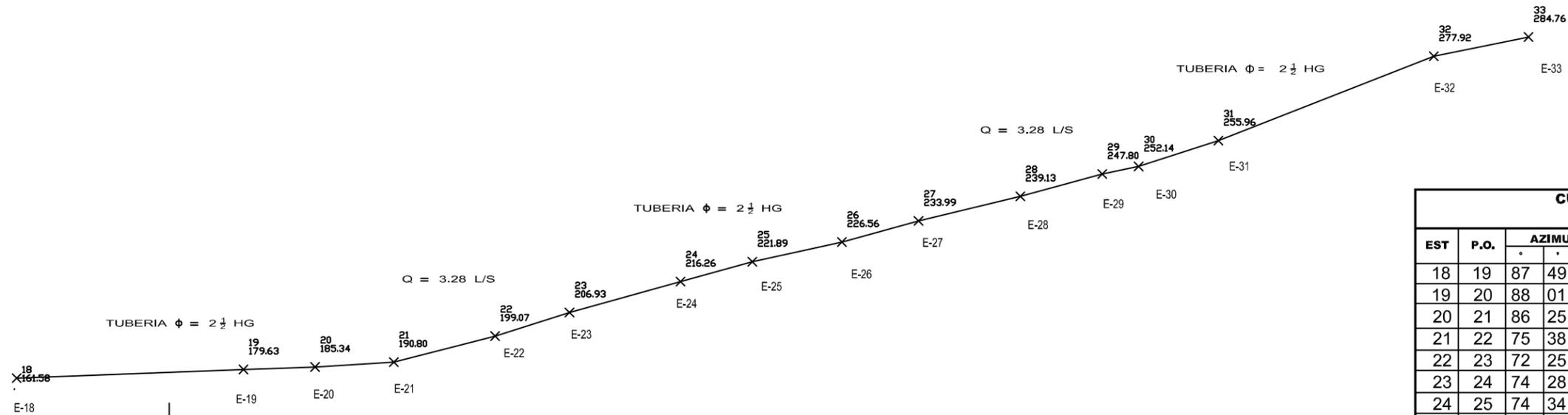


PERFIL LINEA DE CONDUCCION
ESCALA 1:2000

PROYECTO:	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA LA CARBONERA	ESCALA:	INDICADA
CONTENIDO:	PLANTA Y PERFIL LINEA DE CONDUCCION	FECHA:	MARZO 2011
MUNICIPALIDAD:	SANTA CATERINA MITA, JUTIAPA	DISEÑO:	CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO
CALCULO:	CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO	DIBUJO:	CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO

ING. MANUEL ALFREDO ARRILLAGA OCHAETA
ASESOR EPS



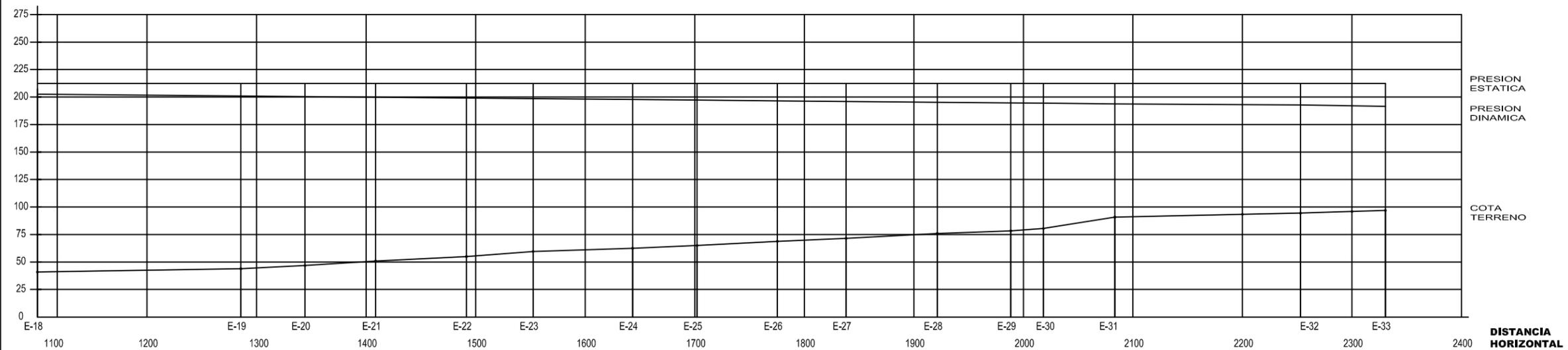


PLANTA LINEA DE CONDUCCION

ESCALA 1:2000

CUADRO REFERENCIAL DE DISTANCIAS EN PERFIL							
EST	P.O.	AZIMUT		COTA	DISTANCIA HORIZONTAL	CANTIDAD TUBOS	
		°	'			φ = 2 1/2" HG	
18	19	87	49	17	181.96	184.15	
19	20	88	01	30	187.99	50.01	9
20	21	86	25	25	193.71	64.12	11
21	22	75	38	08	202.01	84.70	15
22	23	72	25	43	210.07	62.91	11
23	24	74	28	33	219.23	93.39	16
24	25	74	34	40	225.24	60.45	10
25	26	77	38	15	230.18	74.69	13
26	27	74	40	00	237.87	64.22	11
27	28	76	27	07	243.15	85.38	15
28	29	74	44	42	252.00	68.40	12
29	30	78	18	38	256.99	29.68	5
30	31	72	05	44	261.13	68.37	12
31	32	68	39	15	282.02	186.87	32
32	33	78	32	28	289.11	78.49	13
33	34	76	36	27	293.95	64.77	11
SUBTOTAL TUBOS						196	442

COTA



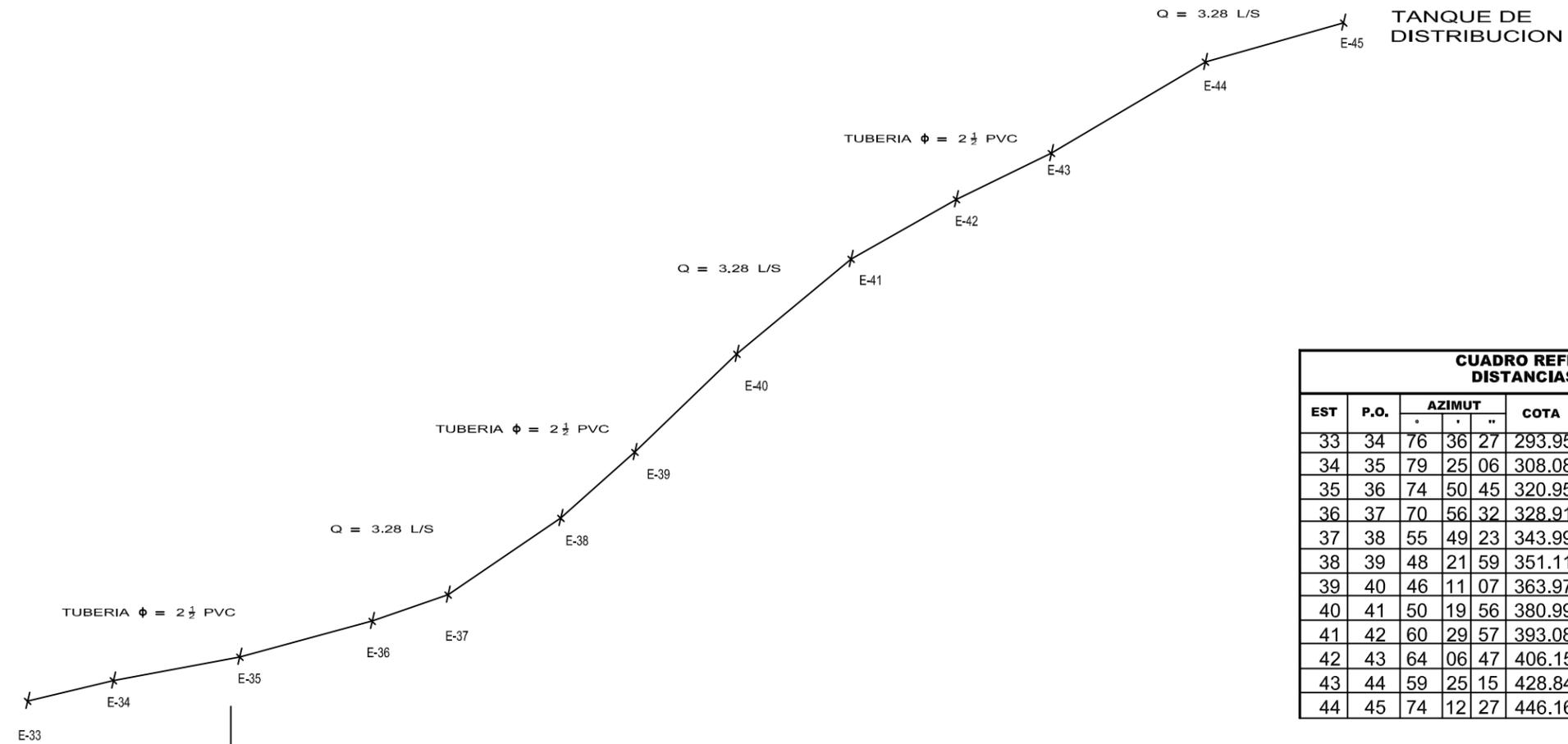
PERFIL LINEA DE CONDUCCION

ESCALA 1:2000

PROYECTO:	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA LA CARBONERA	ESCALA:	INDICADA
CONTENIDO:	PLANTA Y PERFIL LINEA DE CONDUCCION	FECHA:	MARZO 2011
MUNICIPALIDAD:	SANTA CATERINA MITA, JUTIPA	DISEÑO:	CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO
CALCULO:	CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO	DIBUJO:	CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO

ING. MANUEL ALFREDO ARRILLAGA OCHAETA
ASESOR EPS



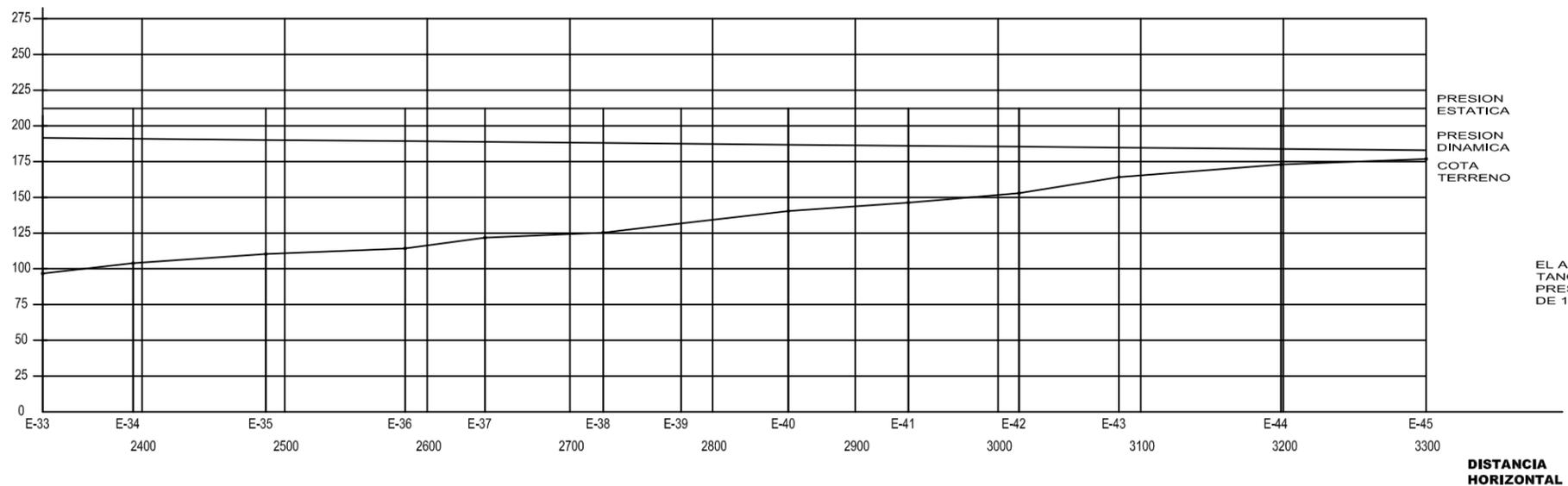


PLANTA LINEA DE CONDUCCION

ESCALA 1:2000

CUADRO REFERENCIAL DE DISTANCIAS EN PERFIL							
EST	P.O.	AZIMUT			COTA	DISTANCIA HORIZONTAL	CANTIDAD TUBOS φ = 2 1/2" PVC
		°	'	"			
33	34	76	36	27	293.95	64.77	
34	35	79	25	06	308.08	92.57	16
35	36	74	50	45	320.95	99.45	17
36	37	70	56	32	328.91	58.17	10
37	38	55	49	23	343.99	97.98	17
38	39	48	21	59	351.11	72.32	12
39	40	46	11	07	363.97	102.58	17
40	41	50	19	56	380.99	106.57	18
41	42	60	29	57	393.08	87.34	15
42	43	64	06	47	406.15	75.55	13
43	44	59	25	15	428.84	127.79	22
44	45	74	12	27	446.16	102.84	18
SUBTOTAL TUBOS						175 / 175	

COTA



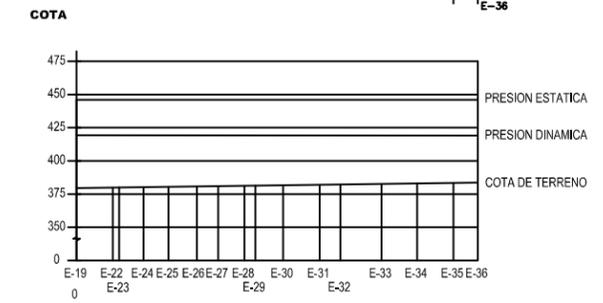
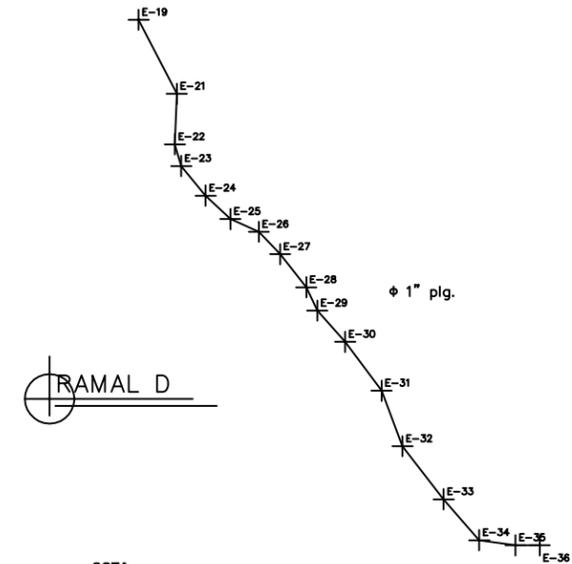
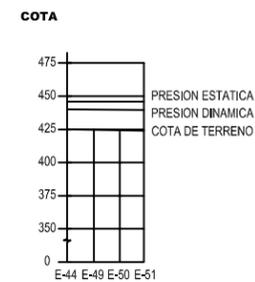
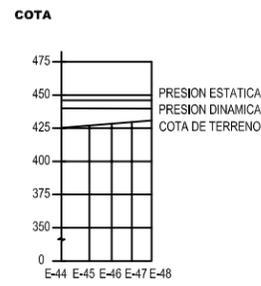
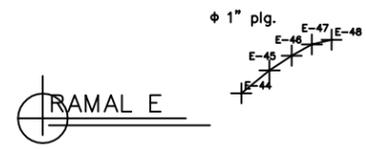
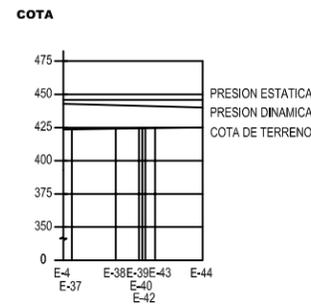
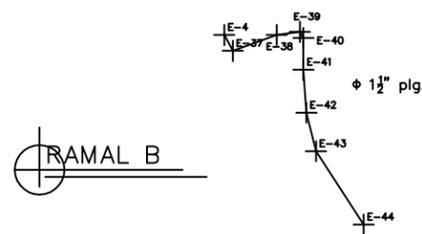
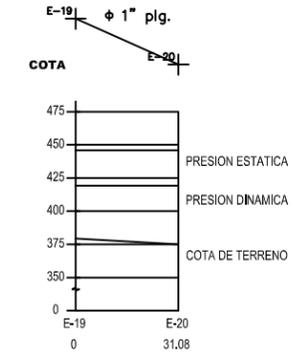
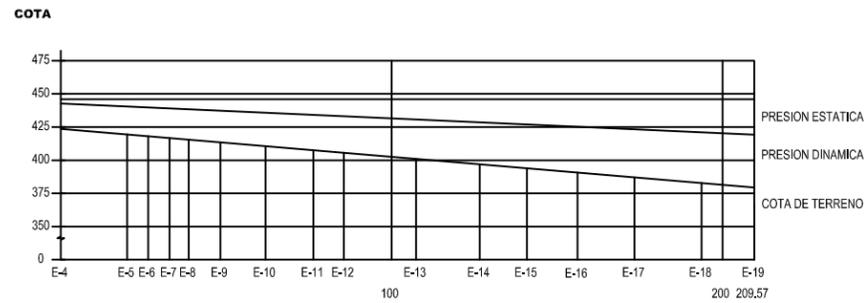
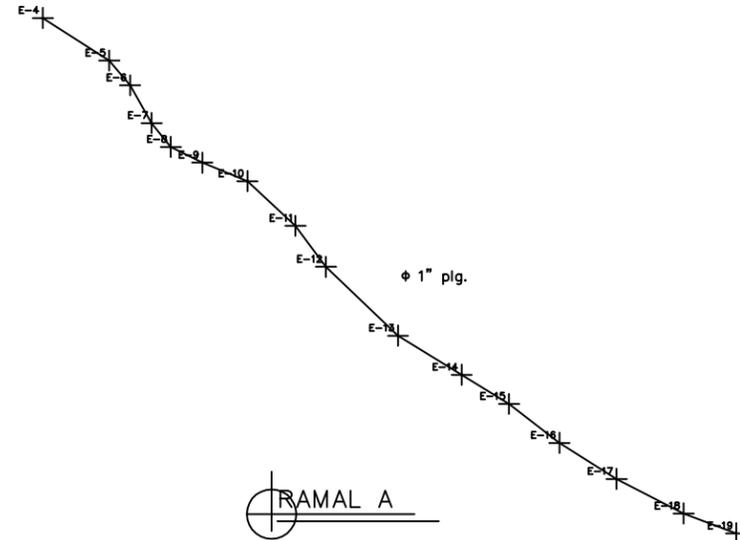
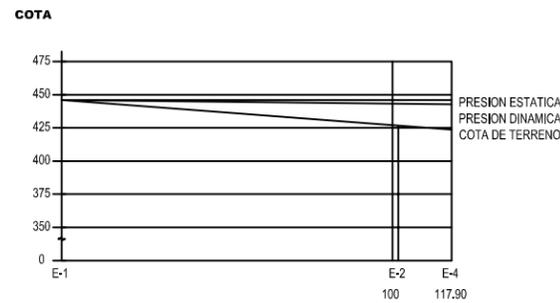
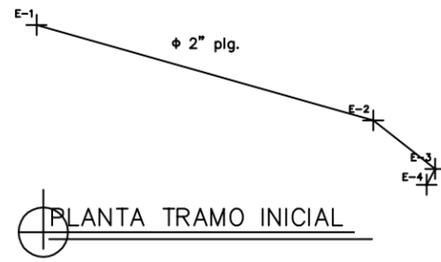
PERFIL LINEA DE CONDUCCION

ESCALA 1:2000

PROYECTO:	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA LA CARBONERA	ESCALA:	INDICADA
CONTENIDO:	PLANTA Y PERFIL LINEA DE CONDUCCION	FECHA:	MARZO 2011
MUNICIPALIDAD:	SANTA CATERINA MITA, JUTIAPA	DISEÑO:	CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO
CALCULO:	CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO	DIBUJO:	CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO

ING. MANUEL ALFREDO ARRILLAGA OCHAETA
ASESOR EPS



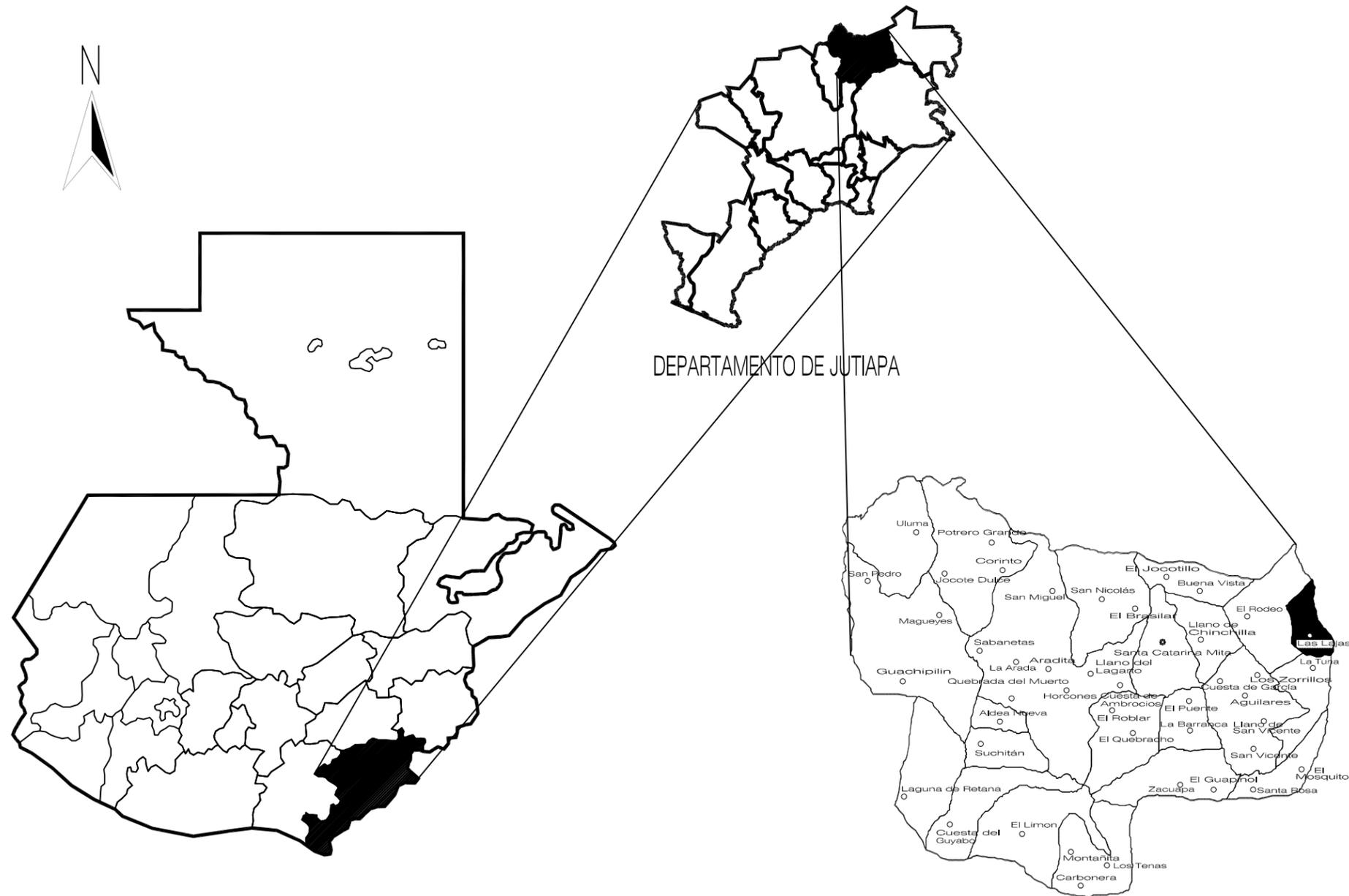


PROYECTO:	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA LA CARBONERA	ESCALA:	INDICADA
CONTENIDO:	COTA TERRENO, PRESION ESTATICA Y DINAMICA	FECHA:	ABRIL 2010
MUNICIPALIDAD:	SANTA CATERINA MITA, JUTIPA	DISEÑO:	CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO
CALCULO:	CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO	DIBUJO:	CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO

ING. MANUEL ALFREDO ARRILLAGA OCHAETA
ASESOR EPS



SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA



DEPARTAMENTO DE JUTIAPA

GUATEMALA

UBICACION DE LA ALDEA EN EL MUNICIPIO

SIN ESCALA

CRITERIOS PARA DISEÑO

REGLAMENTOS Y CODIGOS

DISEÑO DE PUENTES	ASHTO
ACERO ESTRUCTURAL	ACI 318-2005
ACERO DE REFUERZO	ACI 318-2005
CONCRETO	ACI 318-2005
CARGAS	ASHTO

ESPECIFICACIONES AASHTO

SOBRECARGA EJE MAS PESADO (ASHTO H15-44)	12,000.0 Lb.
LUZ DE DISEÑO (ASHTO 1.3.2)	1.75 m
INCREMENTO DE CARGA DE IMPACTO (ASHTO 3.8.2.1)	30 %
COLOCACION DE DIAFRAGMAS (ASHTO 1.7.4 D)	4.0 m
COEFICIENTE DE SISMO (ASHTO 3.2.1)	12 %

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES

ESFUERZO DE COMPRESION DEL CONCRETO A LOS 28 DIAS	f'_c 210 Kg/cm ²
ESFUERZO A LA CEDENCIA EN EL ACERO DE REFUERZO	f_y 2810 Kg/cm ²

CONCRETO

CEMENTO
SE UTILIZARA SOLO CEMENTO DEL TIPO UOC QUE SATISFAGA LA NORMA ASTM C150 Y SECCION 3.2 DEL ACI 318-05 Y DEBERA SATISFACER EL CAPITULO 5, "CALIDAD DEL CONCRETO" DEL CODIGO ACI 318-05

AGREGADOS
EL TAMAÑO MAXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO NO SERA SUPERIOR A:
A- 1/5 DE LA SEPARACION MENOR ENTRE LOS LADOS DE LA FORMALETA
B- 1/4 DEL ESPACIAMIENTO MINIMO LIBRE ENTRE VARRILLAS DE REFUERZO

AGREGADO DE 1/2" O AGREGADO 3/4" PARA CIMENTACION CON APROBACION DEL SUPERVISOR

SI A JUICIO DEL SUPERVISOR, LA TRABAJABILIDAD Y LOS METODOS DE COMPACTACION SON TALES QUE EL CONCRETO SE PUEDA COLOCAR SIN LA FORMACION DE VACIOS O CAVIDADES EN FORMA DE RATONERAS, ESTE REQUISITO PUEDE OMITIRSE

AGUA
DEBERA UTILIZARSE AGUA LIMPIA EN LA MEZCLA DE CONCRETO.

RELACION AGUA/CEMENTO:

LA RELACION AGUA/CEMENTO EN NINGUN CASO EXCEDERA DE:
A- PARA CONCRETO EXPUESTO AL AIRE, A LA INTemperie, CLIMA LLUVOSO O SEMI ARIDO POR DEBAJO DE 0.53

B- FUNCIONES DE CONCRETO Y OTRAS ESTRUCTURAS ENTERRADAS O EN CONTACTO CON AGUAS O SUELOS HUMEDOS NO AGRESIVOS, POR DEBAJO DE 0.50

ACERO DE REFUERZO:

ACERO

LAS BARRAS DE ACERO UTILIZADAS EN LA CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO DEBERAN CUMPLIR LOS REQUISITOS ESTABLECIDOS EN EL CODIGO ACI, SECCION 3.5 (318 - 2005)

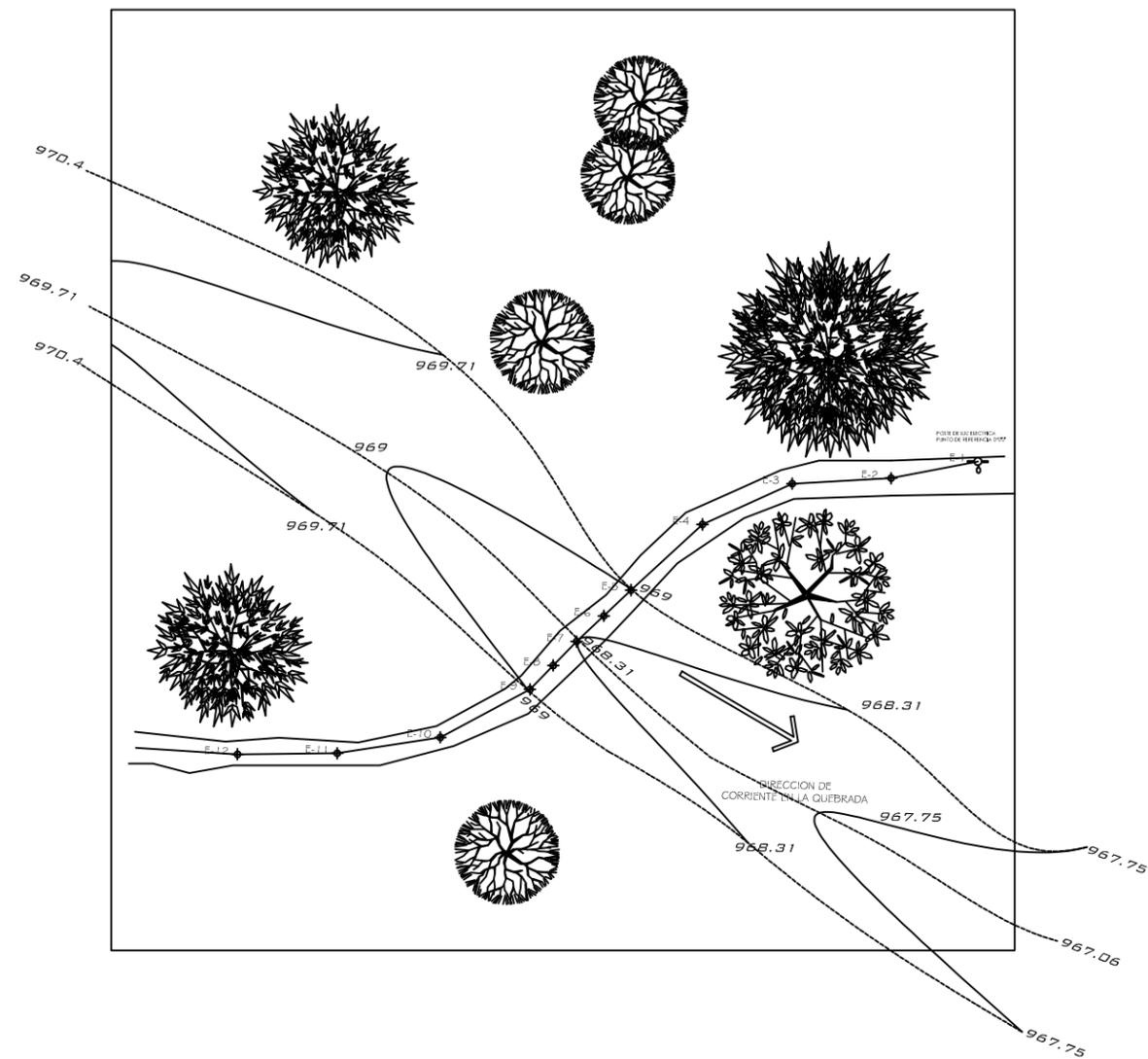
EL ACERO SERA CALIDAD ASTM A-615 CON UN LIMITE DE FLECCION CARACTERISTICO (CONVENCIONAL) $f_y = 2810$ Kg/cm² DE CONFORMACION SUPERFICIAL CORRUGADA, GRADO 40

DEBERA OBSERVARSE QUE LAS BARRAS A EMPLEAR PRESENTEN SU SUPERFICIE LIBRE DE CORROSION, GRIETAS, SOLDADURAS O CUALQUIER OTRO DEFECTO QUE PUEDA AFECTAR SUS CARACTERISTICAS MECANICAS.

