



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

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO SAQUITZÁ,
ALDEA EL PROGRESO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ**

Benjamín Rodrigo Ruíz Santiago

Asesorado por el Ing. José Silvio Rodríguez Serrano

Guatemala, febrero de 2015

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO SAQUITZÁ,
ALDEA EL PROGRESO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

BENJAMÍN RODRIGO RUÍZ SANTIAGO

ASESORADO POR EL ING. JOSÉ SILVIO RODRÍGUEZ SERRANO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, FEBRERO DE 2015

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Narda Lucía Pacay Barrientos
VOCAL V	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

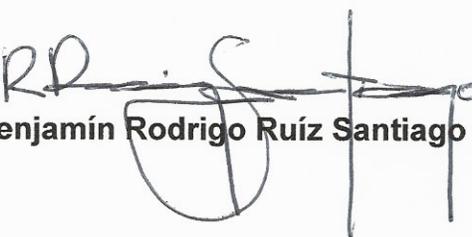
DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
EXAMINADOR	Ing. Luis Estuardo Saravia Ramírez
EXAMINADOR	Ing. Victor Manuel López Juárez
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

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 DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO SAQUITZÁ, ALDEA EL PROGRESO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 8 de febrero de 2013.


Benjamín Rodrigo Ruíz Santiago



Guatemala, 05 de septiembre de 2014
Ref.EPS.DOC.943.09.14

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Benjamín Rodrigo Ruíz Santiago** con carné No. **200630316**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO SAQUITZÁ, ALDEA EL PROGRESO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ.**

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Silvio J. Rodríguez Serrano
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil
Universidad de San Carlos de Guatemala
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería

c.c. Archivo
SJRS/ra



USAC
TRICENTENARIA
 Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



Guatemala,
 8 de octubre de 2014

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

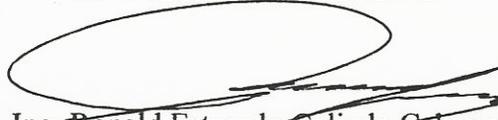
Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO SAQUITZÁ, ALDEA EL PROGRESO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ,** desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Benjamín Rodrigo Ruiz Santiago, con Carnet No. 200630316, quien contó con la asesoría del Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


 Ing. Ronald Estuardo Galindo-Cabrera
 Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO
 DE
 ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





Guatemala, 22 de octubre de 2014
Ref.EPS.D.613.10.14

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO SAQUITZÁ, ALDEA EL PROGRESO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Benjamín Rodrigo Ruíz Santiago, carné 200630316**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo como Asesor - Supervisor de EPS y Director apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Director Unidad de EPS



SJRS/ra



USAC
TRICENTENARIA
 Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor y Coordinador de E.P.S. Ing. Silvio José Rodríguez Serrano, al trabajo de graduación del estudiante Benjamín Rodrigo Ruíz Santiago, titulado **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO SAQUITZÁ, ALDEA EL PROGRESO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


 Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, enero 2015.

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO SAQUITZÁ ALDEA EL PROGRESO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ**, presentado por el estudiante universitario: **Benjamín Rodrigo Ruiz Santiago**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, se autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano



Guatemala, febrero 2015

ACTO QUE DEDICO A:

Mis padres

Ángela Santiago de Ruíz y Benjamín W. Ruiz, por ser siempre influencia positiva en mi vida y por su amor incondicional hacia mi persona.

Mis hermanos

Marcela y Walter Ruíz, por su apoyo incondicional en esta aventura que es la vida.

Familia

Por ser parte importante en el desarrollo de mi persona, en especial a tía Vera Ruíz.

Amigos

Por la sencilla razón de tenerlos a mi lado y compartir esta experiencia, María Eugenia Donis, Carlos López, Karla Donis, Pablo Bautista, Jake Rosevear, Francisco Estrada.

AGRADECIMIENTOS A:

La Universidad de San Carlos de Guatemala	Por la oportunidad que se me ha brindado para desarrollarme como futuro profesional.
Facultad de Ingeniería	Por formarme en el pensamiento y razonamiento técnico y racional.
Municipalidad de Mazatenango	Por brindarme la oportunidad de desarrollar el Ejercicio Profesional Supervisado en su dependencia técnico profesional.
Ingeniero Silvio Rodríguez	Por su servicio en calidad de supervisor.
Ingeniera Bertha Molina	Por su grata compañía y excelencia académica demostrada hacia mi persona.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XI
RESUMEN.....	XV
OBJETIVOS.....	XVII
INTRODUCCIÓN.....	XIX
1. FASE DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. Monografía del municipio de Mazatenango, departamento de Suchitepéquez.....	1
1.2. Características físicas.....	1
1.2.1. Ubicación y localización.....	1
1.2.2. Colindancias	2
1.2.3. Topografía	2
1.2.4. Clima	2
1.2.5. Tipo de vivienda.....	3
1.2.6. Población y demografía	3
1.3. Características de infraestructura	4
1.3.1. Vías de acceso	4
1.3.2. Servicios públicos	4
1.3.2.1. Educación	4
1.3.2.2. Salud	5
1.3.2.3. Agua potable.....	5
1.3.2.4. Drenajes	6
1.3.2.5. Energía eléctrica.....	7

1.4.	Características socioeconómicas	7
1.4.1.	Origen de la comunidad	8
1.4.2.	Actividad económica	8
1.4.3.	Idioma y religión	9
1.5.	Diagnóstico sobre necesidades en servicios básicos e infraestructura de la aldea El Progreso	9
1.6.	Descripción de necesidades	10
1.7.	Evaluación y priorización de necesidades.....	10
2.	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO SAQUITZÁ, ALDEA EL PROGRESO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ	13
2.1.	Descripción del proyecto	13
2.2.	Levantamiento topográfico	13
2.2.1.	Altimetría	14
2.2.2.	Planimetría	15
2.3.	Estudio hidrológico	15
2.3.1.	Crecientes	15
2.3.2.	Método de sección pendiente.....	16
2.4.	Estudio de suelos	17
2.5.	Datos y bases de diseño	20
2.6.	Diseño de la superestructura	24
2.6.1.	Geometría	24
2.6.2.	Predimensionamiento de sección de viga	25
2.6.3.	Diseño de losa.....	26
2.6.3.1.	Cálculo de peralte	26
2.6.3.2.	Integración de cargas	27
2.6.3.3.	Cálculo de momentos.....	28
	2.6.3.3.1. Momentos por carga muerta	29

	2.6.3.3.2.	Momentos por carga viva	30
	2.6.3.3.3.	Momentos debido al impacto	31
	2.6.3.3.4.	Momento último	32
	2.6.3.3.5.	Chequeo de peralte	32
	2.6.3.3.6.	Cálculo del refuerzo As	33
2.6.4.		Barandal	36
	2.6.4.1.	Diseño de rieles	39
	2.6.4.2.	Diseño de postes	42
2.6.5.		Diseño de vigas	44
	2.6.5.1.	Cálculo del momento por carga muerta	45
	2.6.5.2.	Cálculo del momento por carga viva....	47
	2.6.5.3.	Cálculo del momento por impacto	55
	2.6.5.4.	Cálculo del momento último.....	56
	2.6.5.5.	Cálculo refuerzo longitudinal y transversal en viga.....	56
2.6.6.		Diseño de diafragmas	66
	2.6.6.1.	Diseño de diafragma interno.....	66
	2.6.6.2.	Diseño de diafragma externo.....	69
2.7.		Diseño de la subestructura	72
	2.7.1.	Diseño de la cortina	72
	2.7.1.1.	Cálculo de empuje de tierra en la cortina.....	73
	2.7.1.2.	Cálculo de fuerza longitudinal.....	75
	2.7.1.3.	Cálculo de sismo	76
	2.7.1.4.	Cálculo de momentos finales.....	77

	2.7.1.5.	Datos de diseño para refuerzo	78
	2.7.1.6.	Refuerzo a corte.....	79
2.7.2.		Diseño de la viga de apoyo	81
	2.7.2.1.	Cálculo de refuerzo longitudinal	82
	2.7.2.2.	Cálculo de refuerzo transversal.....	83
2.7.3.		Diseño de neopreno	86
	2.7.3.1.	Predimensionamiento.....	89
	2.7.3.2.	Cálculo de la deformación por compresión.....	91
	2.7.3.3.	Cálculo de la deformación por cortante	92
	2.7.3.4.	Verificación de estabilidad.....	93
	2.7.3.5.	Verificación del refuerzo	94
2.7.4.		Diseño del estribo.....	95
	2.7.4.1.	Diseño del estribo izquierdo conforme a la dirección de la corriente del río.	97
	2.7.4.1.1.	Diseño del estribo izquierdo sin superestructura	99
	2.7.4.1.2.	Diseño del estribo izquierdo con superestructura	103
	2.7.4.1.3.	Diseño del estribo izquierdo verificación por sismo.....	105
	2.7.4.2.	Diseño del estribo derecho conforme a la dirección de la corriente del río....	109

	2.7.4.2.1.	Diseño del estribo derecho sin superestructura.....	110
	2.7.4.2.2.	Diseño del estribo derecho con superestructura.....	112
	2.7.4.2.3.	Diseño del estribo derecho verificación por sismo.....	115
2.8.		Aproches y obras de protección	118
	2.8.1.	Alas.....	119
	2.8.2.	Losa de entrada o aproche.....	119
	2.8.3.	Baranda de seguridad	119
2.9.		Elaboración de planos	120
2.10.		Presupuesto	120
2.11.		Estudio de Impacto Ambiental (EIA).....	121
	2.11.1.	Plan de gestión ambiental para la construcción del puente vehicular sobre el río Saquitzá, aldea el Progreso, Mazatenango, Suchitepéquez.	123
CONCLUSIONES			127
RECOMENDACIONES.....			129
BIBLIOGRAFÍA.....			131
APÉNDICES			133
ANEXOS.....			143

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

1.	Sección transversal del puente vehicular	25
2.	Cargas que actúan sobre las barandas para peatones.....	38
3.	Características del camión de diseño HS15-44	48
4.	Centro de gravedad de camión HS15-44	50
5.	Diagrama de carga viva sobre viga	51
6.	Diagrama de corte y momento de carga viva.....	53
7.	Análisis de diafragma para factor de distribución.....	54
8.	Cálculo del cortante máximo por sobrecarga.....	61
9.	Relación entre cortante actuante y cortante último	63
10.	Diagrama de presiones sobre la cortina.....	73
11.	Detalle de placas de elastómero	89
12.	Geometría y diagrama de presiones en estribo izquierdo	98
13.	Diagrama de excentricidad del estribo	101
14.	Geometría y diagrama de presiones en estribo derecho	109

TABLAS

I.	Factores de capacidad de carga	19
II.	Fuerzas de diseño para rieles y postes.....	39
III.	Módulo de cortante para diferente dureza de elastómero	88
IV.	Geometría para estribos del puente	96
V.	Momento de volteo en estribo izquierdo.....	98
VI.	Momento estabilizante en estribo izquierdo	99
VII.	Resultado del momento de volteo en el estribo izquierdo sentido horizontal.....	106

VIII.	Momento de volteo en estribo derecho	110
IX.	Momento estabilizante en estribo derecho	110
X.	Resultado del momento de volteo en el estribo derecho sentido horizontal	116
XI.	Presupuesto general.....	120
XII.	Impactos negativos generados durante la ejecución	126
XIII.	Impactos negativos generados durante la operación.....	126

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
@	A cada cierta distancia
cm	Centímetros
°C	Grados de temperatura referenciados en la escala Celsius
°F	Grados de temperatura referenciados en la escala Fahrenheit
kg	Kilogramo
kg/m	Kilogramos distribuidos en un metro
kg/m ²	Kilogramos por metro cuadrado
kg/m ³	Kilogramos por metro cúbico
lbs	Libras
Mpa	Megapascales
m	Metros
mm	Milímetros
N	Newtons, referencia a cantidades de fuerza
%	Porcentaje
Ton	Tonelada

GLOSARIO

AASHTO	American Association State Highway and Transportation Officials.
Acera	Elementos que se construyen en el puente para el tráfico peatonal, por lo que deben ser seguras y cómodas para el usuario.
ACI	American Concrete Institute.
Ala	Es el muro lateral a los estribos, diseñado y construido como muro de contención de los rellenos y para el encauzamiento del agua.
Aproche	Se refiere a las estructuras o rellenos que conectan a la carretera con el puente, viene del idioma inglés <i>to approach</i> que significa aproximar.
Barandales	Se construyen en los bordes externos de las aceras con la finalidad de proveer seguridad tanto a los usuarios peatonales como en automotores, su construcción varía dependiendo del material a utilizar.
Bombeo	Pendiente transversal a la dirección del tráfico con el fin de drenar el agua pluvial hacia los desfogues.

Bordillos	Componentes del puente o carretera que sirve para dividir carriles o proteger elementos y su diseño está basado en la diferencia de alturas entre el nivel de la carpeta de rodadura y el elemento donde se ubica el bordillo.
Diafragma	Elemento de la superestructura del puente vehicular que funciona para proveer rigidez torsional provenientes de las cargas sísmicas y las cargas por vientos.
Estiaje	Término hidrológico que se refiere a la altura en el nivel del agua en el río cuando éste se encuentra en el nivel mínimo, ocurre, usualmente, en la época seca.
Estribo	Elementos estructurales pertenecientes a la subestructura que se encarga de distribuir las presiones producidas por las cargas totales de diseño hacia el suelo donde se cimienta.
Losa	Elemento estructural de la superestructura que básicamente es el piso del puente, soporta directamente las cargas dinámicas y por medio de su armadura transmite las tensiones hacia las vigas principales.
Luz	Distancia horizontal interna entre los estribos o los apoyos.

Neopreno	Material aislante que permite absorber el impacto de movimientos horizontales y rotacionales. Su componente básico es caucho sintético y es apropiado para la mayoría de climas.
Puentes	Elementos estructurales mayores que seis metros contruidos para salvar depresiones del terreno.
Socavación	Fenómeno natural causado por la acción erosiva del agua y es una de las principales causas de falla en los puentes, especialmente en las épocas de crecidas en los ríos.

RESUMEN

La aldea El Progreso se encuentra en la periferia del casco urbano de Mazatenango y está conformada por sectores, desde el sector uno hasta el siete. Debido a la necesidad de contar con vías de acceso entre los sectores, se planificó el diseño de un puente vehicular para el sector cuatro que conectará este sector con los demás sectores.

Para el diseño del puente, se realizaron estudios de campo, para su adecuada ubicación y economía aplicando parámetros de diseño y normas, como las Normas AASHTO y el Código ACI; también se ha tomado en consideración las recomendaciones de la Dirección General de Caminos. Todos los elementos del puente se armarán y fundirán *in situ*, debido a las condiciones de acceso en el sector cuatro de la aldea El Progreso.

Con el diseño de la obra civil propuesta, se pretende incentivar la economía y movilización de los pobladores de formas más eficientes, aumentar la plusvalía e incrementar la densidad poblacional en el sector cuatro de la aldea El Progreso.

OBJETIVOS

General

Fomentar el desarrollo de la comunidad por medio de la planificación de un proyecto de infraestructura con respaldo técnico, contribuyendo a solucionar la problemática en carencias de servicios básicos, tanto de la aldea El Progreso como del municipio de Mazatenango.

Específicos

1. Determinar los parámetros de diseño adecuados para que la realización del proyecto sea económicamente viable.
2. Promover el desarrollo económico de la aldea por medio de infraestructura civil a través de una vía de acceso para la comercialización de productos de la zona.
3. Minimizar la vulnerabilidad de riesgos por crecidas del río Saquizá, debido al puente peatonal existente en la aldea El Progreso.
4. Crear una ruta alterna al tránsito vehicular de los municipios de Mazatenango y Santo Domingo, ambos del departamento de Suchitepéquez.
5. Capacitar al personal técnico de la Municipalidad de Mazatenango para la supervisión en la construcción del puente.

INTRODUCCIÓN

La planificación de obras civiles es de suma importancia para determinar las variables necesarias, esto con el fin de mantener los costos y períodos de ejecución dentro del rango planificado. Para el diseño del puente vehicular sobre el río Saquizá se han utilizado parámetros de diseño y normas, garantizando así la calidad del diseño de la obra civil así como la durabilidad de la obra, siendo estos factores de suma importancia en poblaciones donde la inversión gubernamental es escasa, especialmente en áreas rurales de los departamentos de Guatemala.

La aldea El Progreso se encuentra ubicada en el municipio de Mazatenango; el cauce del río Saquizá atraviesa la aldea y se usa como delimitación entre los sectores I, II, III y IV; que conforman la aldea en general. Debido a la topografía del cauce del río Saquizá, específicamente en el sector cuatro de la aldea El Progreso, se considera como un río de cauce y caudal considerablemente pequeño en la época seca y de corrientes rápidas y crecidas grandes en la época lluviosa.

El puente se ubicará sobre el río Saquizá en la línea del eje central de la calle que comunica parte del sector cuatro con los demás sectores de la aldea El Progreso. Su diseño se ha previsto de concreto reforzado y estribos de mampostería, cumpliendo con los parámetros de diseño y normas del Código ACI y AASHTO. Se realizó estudios de topografía y de suelos, así como estudios hidrológicos e hidráulicos para la buena determinación de los aspectos técnicos del diseño del puente.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del municipio de Mazatenango, departamento de Suchitepéquez

Mazatenango era conocida como Al Cakolquej previo a la conquista española, como aparece en el título real de don Francisco Ixquin Nehaib de fecha 1558, para el período hispánico se le conoció como Bartolomé Mazatenango, con categoría de pueblo, después se elevó a categoría de villa por decreto número 63 de la Asamblea Constituyente del Estado de Guatemala de fecha 29 de octubre de 1825. Para cuando Guatemala se constituyó en República, el presidente Manuel Estrada Cabrera erigió a Mazatenango como ciudad por Acuerdo Gubernativo en 1915.

1.2. Características físicas

Suchitepéquez se ubica en la parte noreste del departamento de Sololá, en la Región VI o Región Suroccidental, al este colinda con el departamento de Retalhuleu y al oeste con el departamento de Escuintla.

1.2.1. Ubicación y localización

Las coordenadas de ubicación relacionadas con el parque central de la cabecera departamental de Mazatenango son 14° 32' 04" de latitud y 91° 30' 10" de longitud y a 374 metros sobre el nivel del mar.

1.2.2. Colindancias

Mazatenango está localizado en la parte centro occidental del departamento de Suchitepéquez, colinda al norte con San Francisco Zapotitlán y Samayac; al sur con el océano Pacífico; al este con Santo Domingo, San Lorenzo, San Gabriel y San Bernardino y al oeste con Cuyotenango, todos del departamento de Suchitepéquez.

1.2.3. Topografía

El municipio de Mazatenango cuenta con una extensión territorial de 356 kilómetros cuadrados y el uso del suelo es mayormente agrícola, sobre todo en el área sur del municipio en donde el terreno es plano, no tiene ondulaciones naturales, esto se mantiene en casi todo el municipio variando poco al norte, en donde el perfil natural del terreno sí presenta ondulaciones aunque no es considerablemente escarpado.

1.2.4. Clima

El clima es cálido, característico de una selva tropical húmeda, en todo el territorio de Mazatenango debido a su ubicación y localización; en la región sur del municipio, las temperaturas pueden llegar a ser bastante altas comparado al casco urbano de Mazatenango. Para la época lluviosa la temperatura desciende considerablemente debido a la abundancia de nubes. En la ciudad las temperaturas máximas alcanzan algunas veces los 38 grados Celsius y las mínimas los 17 grados Celsius.

1.2.5. Tipo de vivienda

Las viviendas habitacionales son mayormente unifamiliares y del régimen de propiedad horizontal, en donde el auge por apartamentos o propiedades verticales no es considerable debido a que la extensión territorial de Mazatenango permite todavía el uso de las propiedades horizontales. La densidad poblacional es de 280,9 habitantes por kilómetro cuadrado, aproximadamente.

En la ciudad de Mazatenango las viviendas se caracterizan por ser de mampostería reforzada y de dos plantas. En las áreas rurales las viviendas son principalmente de mampostería con refuerzo de pines y techos de lámina debido a los costos de los materiales, sin embargo existen construcciones rústicas de adobe sin refuerzos con techo de palma especialmente en las partes bajas a la orilla del océano pacífico.

1.2.6. Población y demografía

La estimación de la población total al treinta de junio de dos mil trece para el municipio de Mazatenango es de 97 059 habitantes, distribuidos de la siguiente manera por género: 46 815 hombres y 50 244 mujeres, según el Instituto Nacional de Estadística (INE). La población es mayoritariamente urbana, con un 88 por ciento y la población rural corresponde al 12 por ciento de la estimación para el municipio de Mazatenango. La estimación de la población por etnias del departamento de Suchitepéquez para el censo de 2002 es la siguiente: 189 558 habitantes de la etnia maya, 110 habitantes de la etnia garífuna, 391 habitantes de la etnia xinka y 209 949 habitantes ladinos.

1.3. Características de infraestructura

Son todas las estructuras y componentes que le dan soporte al desarrollo de otras actividades necesarias para el funcionamiento y desarrollo de las ciudades y otras industrias.

1.3.1. Vías de acceso

El municipio de Mazatenango está conectado a la carretera Panamericana CA 2 que está totalmente asfaltada y actualmente está en planificación la ampliación a cuatro carriles, dos carriles por vía, de la misma carretera. También existe la carretera departamental 1 totalmente asfaltada que comunica San Francisco con Mazatenango por el lado norte del casco urbano y la carretera departamental 2 que comunica Mazatenango con Santo Domingo y San Lorenzo por el lado sur del casco urbano.

1.3.2. Servicios públicos

Se cuenta con instituciones públicas y privadas, la mayoría localizadas en el casco urbano. El nivel primario es universal y cubre toda la extensión del municipio, para el nivel medio se cuenta con institutos por cooperativa así como institutos nacionales y privados.