PROYECTO: PUENTE VEHICULAR ALDEA LAS LAJAS	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: UBICACION DE LA ALDEA EN EL MUNICIPIO, ESPECIFICACIONES GENERALES	FECHA: ABRIL 2010
MUNICIPALIDAD: SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA	DISEÑO: CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO
CALCULO: CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO	DIBUJO: CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO

ING. MANUEL ALFREDO ARRILLAGA OCHAETA
ASESOR EPS

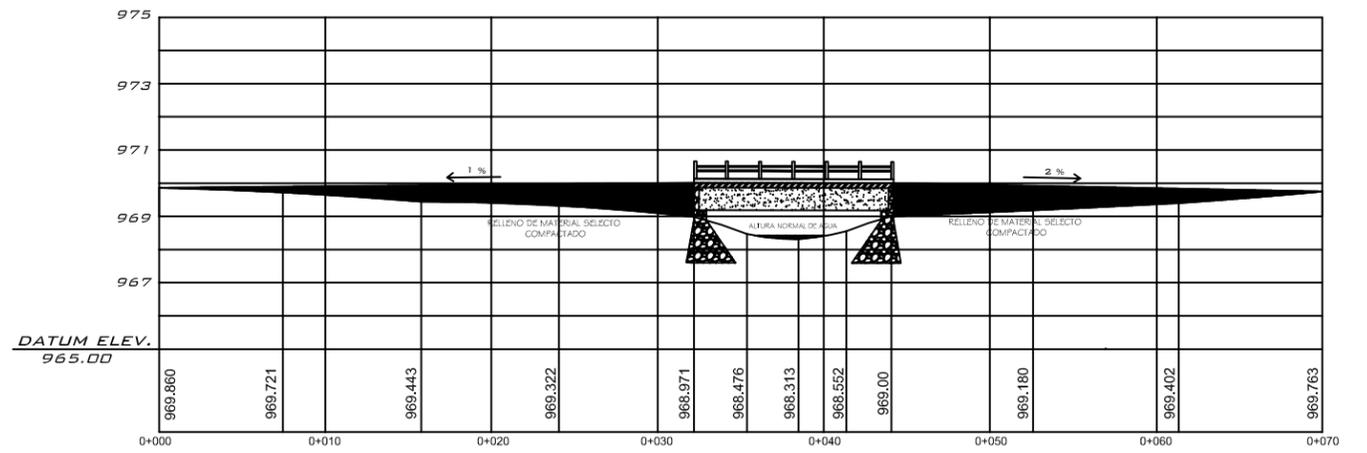




EST.	P.O.	AZIMUT	DISTANCIA
E-1	E-2	0° 0' 0"	7.45 metros
E-2	E-3	187° 46' 04"	8.35 metros
E-3	E-4	158° 45' 56"	8.32 metros
E-4	E-5	161° 54' 04"	8.17 metros
E-5	E-6	179° 14' 09"	3.20 metros
E-6	E-7	179° 14' 09"	3.11 metros
E-7	E-8	177° 34' 11"	2.90 metros
E-8	E-9	177° 34' 11"	2.72 metros
E-9	E-10	197° 37' 05"	8.56 metros
E-10	E-11	199° 18' 04"	8.81 metros
E-11	E-12	188° 12' 34"	8.41 metros

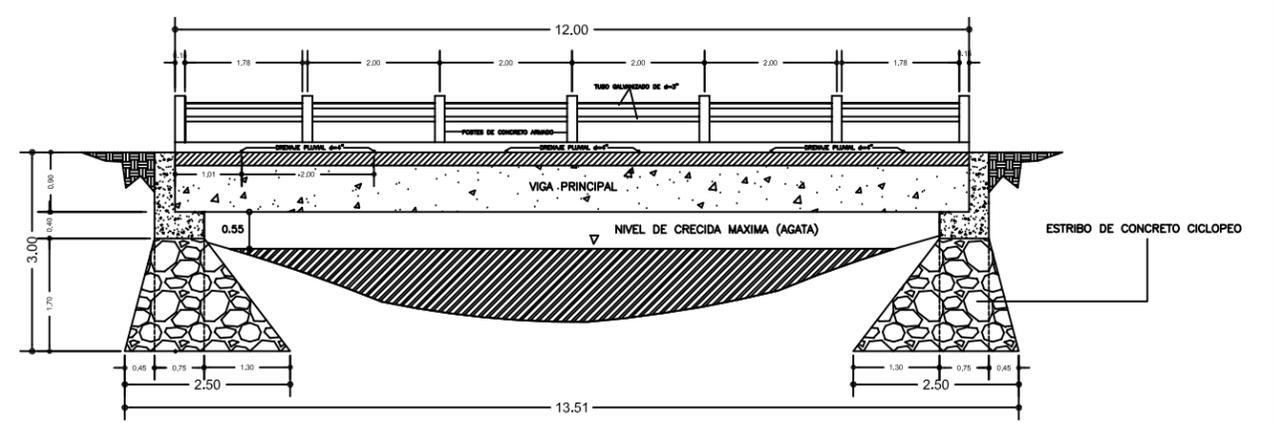
PLANTA DE LA ALDEA LAS LAJAS

ESCALA 1:250



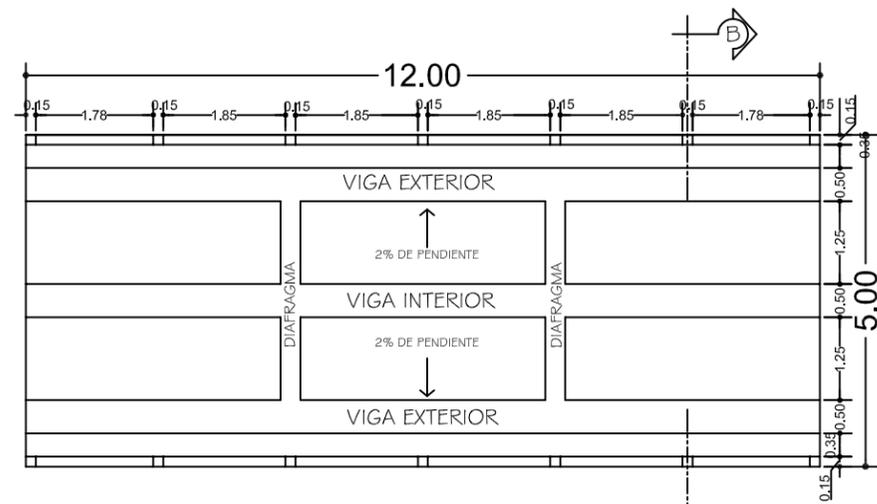
PUENTE SOBRE EL PERFIL

ESCALA VERTICAL 1:100 HORIZONTAL 1:200

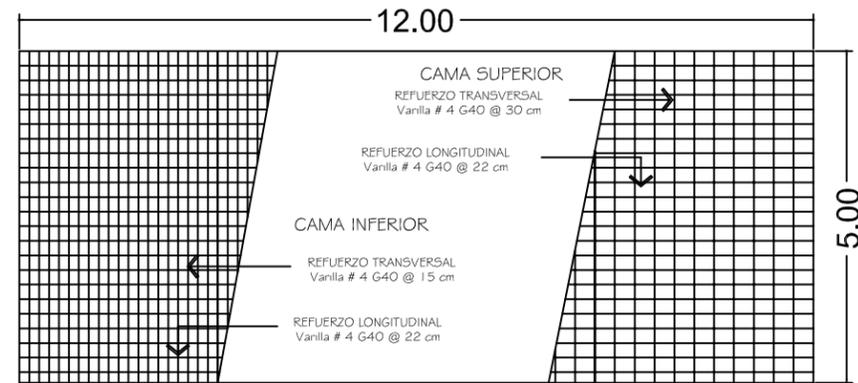


ESCALA 1:50

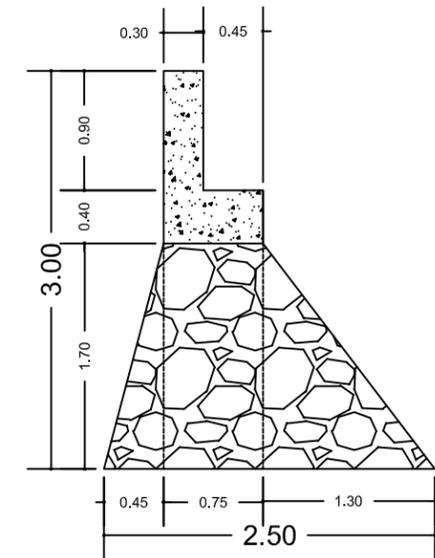
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR ALDEA LAS LAJAS	ESCALA: INDICADA	
CONTENIDO: PLANTA, PUENTE SOBRE PERFIL Y ELEVACION LATERAL DEL PUENTE	FECHA: ABRIL 2010	
MUNICIPALIDAD: SANTA CATARINA MITA, JUTAPA	DISEÑO: CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO	
CALCULO: CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO	DIBUJO: CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO	
ING. MANUEL ALFREDO ARRILLAGA OCHAETA ASESOR EPS		