1.3.2.1. Educación

Los colegios privados cubren mayormente la demanda en el ciclo diversificado, siendo el instituto técnico industrial Georg Kerschensteiner el único centro de formación técnica de las instituciones públicas.

En el área de licenciaturas se cuenta con la Universidad Mariano Galvez, Universidad Rafael Landívar, Universidad Galileo, Universidad Rural de Guatemala y el Centro Universitario del Sur Occidente (CUNSUROC), extensión de la Universidad de San Carlos de Guatemala que cubren desde carreras técnicas, carreras sociales y carreras enfocadas en docencia.

1.3.2.2. Salud

Mazatenango cuenta con el Instituto Guatemalteco de Seguridad Social (IGSS), que cubre las áreas de enfermedad, maternidad, accidentes y medicina preventiva; siendo este centro hospitalario el de mayor importancia en la región sur occidental de Guatemala. El Hospital Nacional de Mazatenango cubre enfermedad común, accidentes, pediatría, obstetricia y ginecología aunque el desabastecimiento de medicinas es un problema constante.

Mazatenango también cuenta con un centro de salud que cubre básicamente vacunación y programas de prevención de enfermedades. Además, existen varios sanatorios privados que cubren diversas áreas de la salud, especialmente materno infantil y odontología, en el área de diagnósticos, se tiene centros de imágenes por diagnósticos y rayos x. Dentro de los servicios humanitarios se cuenta con la Cruz Roja Guatemalteca como una sociedad de socorro voluntaria, servicios de consulta general y programas de prevención del SIDA.

1.3.2.3. Agua potable

El casco urbano de Mazatenango está conectado a la misma red de agua potable, en tanto, generalmente las urbanizaciones en la periferia cuentan con sus propios sistemas de agua potable, en su mayoría pozos mecánicos. El

suministro del agua potable para la ciudad de Mazatenango proviene del río Sis, la planta de tratamiento está ubicada en la finca Venecia, en las partes altas del municipio.

La red del sistema para el casco urbano se construyó alrededor de 1950 y se ha diseñado con tubería de concreto; debido a la falta de mantenimiento preventivo en la red y que esta ya ha excedido el período de vida útil al cual fue diseñado, han surgido problemas en la tubería por lo que el servicio es irregular en algunos sectores y se racionaliza el servicio de agua potable en la época seca puesto que el río Sis ya no supe completamente la demanda para la población actual.

1.3.2.4. Drenajes

Mazatenango cuenta con dos redes de drenajes, la red de alcantarillado pluvial que circula en las principales calles y avenidas del casco urbano y el alcantarillado sanitario que cubre todo el casco urbano y la periferia de la ciudad, aun así no todas las urbanizaciones están conectadas a la red central. La mayoría de lotificaciones en la periferia de la ciudad cuentan con sus propios sistemas de drenajes, algunos tienen drenajes mixtos, o sea, pluvial y sanitario en la misma tubería.

Aunque Mazatenango tiene su propio sistema de drenajes sanitarios, la Municipalidad de Mazatenango no cuenta con ningún sistema de tratamiento de desechos sólidos, por lo que el caudal en la línea final de la red sanitaria se vierte al río Icán, en el sur de la ciudad, sin ningún tratamiento previo, provocando la contaminación del mismo que, a su vez, todavía atraviesa más municipios al sur de Mazatenango. Es importante resaltar que algunas urbanizaciones cuentan con plantas de tratamiento propias, con lo que se evita

no solo contaminar los afluentes a donde se vierte el agua tratada sino también en crear conciencia ecológica al promocionar las plantas de tratamiento como un atractivo de inversión cuando se adquiere algún bien inmueble.

1.3.2.5. Energía eléctrica

La distribución de la energía eléctrica para el municipio de Mazatenango está a cargo de Energuate a través de la subestación Mazatenango, la potencia de entrada es de 110 voltios y la cobertura del servicio es del cien por ciento para todo el municipio, incluyendo las aldeas que se localizan en las partes bajas. Para el alumbrado público, Energuate está encargada de entregar la potencia necesaria en las luminarias así como de la recolección del cobro del servicio por medio de un arbitrio municipal fijado por la Municipalidad de Mazatenango.

La Municipalidad de Mazatenango es la entidad pública encargada del mantenimiento del alumbrado público, cambio de luminarias e instalación de los postes eléctricos, debido a la falta de inversión por parte de la municipalidad para la extensión del servicio de alumbrado público ha generado conflictividad social en los pobladores del municipio puesto que aducen pagar servicios que no cuentan, esta conflictividad se ha agudizado ante la falta de una respuesta concreta por parte de las autoridades encargadas, lo que ha provocado que algunos pobladores conecten directamente el servicio en la red nacional.

1.4. Características socioeconómicas

Se entiende como características que definen a diferentes grupos dentro de esta comunidad y también con relación a otras comunidades, dentro de un marco de convivencia, relaciones económicas y actividades religiosas que

enmarcan la vida cotidiana de la comunidad. Se consideró solo los aspectos relevantes para el entendimiento de las interrelaciones humanas de los pobladores de la aldea El Progreso.

1.4.1. Origen de la comunidad

La comunidad comienza a poblarse a principios de 1920, según relatan los pobladores, como un proyecto de tenencia de tierras por parte del gobierno central en donde algunos pobladores de escasos recursos, en su mayoría trabajadores de fincas de café, del departamento de Suchitepéquez es beneficiada con el fin de mejorar sus condiciones de vida. Alrededor de la década de 1960 la Municipalidad de Mazatenango le otorga a la comunidad el reconocimiento de aldea, en donde se le llama aldea El Progreso.

Debido al rápido crecimiento poblacional del municipio de Mazatenango, el casco urbano ahora se extiende hasta los límites de la aldea, por lo que cuenta con varios accesos y transporte público desde el centro de la ciudad hasta el sector 7 de la aldea, sin embargo, la aldea cuenta con su propio servicio de agua potable, drenajes y, aproximadamente, un setenta por ciento de calles pavimentadas que ha sido posible gracias al Consejo Comunitario de Desarrollo (COCODE) de la aldea.

1.4.2. Actividad económica

Las principales actividades económicas de la población provienen de las actividades agrícolas en los ingenios azucareros de la región, trabajos en el área de la construcción, servicios domésticos en casas particulares y en el área de la producción pecuaria, el ganado bovino, porcino y aves de corral se crían en su mayoría para el consumo familiar. Otra fuente importante de ingresos

monetarios es el ingreso de divisas del extranjero por la población que ha migrado hacia Estados Unidos, aunque no es algo relativo a todos los habitantes de la aldea El Progreso.

1.4.3. Idioma y religión

Existen diversas denominaciones religiosas judeocristianas, entre ellas, una iglesia católica, evangélicas, testigos de jehová, de la iglesia de Jesucristo de los santos de los últimos días y de la iglesia del séptimo día. Según encuestas municipales, el 58 por ciento de la población se identifica con la iglesia católica, el resto se distribuye entre las demás denominaciones religiosas. Dentro del aspecto del lenguaje hablado, el español predomina entre los habitantes de la aldea el Progreso, aunque, en menor medida, también es hablado el tzutujil y el quiché.

1.5. Diagnóstico sobre necesidades en servicios básicos e infraestructura de la aldea El Progreso

Dentro de la priorización que se realizó en conjunto con el Departamento de Planificación Municipal (DMP) se determinó las necesidades más urgentes en aldeas de Mazatenango; considerando que la aldea El Progreso se encuentra entre los límites del casco urbano de Mazatenango y es habitada por alrededor de 4 000 personas, además que, por su posición geográfica, es una ruta alterna de comunicación con el municipio de Santo Domingo Suchitepéquez, se consideró conveniente elaborar el proyecto con respecto a las necesidades de infraestructura de esta aldea.

Dentro del área de infraestructura y obra civil se ha detectado que las necesidades más urgentes de la aldea el Progreso son básicamente una planta

de tratamiento para manejar el agua del drenaje sanitario, adoquinamiento o pavimentación de las calles de terracería faltantes, planificación y construcción de drenaje pluvial, planificación y construcción de un puente vehicular para conectar el sector cuatro con el sector siete.

1.6. Descripción de necesidades

La planta de tratamiento de desechos sólidos es necesaria puesto que el caudal del drenaje sanitario se vierte en el río Saquitzá sin ningún tipo de tratamiento previo. Alrededor del 70 por ciento de las calles están adoquinadas, el resto es de terracería y para la época de invierno se tornan intransitables debido a la cantidad de agua que cae en períodos cortos, es necesario resaltar que la mayoría de las calles de terracería se encuentran dentro del sector cuatro y siete, en donde también se ubicará el puente vehicular de un carril; según los pobladores de la aldea, al construirse el puente también se adoquinarán las calles restantes.

1.7. Evaluación y priorización de necesidades

Para la priorización de las necesidades de los pobladores de la aldea El Progreso que se hizo junto con el Departamento de Planificación Municipal (DMP) de Mazatenango se tomó en cuenta factores que influirían en el desarrollo de proyectos futuros que dependerían directamente del proyecto que se seleccionara como priorizado para planificar, cuenta de esto, la planificación del puente vehicular que conecta el sector siete con el sector cuatro, y beneficia directamente a 4 000 pobladores, implica el desarrollo y/o planificación del adoquinamiento de las calles faltantes circunvecinas al puente vehicular.

El adoquinamiento de las calles restantes depende directamente de la construcción del puente vehicular, entonces se ha seleccionado este proyecto como objetivo para elaborar la planificación y eventualmente, la construcción.

2. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO SAQUITZÁ, ALDEA EL PROGRESO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ

2.1. Descripción del proyecto

Consiste en diseñar un puente vehicular de un carril que funcione en época seca como en época lluviosa y que conectará el sector cuatro con el sector siete de la aldea El Progreso del municipio de Mazatenango, además se usará como ruta alterna al tránsito entre Santo Domingo y Mazatenango, ambos del departamento de Suchitepéquez.

Los estudios necesarios para el diseño del puente se empiezan con el estudio topográfico del área en donde se piensa construir, después se hace el estudio de suelos para determinar la capacidad portante del suelo y por último el estudio hidrológico para determinar la altura mínima del puente con respecto a la crecida máxima. La superestructura del puente se diseña con concreto reforzado y los estribos con concreto ciclópeo y una luz de 18 metros.

2.2. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico es de vital importancia en el diseño de estructuras debido a que proporciona datos relevantes del terreno con respecto a la posición relativa de los puntos sobre la superficie terrestre, empleando tres elementos de espacio como: distancia, dirección y elevación. Para el diseño de puentes se necesita de estudios topográficos exactos ya que permite representar de forma gráfica los puntos probables de localización de la obra.

El estudio topográfico para este proyecto consistió en un levantado topográfico a poligonal abierta y utilizando taquimetría, además, se ubicó obras existentes, como el puente peatonal existente, casas circunvecinas y situaciones relevantes del terreno para luego ubicarlos en un plano topográfico a escala con lo que se puede determinar las posiciones del puente.

El estudio topográfico tendrá lo siguiente como objetivo:

- Realizar los trabajos de campo que permita elaborar los planos.
- Definir la ubicación precisa de los elementos estructurales así como sus dimensiones.
- Establecer puntos de referencia o bancos de marca para facilitar el trabajo topográfico ya en obra.

2.2.1. Altimetría

Se refiere a la medición de las alturas de puntos de la superficie de la tierra que, junto con planimetría, se defina la superficie en estudio. Para este proyecto se trazó un eje central, 50 metros río arriba y 50 metros río abajo con referencia al puente peatonal existente, luego se tomaron secciones transversales a cada 10 metros con una extensión de 25 metros para cada lado del cauce. La medición altimétrica se realizó a través de la lectura de hilos, correspondiente a hilos medio, superior e inferior, con lo que al ser procesados en gabinete se obtiene las alturas de los puntos de la superficie.

Ir a anexos para ver el resultado de la topografía realizada en campo.

2.2.2. Planimetría

Se define como el conjunto de trabajos necesarios para representar gráficamente la superficie de la tierra, tomando como referencia el norte magnético, para su orientación. En la medición de la planimetría del proyecto se utilizó el método de radiaciones, esto con el fin de encontrar todos los puntos necesarios que formen parte del terreno en cuestión. El método consiste en tomar un azimut inicial referido al norte y radiar todos los puntos necesarios que puedan ser tomados en una estación, para luego trasladarse a otra estación y radiar los siguientes puntos.

2.3. Estudio hidrológico

Con este estudio se determina la crecida máxima para un período de diseño en la localización deseada donde se construirá el puente, al encontrar la crecida máxima, dos metros más arriba como mínimo será la altura desde el espejo de agua hasta la cara más baja del puente, que en este caso sería el principio de las vigas principales.

2.3.1. Crecientes

El estudio de las crecientes es de vital importancia para prevenir posibles socavamientos en los estribos de las estructuras construidas para salvar el terreno donde pase un río, además, para el caso específico de los puentes, es necesario conocer la creciente máxima para evitar que el río pase sobre el puente cuando este presente sus crecidas máximas siempre dentro del período de diseño para el cual se ha calculado.

2.3.2. Método de sección pendiente

El método usado para la determinación del caudal máximo es el de sección pendiente tomando en cuenta los datos que se han recabado previamente a realizar el estudio hidrológico. Se determina la altura máxima del agua que alcanzó el río de una corriente con anterioridad, por medio de los trabajos topográficos se encuentra el área que esta ha abarcado para poder calcular el caudal máximo de paso.

$$Q = V A$$

Donde:

Q = caudal máximo (m³/s)

V = velocidad (m/s)

A = área de descarga (m²)

Para determinar la velocidad que ha alcanzado el flujo para la altura máxima del agua que alcanzó el río de una corriente con anterioridad se ha utilizado la fórmula de Manning.

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

Donde:

V = velocidad (m/s)

n = coeficiente de rugosidad

R_h = radio hidráulico (m)

S = pendiente (m/m)

La pendiente del terreno ha sido determinada mediante las mediciones topográficas, el valor de área de descarga se determina con la máxima altura registrada en las secciones transversales al río o en puntos de interés por razones técnicas, para este caso, se determinó donde se cree se localizará el puente y el coeficiente de rugosidad n , se utilizó 0,03 que es el valor utilizado para ríos con arrastre de piedras regulares.

Datos de diseño

Altura de crecida = 2,15 m

Área de descarga = 28,79 m²

Perímetro mojado = 35,78 m

$n = 0,03$

$S = 0,28\%$

$$R_h = \frac{A_d}{P_m} = \frac{28,79\text{m}^2}{35,78\text{m}} = 0,80\text{m}$$

$$V = \frac{1}{0,03} (0,80)^{2/3} \left(\frac{0,28}{100}\right)^{1/2} = 1,52 \text{ m/s}$$

$$Q = VA = (1,52 \text{ m/s})(28,79\text{m}^2) = 43,76 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.4. Estudio de suelos

Se tomó un testigo del suelo a una profundidad de 2 metros al cual se le hará el ensayo de compresión triaxial diagrama de Mohr del tipo de ensayo no consolidado y no drenado, la descripción del suelo fue de arcilla consolidada con partículas de grava. Los resultados del ensayo compresión triaxial diagrama de Mohr se puede observar en los anexos.

Valor soporte del suelo

Aplicando los resultados obtenidos del ensayo compresión triaxial diagrama de Mohr a la teoría de la capacidad de carga de Terzaghi se determinó el valor soporte del suelo, que a continuación se describe:

$$q_u = 1,3C_u N_c + \gamma D_f N_q + 0,4\gamma B N_y$$

Donde:

q_u = valor de esfuerzo límite (ton/m^2)

C_u = coeficiente de cohesión del suelo (ton/m^2)

N_c = factor de capacidad de carga debido a la cohesión

γ = peso específico del suelo (ton/m^3)

D_f = profundidad de cimentación (m)

N_q = factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga

B = base de la zapata (m)

N_y = factor de capacidad de carga debido al peso del suelo

Resultados del ensayo compresión triaxial diagrama de Mohr:

Ángulo de fricción interna, $\phi = 29,26$

Cohesión, $C_u = 1,3 \text{ ton/m}^2$

Peso específico del suelo, $\gamma = 1,53 \text{ ton/m}^3$

Tabla I. Factores de capacidad de carga

ϕ	N_c	N_q	N_y
29	34,24	19,98	16,18
30	37,16	22,46	19,13

Fuente: BRAJA M., Das. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. p. 158.

Por lo que es necesario interpolar los datos para encontrar los valores del ángulo de fricción interna = 29,26.

$$N_c = \frac{(29,26-29)}{(30-29)} (37,16-34,24) + 34,24$$

$$N_c = 34,999 \approx 35$$

$$N_q = \frac{(29,26-29)}{(30-29)} (22,46-19,98) + 19,98$$

$$N_q = 20,62$$

$$N_y = \frac{(29,26-29)}{(30-29)} (19,13-16,18) + 16,18$$

$$N_y = 16,95$$

Cálculo del valor soporte del suelo:

$$q_u = 1,3C_u N_c + \gamma D_f N_q + 0,4\gamma B N_y$$

$$q_u = 1,3(1,3)(35) + (1,53)(2)(20,62) + 0,4(1,53)(1,95)(16,95)$$

$$q_u = 142,23 \text{ Ton/m}^2$$

El valor de q_u es el esfuerzo límite pero no es el admisible o de diseño para cimentación, por lo que se aplica un factor de seguridad que varía desde 2 hasta 4, en este caso, se usará 4 puesto que el testigo de suelo pierde cierta integridad desde el momento que se extrae hasta el traslado.

$$q_{perm} = \frac{q_u}{FS}$$
$$q_{perm} = \frac{142,23 \text{ Ton/m}^2}{4}$$
$$q_{perm} = 35,56 \text{ Ton/m}^2$$

2.5. Datos y bases de diseño

Para el diseño del puente se utilizó las normas Standard Specifications Highway Bridges de la American Association of State Highway and Transportations Officials, AASHTO, las normas del American Concrete Institute, ACI, así como las normas de la Dirección General de Caminos de Guatemala.

- Carga viva

Tomado de las normas AASHTO, carga viva de diseño tipo HS15 44

- Recubrimientos

Se entiende como el recubrimiento que va a partir del rostro de la barra a la superficie de concreto. Para la losa en la cama superior será de 5 centímetros y en la cama inferior será de 2,5 centímetros, según AASHTO 5.12.3; para cimientos y muros será de 8 centímetros; para columnas y vigas será 5 centímetros.

- Longitud de desarrollo

AASHTO 8.24.1.2. Se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria, a partir del punto donde se requieren por diseño, la cual es la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o la $L/20$.

- Traslapes

AASHTO 8.25. DGC 552.08. Se calcula con base en la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No. 11 o mayores, de tal modo que desarrollen un 125 por ciento de la resistencia nominal (f_y) de la barra.

- Ganchos

AASHTO 8.23.2.2. DGC 552.06. Los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre, cuando se trata de 180 grados, y 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.

- Formaletas

Se construyen de acuerdo con la sección DGC 556.11. Las formaletas, ya sean de madera, de metal u otros materiales apropiados, deben ser lisas y herméticas al mortero; diseñadas y construidas sólidamente, con la rigidez suficiente para evitar distorsiones debidas a la presión del concreto y/o a otras cargas incidentales a la construcción, incluyendo la vibración del concreto.

Si las formaletas son de madera debe ser de un tipo que no produzca manchas, debe ser secada al aire, cepillada y de un espesor no menor de 19,10 milímetros ($\frac{3}{4}$ de pulgada), deben construirse y conservarse en tal forma que se eviten deflexiones, alabeos, distorsiones y aberturas en las juntas.

- La acera y el barandal deben construirse posteriormente a la deflexión libre de las vigas.
- Todos los elementos de metal deben cubrirse con dos capas de diferente color de pintura anticorrosiva, exceptuando los pernos que deben estar debidamente engrasados

Para la subestructura debe tomarse en cuenta lo siguiente:

- Los estribos deben ser diseñados para la capacidad establecida por el estudio de suelos.
- Debe evitarse la explotación de los bancos de materiales circundantes al punto de estudio, para evitar futuras socavaciones.
 - Drenajes

Los sistemas de drenajes permiten la correcta evacuación del agua, con esto se pretende evitar el estancamiento de agua en la superestructura, específicamente en la losa, haciendo de esto un lugar seguro para el tránsito vehicular, para esto, existen parámetros en las normas AASHTO que especifican las formas de drenar el agua.

Tipo, tamaño y número de drenes según AASHTO:

- El número de drenes del tablero deberá ser el mínimo consistente con los requisitos hidráulicos.
- Debido a la falta de otros lineamientos aplicables para puentes donde la velocidad de diseño de la carretera es menor que 75 kilómetros por hora, el tamaño y número de drenes del tablero deberá ser tales que el agua de los drenes no invada más de la mitad del ancho de ninguno de los carriles transitables.
- Para puentes en los cuales la velocidad de diseño de la carretera es menor o igual a 75 kilómetros por hora, el agua de los drenes no deberá invadir ninguna parte de los carriles transitables.
- El flujo de las cunetas se deberá interceptar en los puntos de transición de la pendiente transversal, con esto se impide que dicho flujo atraviese el tablero del puente.
- Las entradas de los drenes del tablero deberá ser hidráulicamente eficientes y accesibles para su limpieza.

Los drenes del tablero se deberán diseñar y ubicar de manera que el agua superficial del tablero o superficie de carretera se aleje de los elementos de la superestructura y subestructura del puente.

Se debe considerar lo siguiente al momento de ubicar los drenes:

- Una proyección mínima de 100 milímetros por debajo del elemento de la superestructura adyacente de menor cota.
- Ubicar las salidas de las tuberías de manera que un cono de salpicadura de 45 grados no llegue a los elementos estructurales.
- Usar codos de no más de 45 grados.

- Disponer bocas de limpieza.