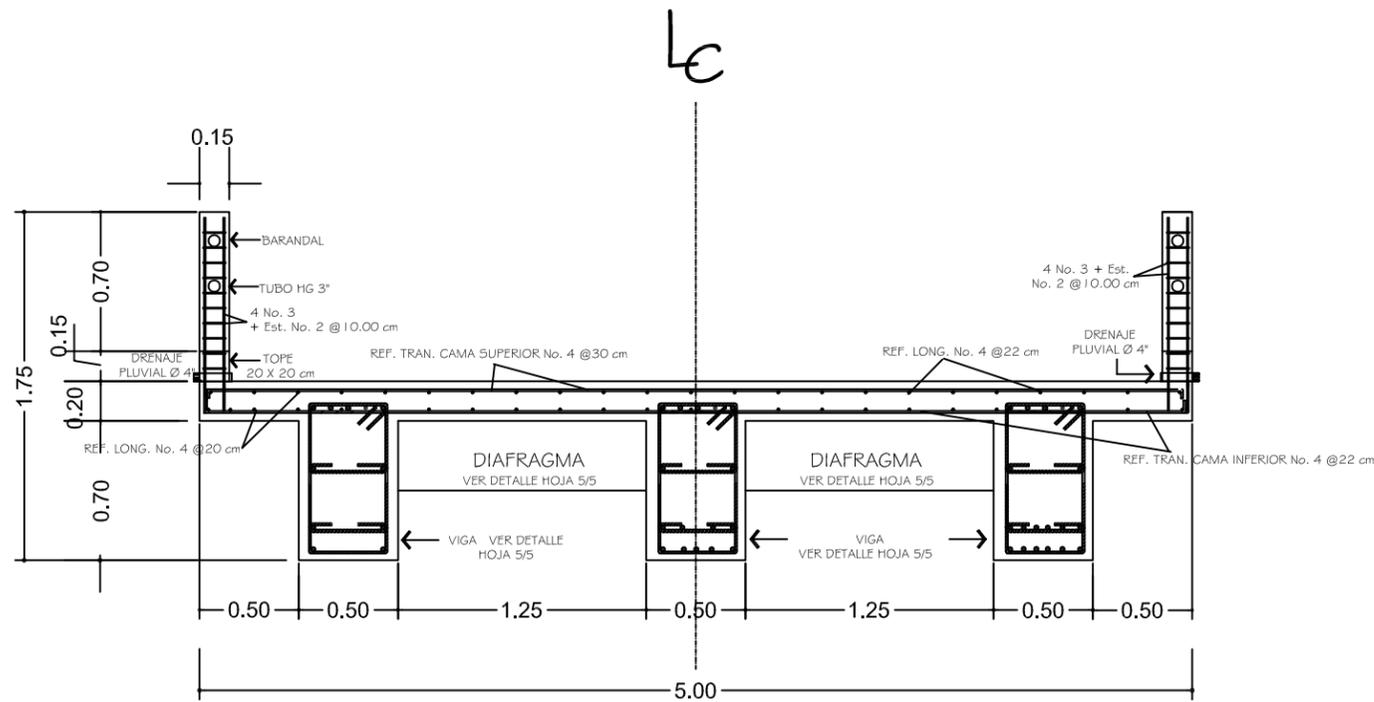
PLANTA ACOTADA DE LOSA
ESCALA 1:50



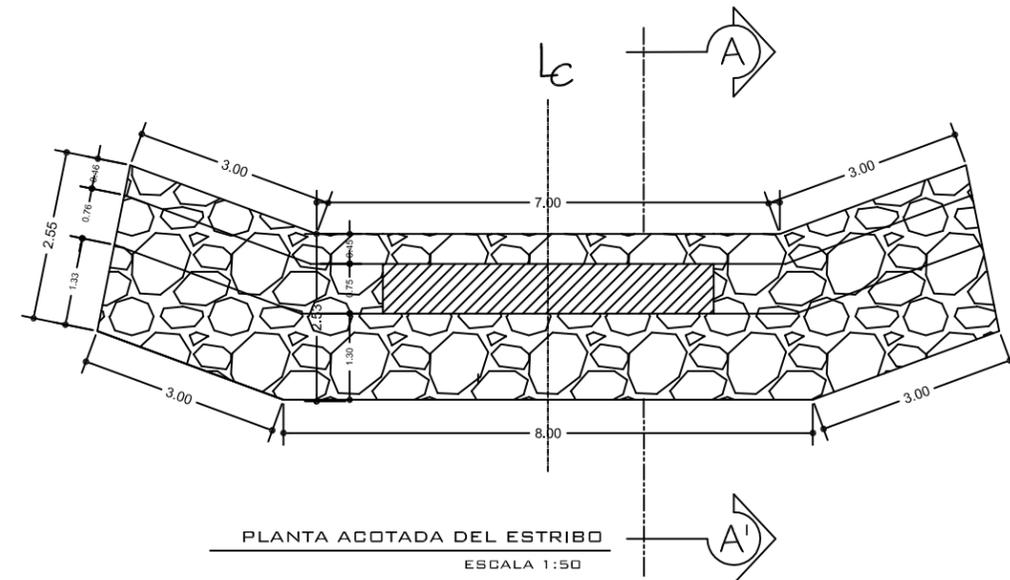
DETALLE DE ARMADO DE LOSA
ESCALA 1:50



CORTE A-A', PLANTA DEL ESTRIBO
ESCALA 1:25

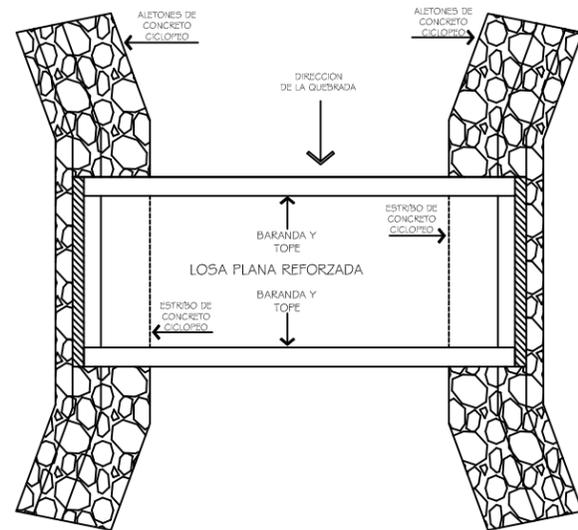


DETALLE CORTE TRANSVERSAL B-B', VIGA Y LOSA
ESCALA 1:25

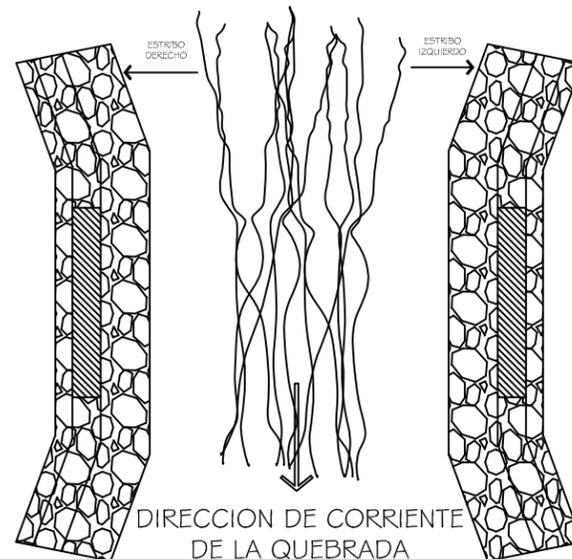


PLANTA ACOTADA DEL ESTRIBO
ESCALA 1:50

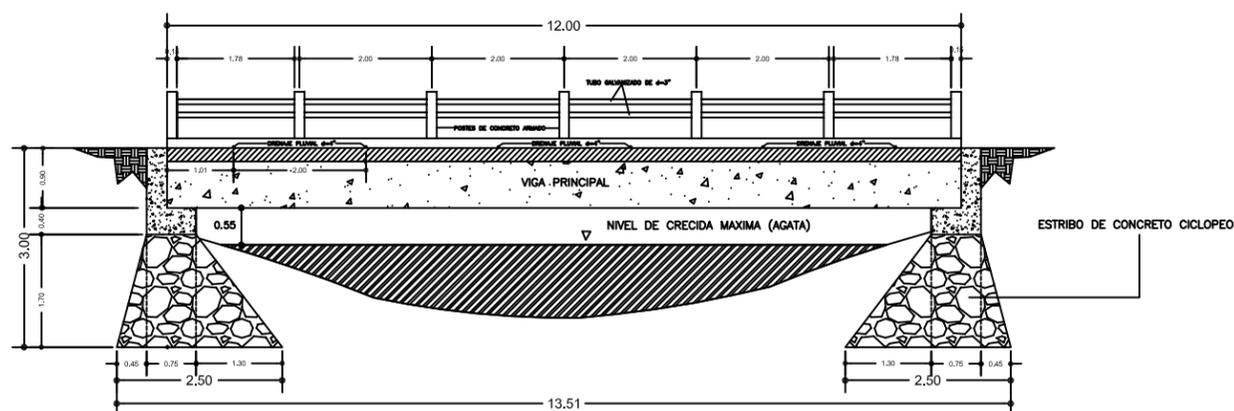
PROYECTO:	PUENTE VEHICULAR ALDEA LAS LAJAS	ESCALA:	INDICADA
CONTENIDO:	ELEVACION DE ESTRIBO, PLANTA DE ARMADO DE LOSA Y DETALLE DE TRANSVERSAL	FECHA:	ABRIL 2010
MUNICIPALIDAD:	SANTA CATERINA MITA, JUTIAPA	DISEÑO:	CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO
CALCULO:	CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO	DIBUJO:	CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO
ING. MANUEL ALFREDO ARRILLAGA OCHAETA ASESOR EPS			



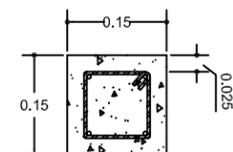
PLANTA DE CONJUNTO DEL PUENTE
ESCALA 1:100



PLANTA DE CIMENTACION DEL PUENTE
ESCALA 1:100



DETALLE ELEVACION LATERAL DEL PUENTE
ESCALA 1:50



DETALLE DE ARMADO DE BARANDA
ESCALA 1:5

ESPECIFICACIONES

SE USARA CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 210KG/CM² A LOS 28 DIAS CON PROPORCION 1:2:3. SIENDO 1 SACO DE CEMENTO, 3 BOTES DE ARENA, 4.5BOTES DE PIEDRIN, MEDIDOS EN UNA CUBETA DE 5GL. 1 m³ = 9 SACOS DE CEMENTO, 27 BOTES DE ARENA, 40.5 BOTES DE PIEDRIN, MEDIDOS EN UNA CUBETA DE 5GL.

SE USARA ACERO DE REFUERZO DE F_y = 2,810 KG/CM² (GRADO 40KS).

TODAS LAS DIMENSIONES DEL PUENTE ESTAN EN METROS. Y EN EL SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES

LA LOSA DE RODADURA DEBERA DE TENER UNA PENDIENTE DEL 2.0% HACIA LOS LADOS.

LOS RECUBRIMIENTOS PARA LA LOSA SERAN DE 5CM EN LA PARTE DE ARRIBA Y 3CM EN LA PARTE INFERIOR.