Para poder drenar el agua de la capa de rodadura del puente, primero es necesario proporcionar bombeo transversal a la losa de 2 por ciento, por último se colocará tubería HG de diámetro 4 pulgadas a cada 3 metros con una inclinación de 45 grados con respecto a la horizontal en todo lo largo de la losa.

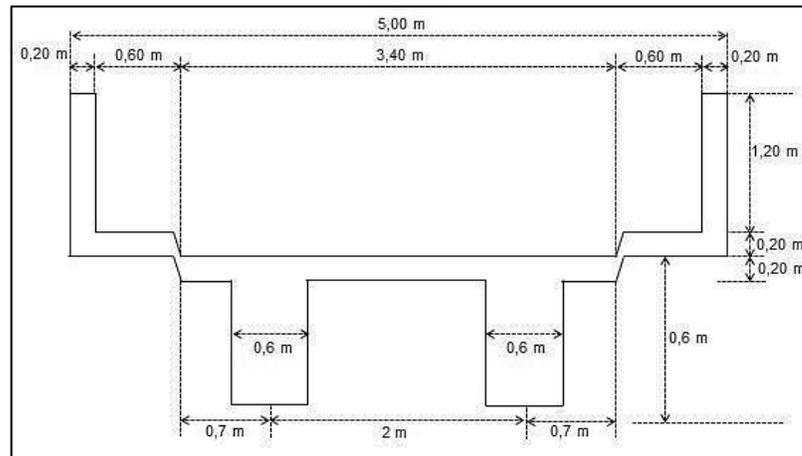
2.6. Diseño de la superestructura

La superestructura de un puente está conformada por los siguientes elementos: la losa en donde se producirá la rodadura de los vehículos, las vigas principales que transmitirán las cargas de trabajo hacia la subestructura, los barandales y los diafragmas, que proporcionan rigidez torsional a la estructura para cargas como la sísmica y la de viento.

2.6.1. Geometría

Pueden hallarse diferentes diseños de puentes en todo el mundo. Se pueden encontrar puentes de armadura, arco, cable, viga, suspensión y voladizo en diferentes áreas. El tipo de puente utilizado depende en gran medida de la distancia que debe cubrir y la cantidad de peso que debe soportar.

Figura 1. **Sección transversal del puente vehicular**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

2.6.2. **Predimensionamiento de sección de viga**

Para no tener que hacer chequeo por deflexiones el peralte de la viga no debe ser menor que $L/16$, se propone un diseño rectangular para trabajar eficientemente flexión.

El peralte de la viga se dimensiona con base en la tabla 2.5.2.6.3-1 de las Normas AASHTO de la siguiente manera:

$$H_v = 0,065L$$

Donde:

H_v = altura de la viga (m)

L = longitud del tramo (m)

Determinando el peralte de la viga:

$$H_v = 0,065(18 \text{ m}) = 1,17 \text{ m} \cong 1,20 \text{ m}$$

Para la base de la viga se procura una relación de 2 a 1, así:

$$H = 2B$$

Donde:

H_v = altura de la viga (m)

B = base de la viga (m)

$$B = \frac{H_v}{2} = \frac{1,20 \text{ m}}{2} = 0,60 \text{ m}$$

2.6.3. Diseño de losa

El diseño de la losa se hará con base en las Normas AASHTO, para esto, se debe de tomar en cuenta como trabaja la losa, en este caso, la losa trabaja en un solo sentido, que es el sentido corto por lo que el refuerzo principal es perpendicular al tráfico. La luz libre entre vigas será de 1,40 metros, que, a su vez, es la luz de la losa.

2.6.3.1. Cálculo de peralte

El espesor de losas recomendado por AASHTO 8.9.2 debe de estar en el rango de 175 a 250 milímetros. Deberá ser de tal manera que se eviten las deflexiones, la pérdida de resistencia debido al tráfico y las condiciones

ambientales locales del lugar. Para este proyecto se utilizará la siguiente fórmula para el cálculo del peralte:

$$t_s = \frac{1,2(L+3,5)}{30} \geq 0,175\text{m}$$

Donde:

t_s = espesor de losa (m)

L = luz libre entre vigas (m)

$$t_s = \frac{1,2(L+3,5)}{30}$$

$$t_s = \frac{1,2(18+3,5)}{30}$$

$$t_s = 0,178\text{m} \cong 0,20\text{m}$$

$$0,20\text{m} > 0,175\text{m}$$

Se propone un espesor de losa de 20 centímetros que cumple con los requisitos de AASHTO 8.9.2.

2.6.3.2. Integración de cargas

Integración de las cargas muertas debido al peso de la superestructura, siendo estas el peso de la losa, el peso de los postes y el peso de los rieles que se encuentra en la acera del puente, la acera del puente será una proyección más de la losa.

Peso de losa:

$$W_{\text{losa}} = W_C \times t \times b$$
$$W_{\text{losa}} = (2\,400)(0,20)(1,00)$$
$$W_{\text{losa}} = 480 \text{ kg/m}$$

Peso del poste de barandales:

$$W_{\text{poste}} = (1,10)(0,20)(0,20)(2\,400)$$
$$W_{\text{poste}} = 105,6 \text{ kg/m}$$

Peso de rieles de barandales:

$$W_{\text{rieles}} = (2\,400)(0,20)(0,15)(3)$$
$$W_{\text{rieles}} = 216 \text{ kg/m}$$

Carga muerta total:

$$CM_t = W_{\text{losa}} + W_{\text{poste}} + W_{\text{rieles}}$$
$$CM_t = 480 + 105,6 + 216$$
$$CM_t = 801,6 \text{ kg/m}$$

2.6.3.3. Cálculo de momentos

Para el diseño de la losa es necesario conocer los momentos que producen las cargas, entonces, los momentos a usar serán el momento

provocado por la carga muerta, el momento provocado por la carga viva o sobrecarga y el momento provocado debido al impacto.

2.6.3.3.1. Momentos por carga muerta

Son aquellas cargas que actúan durante toda la vida de la estructura. Incluyen todos aquellos elementos de la estructura como vigas, pisos, techos, columnas, cubiertas y los elementos arquitectónicos. Para el cálculo de la carga muerta no se debe tomar en cuenta la fracción de losa que se encuentra sobre las vigas. Ver figura 1.

Luz libre en voladizo

$$M_{CM_1} = \frac{W_{CM} \times L^2}{2}$$

Donde:

M_{CM_1} = momento de la carga muerta en voladizo (kg-m)

W_{CM} = carga muerta total (kg/m)

L = luz libre en voladizo (m)

$$M_{CM_1} = \frac{W_{CM} \times L^2}{2}$$
$$M_{CM_1} = \frac{(801,6)(1,20)^2}{2}$$
$$M_{CM_1} = 577,15 \text{ kg-m}$$

Luz libre entre vigas:

$$M_{CM2} = \frac{W_{CM} \times S^2}{10}$$

Donde:

M_{CM2} = momento de la carga muerta entre vigas (kg-m)

W_{CM} = carga muerta total (kg/m)

S = luz libre entre vigas (m)

$$M_{CM2} = \frac{W_{CM} \times S^2}{10}$$

$$M_{CM2} = \frac{(801,6)(1,40)^2}{10}$$

$$M_{CM2} = 157,11 \text{ kg-m}$$

Se escoge el mayor de los momentos calculados, que es 577,15 kilogramos por metro.

2.6.3.3.2. Momentos por carga viva

Para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tráfico y con un camión de diseño tipo HS15 44, según AASHTO 3.24.3 caso A, el momento por la carga viva está dado por la siguiente ecuación:

$$M_{CV} = \frac{0,80(S+2)}{32} \times P$$

Donde:

M_{CV} = momento producido por la carga viva (lbs-p)

S = luz libre entre vigas (p)

P = carga de camión eje más pesado (lbs)

$$M_{CV} = \frac{0,80(S+2)}{32} \times P$$

$$M_{CV} = \frac{0,80(4,59+2)}{32} \times 19\ 200$$

$$M_{CV} = 3\ 163,2 \text{ lbs-p} \approx 436,38 \text{ kg-m}$$

2.6.3.3.3. Momentos debido al impacto

Se debe a un incremento en el momento producido por la carga viva al momento del paso del tránsito, se especifica como menor o igual al 30 por ciento de la misma según AASHTO 3.8.2.1.

$$I = \frac{15}{L+38} \leq 0,30$$

Donde:

I = porcentaje de carga debido al impacto

L = luz libre entre vigas (m)

$$I = \frac{15}{L+38} \leq 0,30$$

$$I = \frac{15}{1,40+38} \leq 0,30$$

$$I = 0,38 > 0,30$$

Como el I calculado es mayor a la restricción que propone la Norma AASHTO, se utiliza 0,30 para el porcentaje debido al impacto vehicular.

2.6.3.3.4. Momento último

A continuación se explica cómo calcular el momento último. Se utiliza la fórmula de teoría última o fórmula de factores de carga para combinaciones de carga viva y carga muerta. Tabla 3.22.1 de AASHTO.

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

Donde:

M_U = momento último (kg-m)

M_{CM} = momento producido por la carga muerta (kg-m)

M_{CV} = momento producido por la carga viva (kg-m)

I = factor de incremento producido por el impacto vehicular (%)

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

$$M_U = 1,3 \times \left(577,15 + \frac{5}{3} (436,38)(1,30) \right)$$

$$M_U = 1\ 979,43 \text{ kg-m}$$

2.6.3.3.5. Chequeo de peralte

Pendiente transversal que se da en las curvas a la plataforma de una calzada de una carretera, con el fin de compensar con una componente de su propio peso la inercia. Para chequear el peralte se hace uso de las normas ACI

para verificar que el peralte asumido sea el correcto a través de la siguiente fórmula:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\theta \times \rho \times f_y \times b \left(1 - 0,59 \rho \frac{f_y}{f_c}\right)}}$$

Donde $d = 8,10 \text{ cm}$

canto eficaz=espesor total-recubrimiento

$$d = 20 - 2,5 = 17,5$$

$$17,5 \text{ cm} \gg 8,10 \text{ cm}$$

Por lo que el peralte asumido sí chequea con el peralte encontrado por el método de las normas de ACI.

2.6.3.3.6. Cálculo del refuerzo A_s

Para el cálculo del área de refuerzo se ha utilizado la siguiente fórmula:

$$A_s = \left(bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u b}{0,003825 f_c'}} \right) 0,85 \frac{f_c'}{f_y}$$

Donde:

A_s = área de acero requerido (cm^2)

b = franja unitaria (cm)

d = peralte (cm)

M_u = momento último requerido (kg-m)

f_c' = resistencia del concreto (kg/cm^2)

f_y = resistencia del acero (kg/cm^2)

$$A_s = \left((100 \cdot 17,5) - \sqrt{(100 \cdot 17,5)^2 - \frac{1\,979,43 \cdot 100}{0,003825 \cdot 281}} \right) 0,85 \left(\frac{281}{2\,810} \right)$$

$$A_s = 4,54 \text{ cm}^2$$

Cálculo de área de acero mínimo:

$$A_{\text{mín}} = \frac{14,1}{f_y} bd$$

Cálculo de área de acero máximo:

$$A_{s \text{ máx}} = 0,5 \rho_b bd$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot 6\,115}{f_y (6\,115 + f_y)}$$

Donde:

$A_{\text{mín}}$ = área de acero mínima (cm^2)

$A_{s \text{ máx}}$ = área de acero máxima (cm^2)

f'_c = resistencia del concreto (kg/cm^2)

f_y = resistencia del acero (kg/cm^2)

b = base (cm)

d = peralte (cm)

$$A_{\text{mín}} = \frac{14,1}{2\,810} (100)(17,5) = 8,78 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b = 0,04950238$$

$$A_{s \text{ máx}} = 0,5(0,04950238)(100)(17,5) = 43,31 \text{ cm}^2$$

Como el área de acero es menor al área de acero mínimo, se utiliza el área de acero mínimo.

$$A_{s \text{ mín}} > A_s < A_{s \text{ máx}}$$

Diseño de refuerzo cama inferior perpendicular al tránsito, usando varilla N° 5:

$$S = \frac{1,98 \text{ cm}^2 \cdot 100 \text{ cm}}{8,78 \text{ cm}^2} = 22,5 \text{ cm} \cong 20 \text{ cm}$$

Armado cama inferior perpendicular al tránsito: varilla N°5 @ 20 centímetros.

Diseño de refuerzo cama inferior paralelo al tránsito donde se calcula área de acero por temperatura.

$$A_{st} = 0,002bt$$

Donde:

A_{st} = área de acero por temperatura (cm^2)

b = base (cm)

t = peralte (cm)

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

Usando varilla N° 4:

$$S = \frac{1,27 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{4 \text{ cm}^2} = 31,75 \text{ cm} \cong 30 \text{ cm}$$

Armado cama inferior paralelo al tránsito: varilla N° 4 @ 30 centímetros

Diseño de refuerzo cama superior para ambos sentidos.

Para el refuerzo de la cama superior se recomienda el 67 por ciento de área de acero del refuerzo principal de la losa, según AASHTO 9.7.3.2. Quien es la cama inferior perpendicular al tránsito.

$$A_s = 0,67 A_s$$

$$A_s = 0,67 (8,78 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 5,88 \text{ cm}^2$$

Usando varilla N° 5

$$S = \frac{1,27 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{5,88 \text{ cm}^2} = 33,5 \text{ cm} \cong 30 \text{ cm}$$

Armado cama superior en ambos sentidos: varilla N° 5 @ 30 cm

2.6.4. Barandal

Representa a la parte de la estructura cuyo fin es proteger a los peatones y el impacto de vehículos que transitan sobre el puente; existen varios tipos de barandas, entre éstas están las barandas de acero, concreto o mixtas, para el

diseño de este puente se usarán postes y rieles de concreto armado. Las barandas deben de ser diseñadas de tal forma que sean seguras, económicas y estéticas.

Según las especificaciones generales de las Normas AASHTO, la altura mínima de las barandas para peatones deberá ser de 1,06 metros medidos a partir de la cara superior de la acera, la baranda puede estar compuesta por elementos horizontales y verticales, la abertura máxima entre estos elementos deberá ser de tal manera que no permita el paso de una esfera de 0,15 metros de diámetro.

De acuerdo a las Normas AASHTO 13.8.2 los postes y pasamanos se diseñan con las cargas descritas en la figura 2.

Para el diseño se utilizará un camión tipo semirremolque según la tabla 13.7.2.1 de las Normas AASHTO en donde las características son las siguientes:

$$W = 80\,000\text{ N}$$

$$B = 2\,300\text{ mm}$$

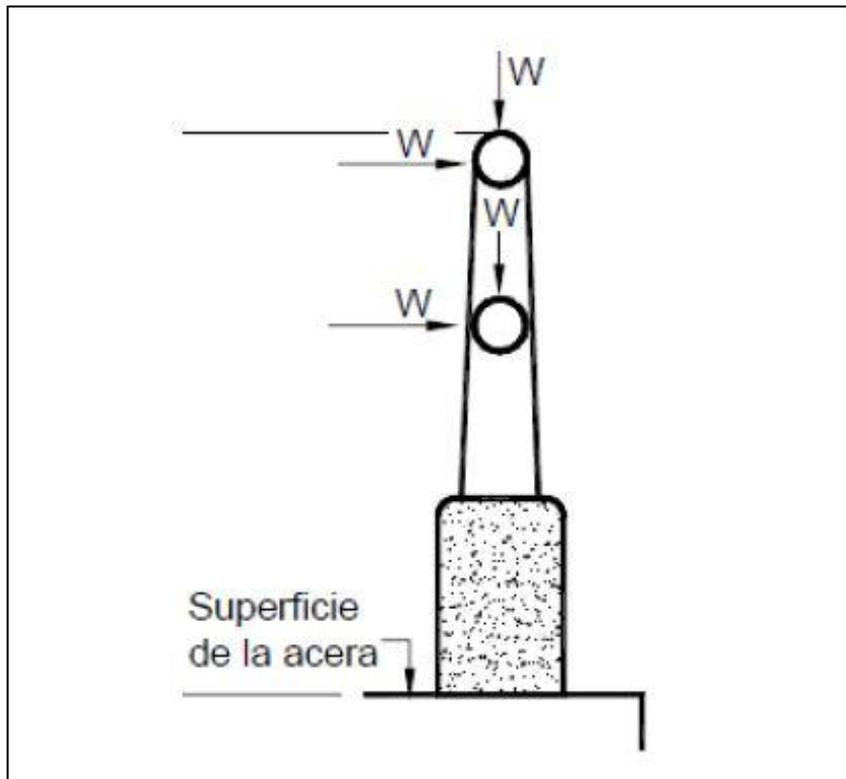
$$G = 1\,250\text{ mm}$$

$$\text{Ángulo de impacto} = 15^\circ$$

$$L = \text{separación de los postes en un tramo simple (1\,500 mm)}$$

$$\text{PLL} = \text{valor de sobrecarga de diseño concentrada para postes (N)}$$

Figura 2. **Cargas que actúan sobre las barandas para peatones**



Fuente: Normas AASHTO 13.8.2. *Sobrecargas de diseño* p. 12.

$$PLL=890+0,73L$$

$$PLL=890+0,73(1\ 500)$$

$$PLL=1\ 985\ N$$

Las fuerzas de diseño que se utilizarán para los rieles y los postes se clasifican por ensayos de impacto vehicular, para este diseño se utilizó el ensayo TL-2 puesto que la geometría de la carretera no permite velocidades altas para cuando se ingresa al puente vehicular. Los diferentes ensayos se describen a continuación tomados de la tabla A13.2-1 de las Normas AASHTO.

Tabla II. **Fuerzas de diseño para rieles y postes**

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de ensayo para las barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal Ft (N)	60 000	120 000	240 000	240 000	550 000	780 000
Longitudinal FI (N)	20 000	40 000	80 000	80 000	183 000	260 000
Vertical descendente Fv (N)	20 000	20 000	20 000	80 000	355 000	355 000
Lt y LI (mm)	1 220	1 220	1 220	1 070	2 440	2 440
Lv (mm)	5 500	5 500	5 500	5 500	12 200	12 200
He (min)(mm)	460	510	610	810	1 070	1 420
Mínima altura del riel H (mm)	685	685	685	810	1 070	2 290

Fuente: Normas AASHTO A13.2-1. *Fuerzas de diseño para rieles y postes*. p. 21

Donde los valores de las fuerzas son:

Fuerza transversal $F_t = 120\ 000\ \text{N}$

Longitud transversal $L_t = 1\ 220\ \text{mm}$

Fuerza longitudinal $F_l = 40\ 000\ \text{N}$

Longitud de fuerza longitudinal $L_l = 1\ 220\ \text{mm}$

Fuerza vertical descendente $F_v = 20\ 000\ \text{N}$

Longitud de vertical $L_v = 5\ 500\ \text{mm}$

2.6.4.1. **Diseño de rieles**

Los accidentes no han sido producto de la falta de resistencia de los y rieles, sino que la excesiva rigidez de estos, un diseño ha provocado graves accidentes en vehículos livianos.

$$F_l = \frac{40\ 000\ \text{N}}{9,81\ \text{m/s}^2} = 4\ 077,47\ \text{kg}$$

$$\frac{F_l}{L_l} = \frac{4\,077,47 \text{ kg}}{1,22 \text{ m}} = 3\,342,19 \text{ kg/m}$$

$$M_u = \frac{ML^2}{16}$$

Donde:

M_u = momento último (kg-m)

M = momento actuante (kg/m)

L = longitud de riel (m)

$$M_u = \frac{\left(3\,342,19 \text{ kg/m}\right) (1,5\text{m})^2}{16}$$

$$M_u = 469,99 \text{ kg-m}$$

Cálculo del refuerzo A_s :

$$A_s = \left(bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u b}{0,003825 f'_c}} \right) 0,85 \frac{f'_c}{f_y}$$

Donde:

A_s = área de acero requerido (cm^2)

b = franja unitaria (cm)

d = peralte (cm)

M_u = momento último requerido (kg-m)

f'_c = resistencia del concreto (kg/cm^2)

f_y = resistencia del acero (kg/cm^2)

$$A_s = 1,13 \text{ cm}^2$$

Cálculo de área de acero mínimo

$$A_{\text{mín}} = \frac{14,1}{f_y} bd$$

Cálculo de área de acero máximo:

$$A_{s \text{ máx}} = 0,5 \rho_b bd$$
$$\rho_b = \frac{0,85 * 0,85 * f'_c * 6 115}{f_y (6 115 + f_y)}$$

Donde:

$A_{\text{mín}}$ = área de acero mínima (cm^2)

$A_{s \text{ máx}}$ = área de acero máxima (cm^2)

f'_c = resistencia del concreto (kg/cm^2)

f_y = resistencia del acero (kg/cm^2)

b = base (cm)

d = peralte (cm)

$$A_{\text{mín}} = \frac{14,1}{2 810} (15)(17) = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b = 0,04950238$$

$$A_{s \text{ máx}} = 0,5(0,04950238)(15)(17) = 6,31 \text{ cm}^2$$

Como el área de acero es menor al área de acero mínimo, se utiliza el área de acero mínimo.

$$A_s \text{ mín} > A_s < A_s \text{ máx}$$

Diseño de refuerzo para rieles

Se utilizará varilla N° 3 y estribos N° 2, entonces, el armado queda de la siguiente forma:

4 varilla N° 3 más estribos N° 2 @ 15 cm

2.6.4.2. Diseño de postes

En estos casos el reglamento AASHTO, recomienda tomar la fuerza horizontal total, la misma que puede ser calculada con los parámetros que a continuación se mencionan.