PARA LAS VIGAS EL RECUBRIMIENTO SERA DE 5CM.

LOS DEMAS SERAN DE 2.5CM.

EL CONCRETO CICLOPEO TENDRA UNA PROPORCION DE 33% DE PIEDRA BOLA Y 67% CONCRETO

NOTAS GENERALES

EL TERRENO DE LOS ESTRIBOS DEBERA SER PERFECTAMENTE APISONADO

LA ARENA DEBERA DE ESTAR LIBRE DE MATERIA ORGANICA Y DE ARCILLAS QUE PUEDAN REDUCIR LA RESISTENCIA DEL CONCRETO.

EL PIEDRIN SERA DE ROCA TRITURADA, GRAVA DE CANTERA FORMADA DE PARTICULAS DURAS, Y RESISTENTES LIMPIAS.

DEBERAN DE PROPORCIONARSE ADECUADO DRENAJE A LOS ESTRIBOS PARA EVITAR PRESIONES NOCIVAS A LA ESTRUCTURA.

VALORES DE LOS ASENTAMIENTOS:

SE VERIFICARA LA CONSISTENCIA DEL CONCRETO FRESCO MEDIANTE ENSAYOS DE ASENTAMIENTO, POR EL METODO DE CONO DE ABRAHMS CON LA SIGUIENTE FRESCURA COMO MINIMO:

- AL INICIAR LAS OPERACIONES DE FUNDICION
- 1 VEZ DURANTE EL DIA
- CADA VEZ QUE SE MOLDEEN PROBETAS PARA ENSAYOS DE RESISTENCIA

EL CONCRETO COMPACTADO CON VIBRACION INTERNA DE ALTA FRECUENCIA, VIBRADO O APISONADO, TENDRA UN ASENTAMIENTO MAXIMO DE: 4" O 10cm

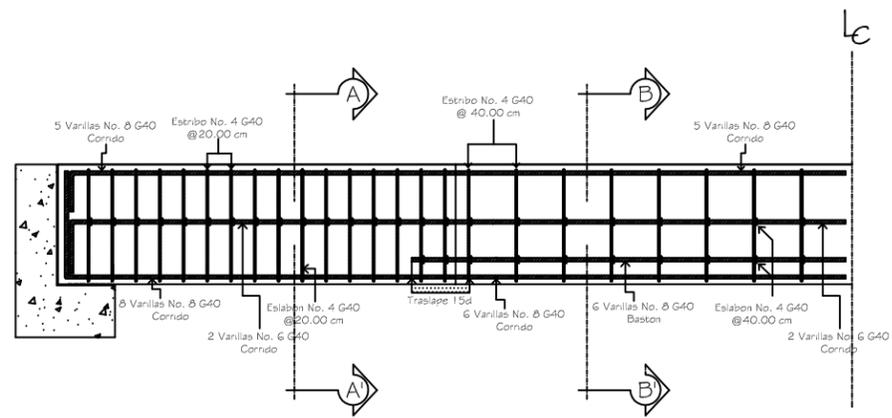
FRECUENCIA DE HECHURA DE PROBETAS Y ENSAYOS:

- A.- LAS PROBETAS DE CONCRETO DEBEN SER EJECUTADAS DE ACUERDO A LA NORMA ASTM APLICABLE. DEBERAN CONFECCIONARSE UN MINIMO DE 5 PROBETAS POR CADA DIA DE FUNDICION Y POR CADA TIPO DE CONCRETO
- B.- DOS PROBETAS SERAN ENSAYADAS A LOS 7 DIAS , Y OTRAS 2 A LOS 28 DIAS.

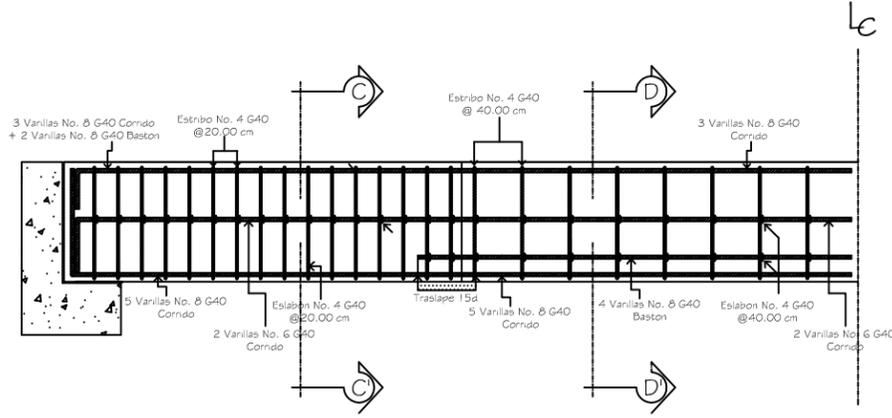
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR ALDEA LAS LAJAS	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: PLANTA Y CONJUNTO DE CIMENTACION DETALLES DE ARMADO Y ELEVACION LATERAL	FECHA: ABRIL 2010
MUNICIPALIDAD: SANTA CATARINA MITA, JUTIPA	DISEÑO: CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO
CALCULO: CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO	DIBUJO: CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO

ING. MANUEL ALFREDO ARRILLAGA OCHAETA
ASESOR EPS

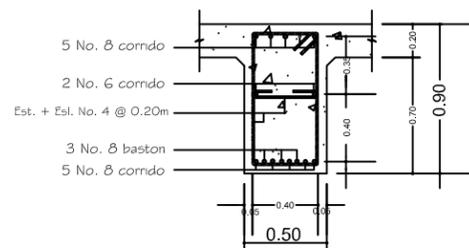




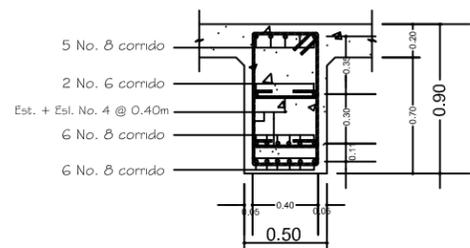
DETALLE CORTE LONGITUDINAL VIGA EXTERIOR
ESCALA 1:25



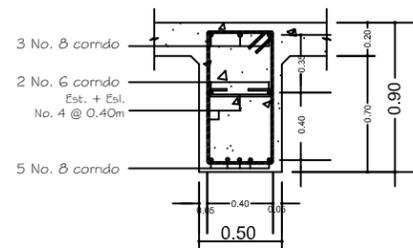
DETALLE CORTE LONGITUDINAL VIGA INTERIOR
ESCALA 1:25



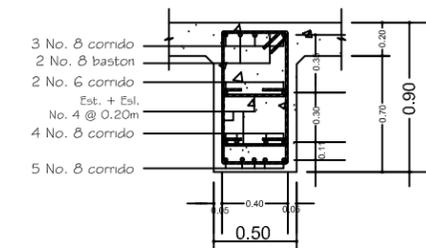
DETALLE ARMADO VIGA EXTERIOR CORTE A-A'
ESCALA 1:20



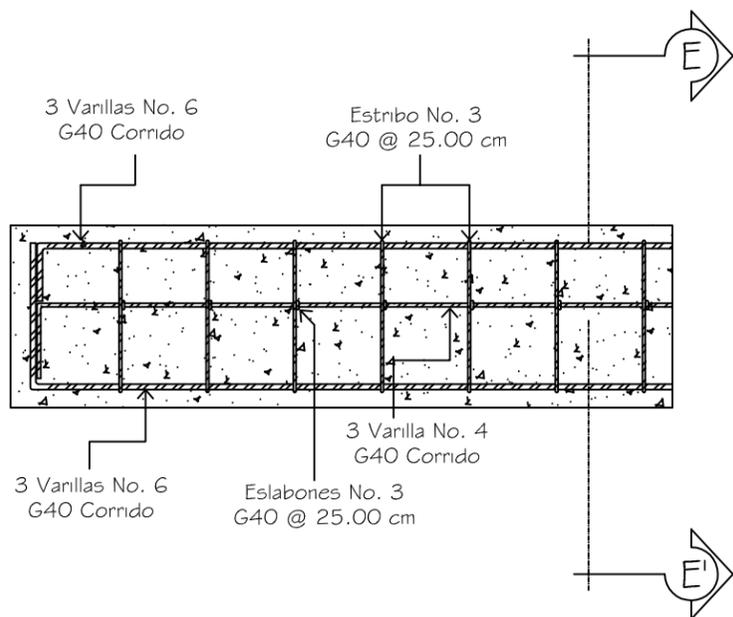
DETALLE ARMADO VIGA EXTERIOR CORTE B-B'
ESCALA 1:20



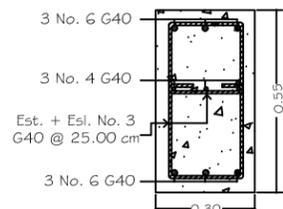
DETALLE ARMADO VIGA INTERIOR CORTE C-C'
ESCALA 1:20



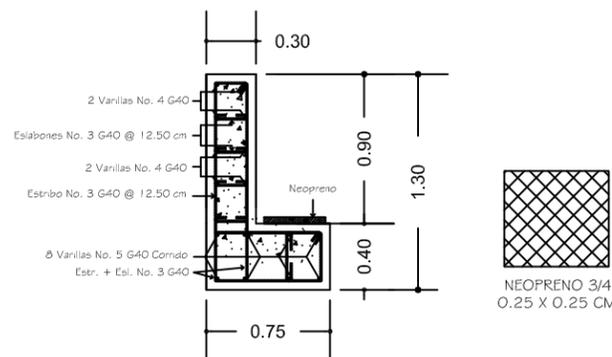
DETALLE ARMADO VIGA INTERIOR CORTE D-D'
ESCALA 1:20



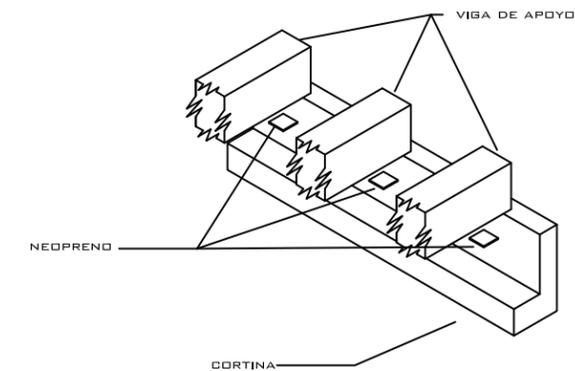
DETALLE CORTE LONGITUDINAL DEL DIAFRAGMA
ESCALA 1:20



DETALLE ARMADO DIAFRAGMA CORTE E-E'
ESCALA 1:20



DETALLE ARMADO CORTINA Y VIGA DE APOYO
ESCALA 1:20



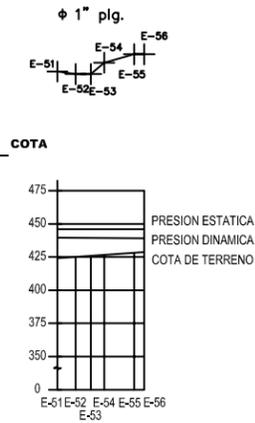
DETALLE DE NEOPRENO EN CORTINA Y VIGA DE APOYO
ESCALA 1:50

PROYECTO: PUENTE VEHICULAR ALDEA LAS LAJAS	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: DETALLES DE VIGA INTERNA Y EXTERNA, DIAFRAGMA, CORTINA Y VIGA DE APOYO	FECHA: ABRIL 2010
MUNICIPALIDAD: SANTA CATERINA MITA, JUTIPA	DISEÑO: CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO
CALCULO: CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO	DIBUJO: CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO

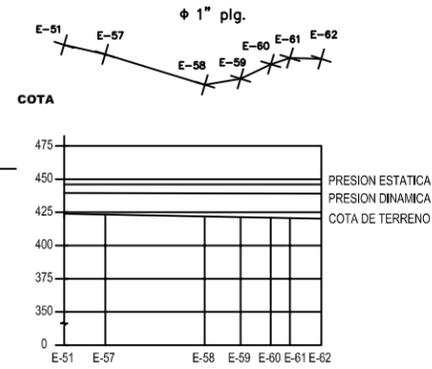
ING. MANUEL ALFREDO ARRILLAGA OCHAETA
ASESOR EPS



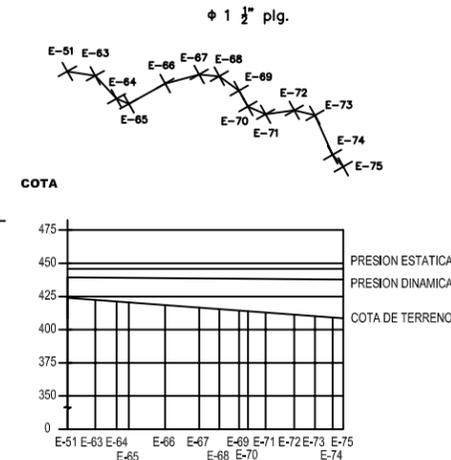
RAMAL G



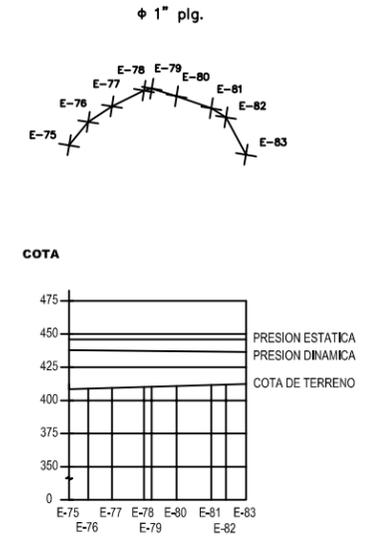
RAMAL H



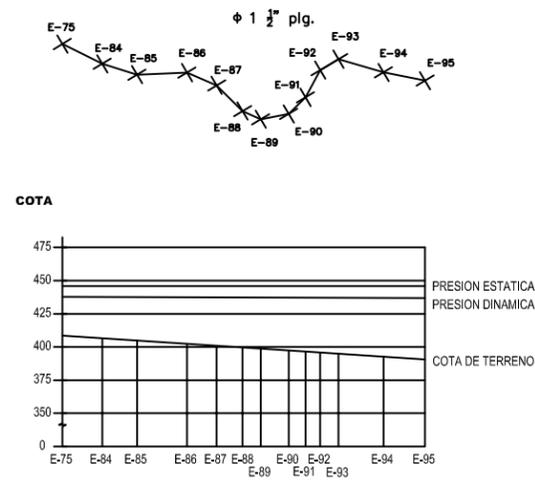
RAMAL I



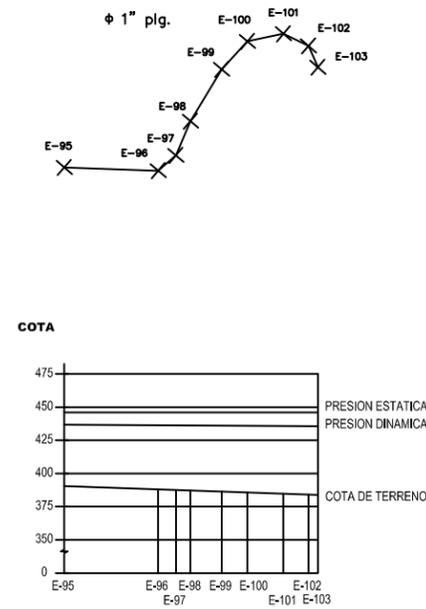
RAMAL J



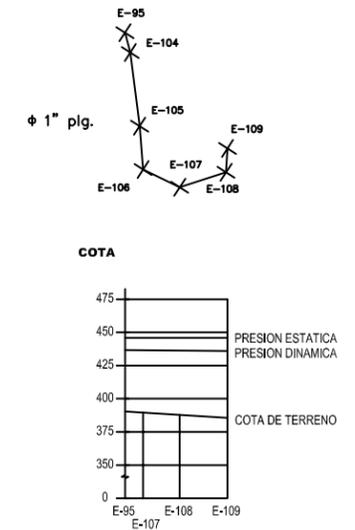
RAMAL K



RAMAL L



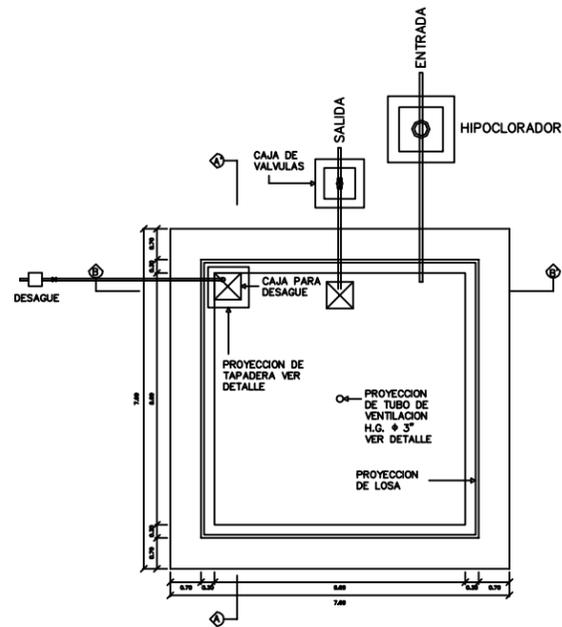
RAMAL M



PROYECTO:	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA LA CARBONERA	ESCALA:	INDICADA
CONTENIDO:	COTA TERRENO, PRESION ESTATICA Y DINAMICA	FECHA:	ABRIL 2010
MUNICIPALIDAD:	SANTA CATERINA MITA, JUTIAPA	DISEÑO:	CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO
CALCULO:	CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO	DIBUJO:	CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO

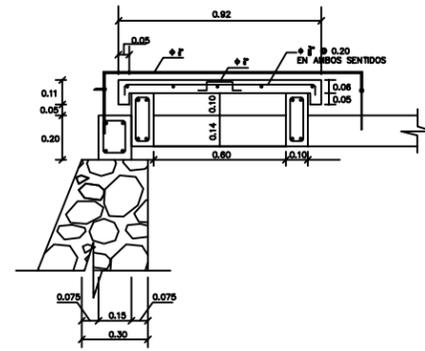
ING. MANUEL ALFREDO ARRILLAGA OCHAETA
ASESOR EPS





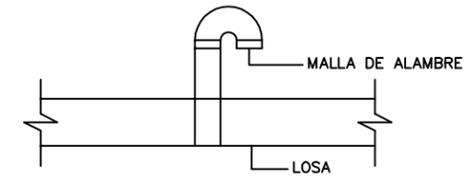
PLANTA DE TANQUE DE DISTRIBUCION

ESCALA 1:75



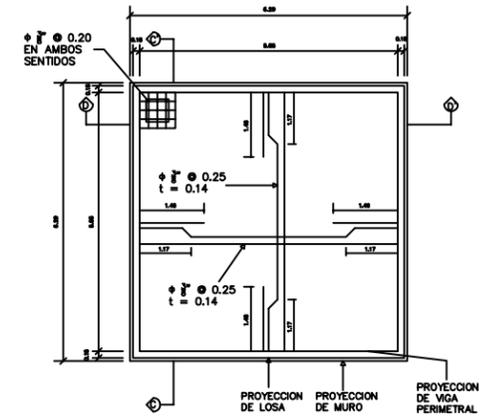
DETALLE DE TAPADERA

ESCALA 1:1000



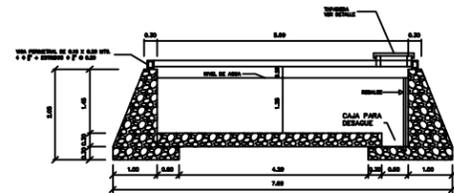
DETALLE TUBO DE VENTILACION

SIN ESCALA



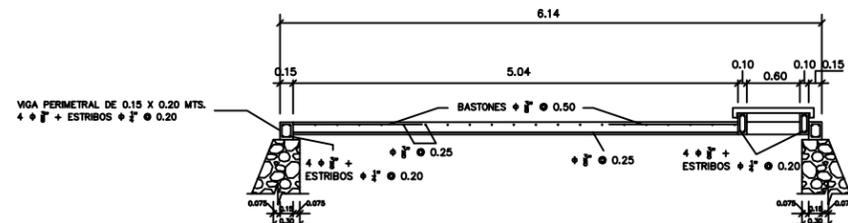
PLANTA DE ARMADO DE LOSA

ESCALA 1:75



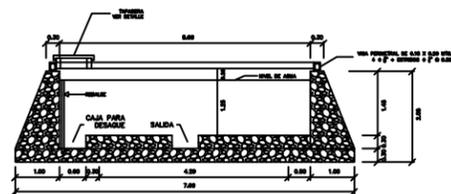
SECCION A-A'