B = 20 cm
Rec = 3 cm

D = 17 cm
H_{poste} = 1,1 m

H = 20 cm
Separación de postes = 1,5 m

Se analiza como una columna calculando primero su esbeltez por medio de los siguientes parámetros:

- $E_s < 21$, columna corta
- Si $21 < E_s < 100$, columna intermedia
- $E_s > 100$, columna larga

$$E_s = \frac{k \cdot L_u}{r}$$

Donde:

E_s = esbeltez

k = factor de pandeo = 1 por estar empotrado de un lado

L_u = H_{poste}

r = radio de giro de sección

- $r = 0,30H$ para columnas cuadradas o rectangulares
- $r = 0,25H$ para columnas circulares

$$E_s = \frac{(1)(1,1 \text{ m})}{0,3(0,20\text{m})}$$

$$E_s = 18,33$$

18,33 < 21 ∴ Columna corta

El área de acero longitudinal debe ser como mínimo el 1 por ciento del área gruesa, refiriéndose al área total de la columna; y el área de acero longitudinal debe ser como máximo el 6 por ciento del área gruesa, según ACI.

$$A_g = (20\text{cm})(20\text{cm}) = 400\text{cm}^2$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 0,01A_g$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 0,01(400\text{cm}^2)$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 4\text{cm}^2$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = 0,06A_g$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = 0,06(400\text{cm}^2)$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = 24\text{cm}^2$$

Por lo que se propone un área de acero para refuerzo longitudinal de 7,92 centímetros cuadrados que es equivalente a 4 varillas N° 5 y está dentro del rango del área de acero mínimo y máximo encontrado por medio del ACI. Para detalles en armado de postes y rieles ver los planos adjuntos.

Armado: 4 varillas N° 5 más estribos N° 2 @ 10 centímetros

2.6.5. Diseño de vigas

Las vigas son los elementos más importantes de la superestructura puesto que transmiten las cargas extremas transversales de la carga muerta de la superestructura y de la carga viva así como las fuerzas por impacto producidas por el tránsito vehicular, provocando en la viga momentos flexionantes y fuerzas cortantes en su longitud. Las vigas, en combinación con los diafragmas, son los elementos encargados de estabilizar la superestructura para el tránsito vehicular, también proporcionar rigidez torsional para cargas laterales, como la carga sísmica.

El número de vigas a utilizar dependerá del ancho de calzada, para este caso, serán dos vigas simétricas en geometría con una luz libre de 1,40 metros. El cálculo de los momentos máximos por carga móvil ocurre en la carga más cercana al centro de gravedad cuando ésta se encuentra tan lejos del soporte como su centro de gravedad respecto al otro.

El peralte de la viga se dimensiona con base en la tabla 2.5.2.6.3-1 de las Normas AASHTO de la siguiente manera:

$$H_V=0,065L$$

Donde:

H_v = altura de la viga (m)

L = longitud del tramo (m)

Determinando el peralte de la viga:

$$H_v = 0,065(18) = 1,17 \text{ m} \approx 1,20 \text{ m}$$

Para la base de la viga se procura una relación de 2 a 1, así:

$$H = 2B$$

Donde:

H_v = altura de la viga (m)

B = base de la viga (m)

$$B = \frac{H_v}{2} = \frac{1,20\text{m}}{2} = 0,60 \text{ m}$$

2.6.5.1. Cálculo del momento por carga muerta

La principal carga muerta es el peso propio de la estructura. Sus valores se obtienen considerando el peso específico del material de la estructura y el volumen de la estructura.

Integración de cargas:

$$W_{\text{losa+barandas}} = 801,6 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{viga}} = (1,20)(0,60)(2\ 400)$$

$$W_{\text{viga}} = 1\ 728\ \text{kg/m}$$

$$W_{\text{dext}} = (0,60)(0,30)(2\ 400)(2)$$

$$W_{\text{dext}} = 864\ \text{kg/m}$$

$$W_{\text{CM}} = W_{\text{losa+barandas}} + W_{\text{viga}} + W_{\text{dext}}$$

$$W_{\text{CM}} = 801,6\ \text{kg/m} + 1\ 728\ \text{kg/m} + 864\ \text{kg/m}$$

$$W_{\text{CM}} = 3\ 393,6\ \text{kg/m}$$

Cálculo de cargas producido por el diafragma interior:

$$P_{\text{dint}} = W_{\text{dint}} \times S$$

Donde:

P_{dint} = carga producida por el diafragma interior (kg)

W_{dint} = Peso de diafragma interior (kg/m)

S = luz libre entre vigas (m)

$$P_{\text{dint}} = W_{\text{dint}} \times S$$

$$P_{\text{dint}} = (0,90)(0,30)(2\ 400)(1,40)$$

$$P_{\text{dint}} = 907,2\ \text{kg}$$

Cálculo del momento por carga muerta:

$$M_{CM} = \frac{W_{CM} \times L^2}{8} + P_{d_{int}} \times a$$

Donde:

M_{CM} = momento debido a la carga muerta (kg-m)

W_{CM} = peso distribuido de la carga muerta (kg/m)

L = luz del puente (m)

$P_{d_{int}}$ = carga producida por el diafragma interior (kg)

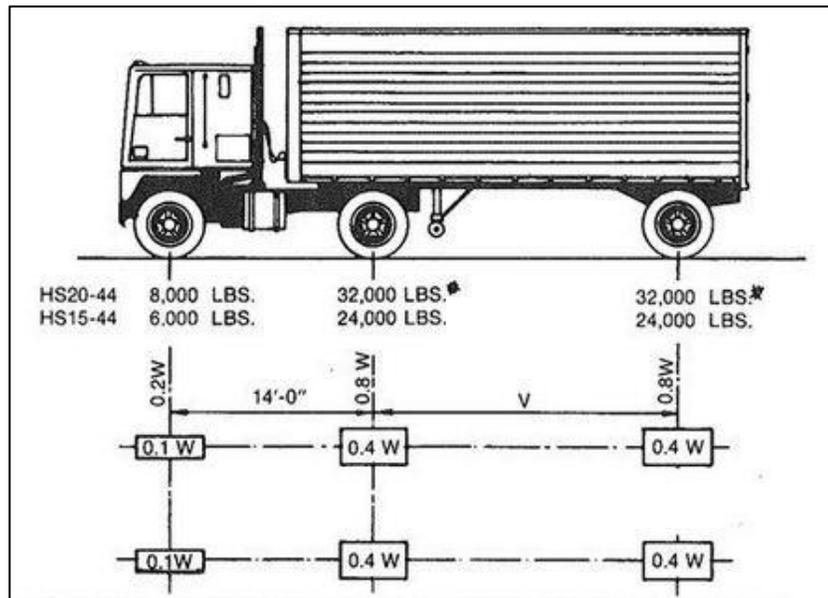
a = distancia del diafragma interior a cualquier apoyo (m)

$$M_{CM} = \frac{W_{CM} \times L^2}{8} + P_{d_{int}} \times a$$
$$M_{CM} = \frac{\left(3\,393,6 \text{ kg/m} \right) (18\text{m})^2}{8} + (907,2\text{kg})(9\text{m})$$
$$M_{CM} = 145\,605,6\text{kg-m}$$

2.6.5.2. Cálculo del momento por carga viva

Son aquellas debidas al uso u ocupación de la construcción y que la identifican. Incluyen personas, objetos móviles o divisiones que puedan cambiar de sitio.

Figura 3. Características del camión de diseño HS15-44



Fuente: Normas AASHTO.

El camión de diseño para el puente será el HS15-44 con las características mostradas en la figura 3, en donde el ancho promedio es de 6 pies y la distancia de los ejes traseros varía desde 14 pies hasta 30 pies. Para el diseño se escogió 14 pies o, el equivalente a metros de 4,27 metros puesto que es lo recomendado por las Normas AASHTO.

Fracción de carga (F_q)

Como la separación entre vigas es de $S = 2 \text{ m} < 1,80 \text{ m}$ la carga sobre cada viga será la reacción de las cargas por rueda, según AASHTO 3.23.4.3.

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

Donde:

F_q = fracción de carga

S = luz libre entre vigas (m)

$$F_q = \frac{S}{1,75} = \frac{1,40}{1,75} = 0,80$$

Carga por eje:

$$q_e = P \times F_q$$

Donde:

q_e = carga por eje (kg)

P = carga de eje trasero o delantero (kg)

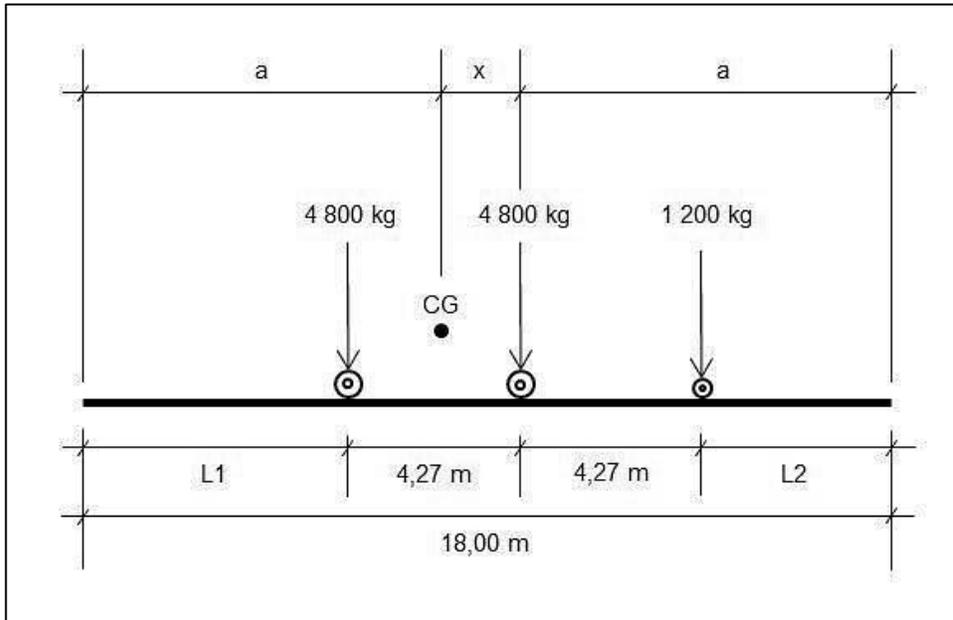
F_q = fracción de carga

$$q_{e_{\text{trasera}}} = 0,4WF_q = 0,4(15\ 000)(0,80) = 4\ 800\ \text{kg}$$

$$q_{e_{\text{delantera}}} = 0,1WF_q = 0,1(15\ 000)(0,80) = 1\ 200\ \text{kg}$$

El cálculo de los momentos máximos por carga móvil ocurre en la carga más cercana al centro de gravedad cuando ésta se encuentra tan lejos del soporte como su centro de gravedad respecto al otro, por lo tanto es necesario encontrar los valores de a y de x haciendo sumatoria de momentos en el centro de gravedad.