ESCALA 1:75



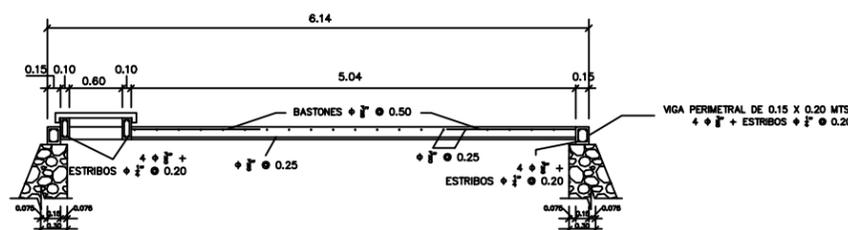
SECCION C-C'

ESCALA 1:150



SECCION B-B'

ESCALA 1:75



SECCION D-D'

ESCALA 1:150

NOTAS GENERALES

PARA EL TANQUE DE DISTRIBUCION:

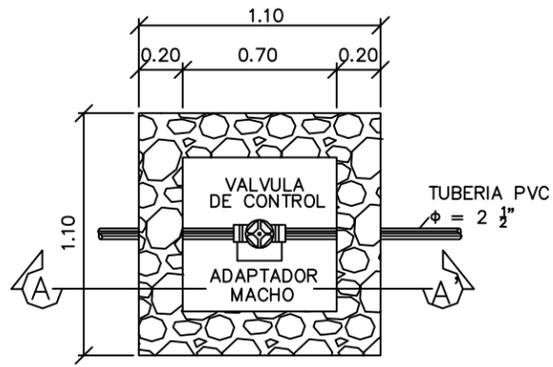
- EN LAS CARAS INTERIORES DEL TANQUE SE DEBE APLICAR UNA CAPA DE SABIETA DE CEMENTO Y ARENA PROPORCION 1:2 DEBIDAMENTE ALISADA. RECORDAR QUE LA CAPACIDAD DE LAS CARRETIILLAS DE MANO ES DE UN PIE CUBICO
- DEBE QUEAR PERFECTAMENTE APISONADO EL TERRENO DEBAJO DE LA LOSA DEL PISO.
- LA LOSA DEL TANQUE DEBERA TENER 1% DE PENDIENTE HACIA LOS LADOS.
- LOS MUROS DEL TANQUE SERAN DE CONCRETO CICLOPEO CON LA PROPORCION 87% DE PIEDRA BOLA Y 22% DE MORTERO. EL MORTERO DE CONCRETO DE CEMENTO, ARENA Y PIEDRIN EN PROPORCIONES 1:2:3.

TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN EN METROS.

ESPECIFICACIONES

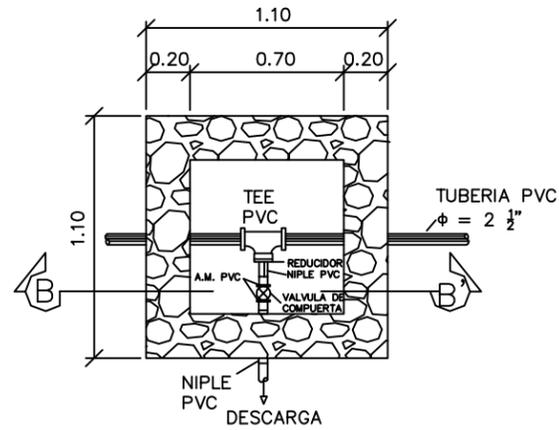
- CONCRETO:**
MEZCLA DE CEMENTO, ARENA Y PIEDRIN EN PROPORCION 1:2:3, SIENDO 1 SACO DE CEMENTO, 3 BOTES DE ARENA, 4.5 BOTES DE PIEDRIN, MEDIDOS EN UNA CUBETA DE 5GL.
PARA 1 m³ = 9 SACOS DE CEMENTO 27 BOTES DE ARENA, 40.5 BOTES DE PIEDRIN, MEDIDOS EN UNA CUBETA DE 5 GL.
f_c = 210 KG/CM² (3,000 psi).
- MAMPOSTERIA DE PIEDRA:**
MEZCLA DE 67% PIEDRA BOLA Y 33% MORTERO, EL MORTERO DE SABIETA DE CEMENTO Y ARENA EN PROPORCION 1:2, SIENDO 1 SACO DE CEMENTO, 3 BOTES DE ARENA.
- ALISADO:**
MORTERO MEZCLA DE CEMENTO Y ARENA EN PROPORCION 2:1, SIENDO 2 SACOS DE CEMENTO Y 1 BOTE Y MEDIO DE ARENA.
- REPELLO:**
MORTERO DE SABIETA MEZCLA DE CEMENTO Y ARENA EN PROPORCION 1:2, SIENDO 1 SACO DE CEMENTO Y BOTES DE ARENA.
- REFUERZO:**
F_y = 2,810 KG/CM² (40,000 psi).

PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA LA CARBONERA	ESCALA: INDICADA	 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA
CONTENIDO: OBRAS DE ARTE	FECHA: ABRIL 2010	
MUNICIPALIDAD: SANTA CATERINA MITA, JUTAPA	DISEÑO: CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO	 MUNICIPIO DE SANTA CATERINA MITA, JUTAPA
CALCULO: CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO	DIBUJO: CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO	
ING. MANUEL ALFREDO ARRILLAGA OCHAETA ASESOR EPS		



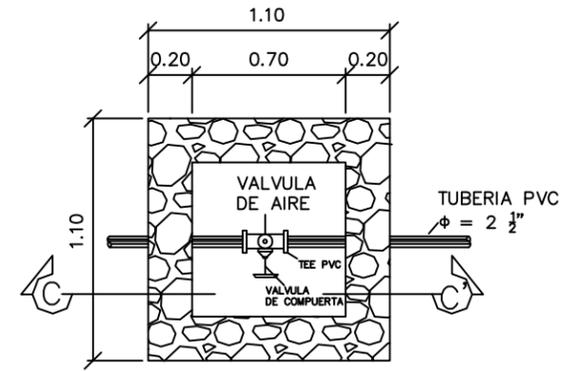
PLANTA VALVULA DE CONTROL

SIN ESCALA



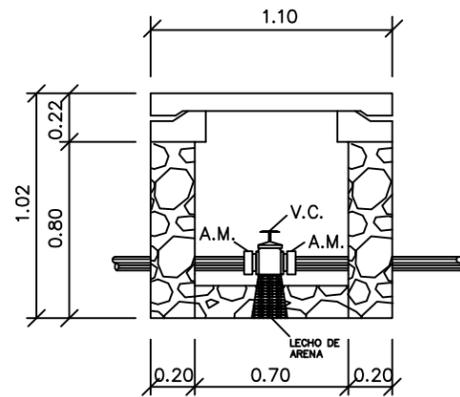
PLANTA VALVULA DE LIMPIEZA

SIN ESCALA



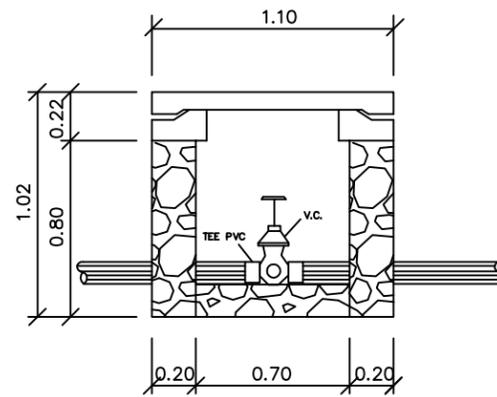
PLANTA VALVULA DE AIRE

SIN ESCALA



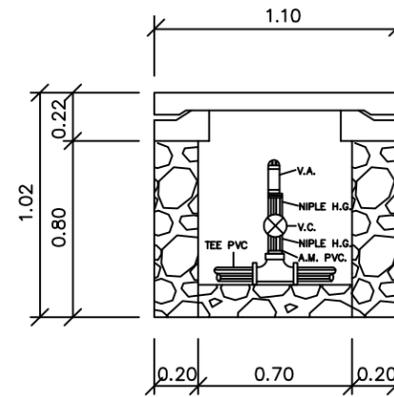
SECCION A-A'

SIN ESCALA



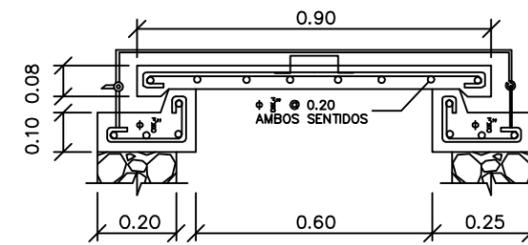
SECCION B-B'

SIN ESCALA



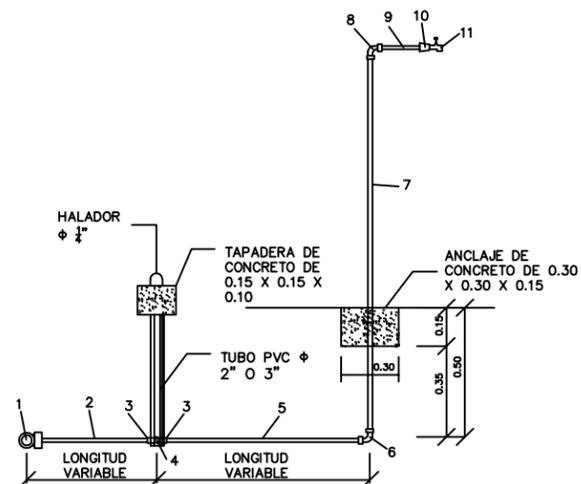
SECCION C-C'

SIN ESCALA



DETALLE DE TAPADERA

SIN ESCALA



MATERIALES:

1. RED DE DISTRIBUCION CON ϕ 1/2"
2. NIPLE TUBO PVC LONGITUD VARIABLE ϕ 1/2"
3. ADAPTADOR MACHO PVC ϕ 1/2"
4. LLAVE DE PASO DE BRONCE ϕ 1/2"
5. TUBO PVC LONGITUD VARIABLE ϕ 1/2"
6. CODO PVC 90 ϕ 1/2" CON ROSCA
7. NIPLE H.G. ϕ 1/2" X 1.50 M
8. CODO H.G. 90 ϕ 1/2"
9. NIPLE H.G. ϕ 1/2" X 0.15 M
10. ADAPTADOR HEMBRA ϕ 1/2"
11. LLAVE DE CHORRO DE BRONCE ϕ 1/2"

PROYECTO:	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA LA CARBONERA	ESCALA:	INDICADA
CONTENIDO:	OBRAS DE ARTE	FECHA:	ABRIL 2010
MUNICIPALIDAD:	SANTA CATERINA MITA, JUTAPA	DISEÑO:	CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO
CALCULO:	CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO	DIBUJO:	CARLOS FRANCISCO RUIZ SOLANO

ING. MANUEL ALFREDO ARRILLAGA OCHAETA
ASESOR EPS