Figura 4. Centro de gravedad de camión HS15-44



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Cálculo de x:

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

$$(4\ 800)(x) + (1\ 200)(x + 4,27) - (4\ 800)(4,27 - x) = 0$$

$$10\ 800\ x = 15\ 372$$

$$x = 1,42\ \text{m}$$

Cálculo de a:

$$L = 2a + x$$

$$18 = 2a + 1,42$$

$$a = 8,29\ \text{m}$$

Cálculo de L1 y L2:

$$L_1 = a + x - 4,27 = 8,29 \text{ m} + 1,42 \text{ m} - 4,27 \text{ m}$$

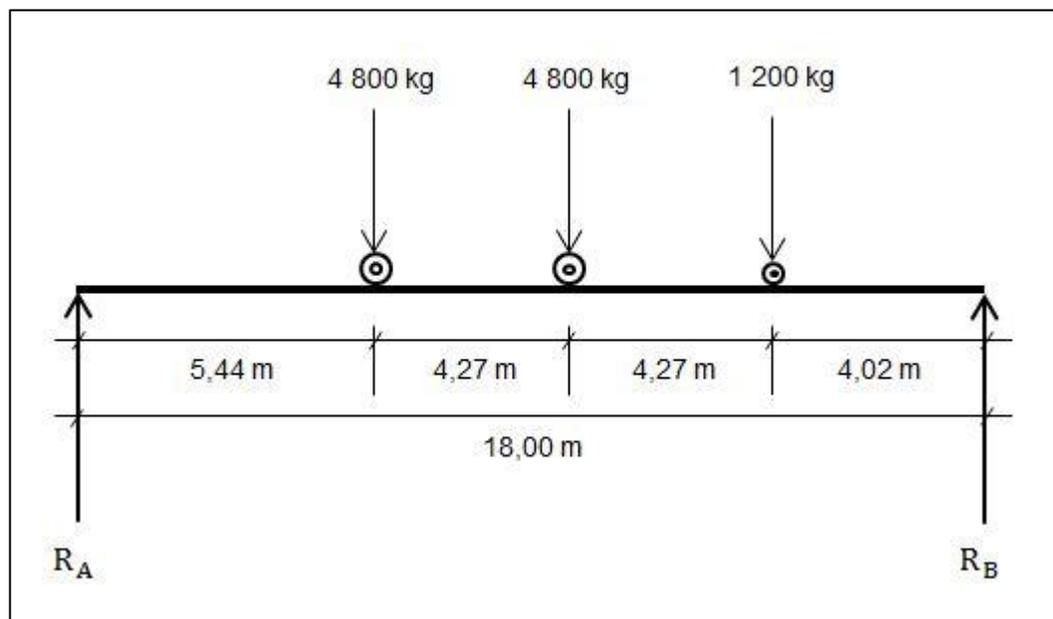
$$L_1 = 5,44 \text{ m}$$

$$L_2 = a - 4,27 = 8,29 \text{ m} - 4,27 \text{ m}$$

$$L_2 = 4,02 \text{ m}$$

Por lo que el eje trasero del camión semirremolque HS15-44 se encuentra a 5,44 metros de distancia del apoyo y el eje delantero se encuentra a 4,02 metros de distancia del otro apoyo, de donde se calcula las reacciones en los apoyos para determinar el diagrama de corte y momento en la viga, como se ilustra en la figura 5.

Figura 5. **Diagrama de carga viva sobre viga**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Cálculo de las reacciones, sumatoria de momentos en $R_B = 0$ y sumatoria de fuerzas verticales igual a cero.

$$\sum F_Y = 0 \uparrow \downarrow$$

$$R_A + R_B = 4\,800 + 4\,800 + 1\,200$$

$$R_A + R_B = 10\,800$$

$$\sum M_B = 0 \curvearrowright \curvearrowleft$$

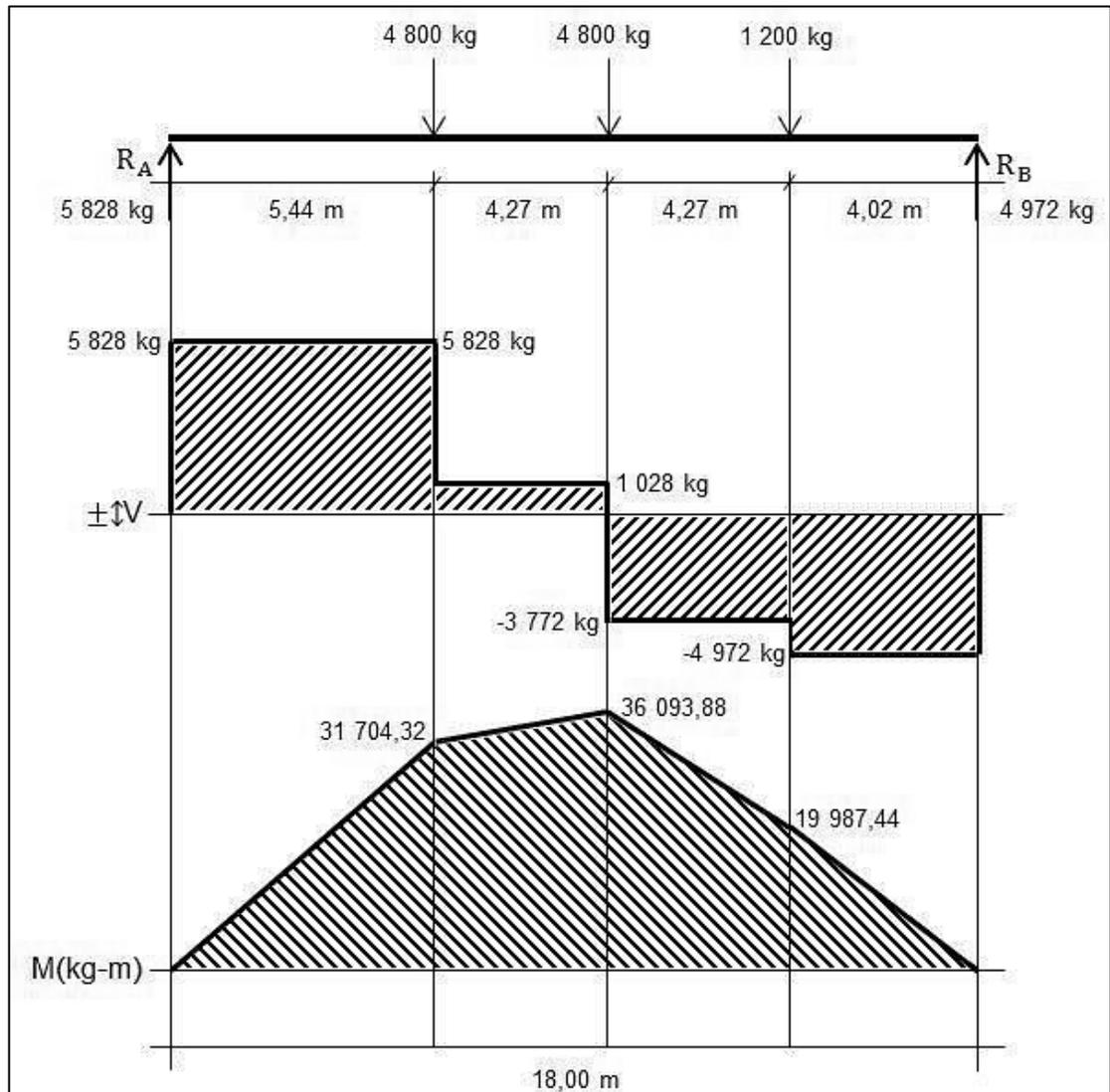
$$18R_A - (4\,800)(12,56) - (4\,800)(8,29) - (1\,200)(4,02) = 0$$

$$R_A = 5\,828 \text{ kg}$$

$$R_B = 4\,972 \text{ kg}$$

Con estos datos se encuentran los diagramas de corte y momento de carga viva, como se muestra en la siguiente figura.

Figura 6. Diagrama de corte y momento de carga viva



Fuente: elaboración propia, con programa de Microsoft Excel 2007.

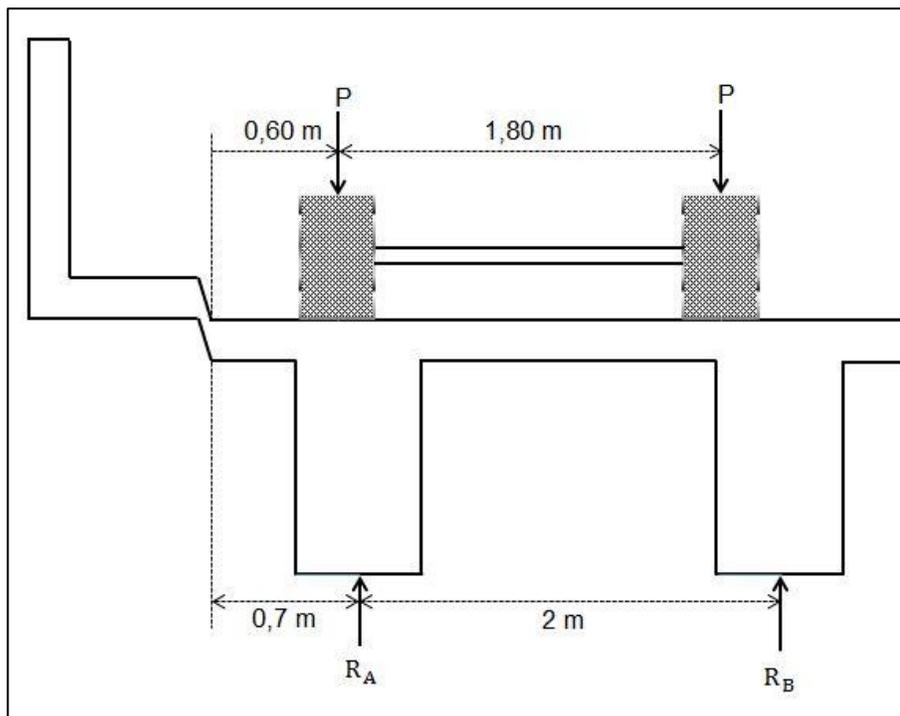
Por lo que el momento máximo en la viga producido por la carga viva es de 36 093,88 kilogramos por metro.

$$M_{CV} = M_{\text{m}\acute{a}\text{x}} = 36\ 093,88 \text{ kg-m}$$

Determinación del factor de distribución

La fracción de la carga de la rueda que absorbe cada viga se determina mediante la posición del camión de diseño, AASHTO recomienda que esta posición sea a 600 milímetros desde la cara de la acera, como se aprecia en la siguiente figura:

Figura 7. **Análisis de diafragma para factor de distribución**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Cálculo del factor de distribución, sumatoria de momentos en RB.

$$\sum M_{R_B} = 0 \cup +$$

$$2R_A - (2,1)P - (0,3)P = 0$$

$$R_A = \frac{2,4}{2} P = 1,2P$$

$$\therefore R_A = F_d$$

$$F_d = 1,2$$

2.6.5.3. Cálculo del momento por impacto

Este momento está especificado como un porcentaje de la carga viva y debe ser menor o igual al 30 por ciento de la carga viva de acuerdo con AASHTO 3.8.2.1.

$$I = \frac{15}{L+38} \leq 0,30$$

Donde:

I = porcentaje de carga debido al impacto

L = luz libre de vigas (m)

$$I = \frac{15}{L+38} \leq 0,30$$

$$I = \frac{15}{18+38} \leq 0,30$$

$$I = 0,27 < 0,30$$

2.6.5.4. Cálculo del momento último

Las especificaciones de los códigos imponen criterios de diseño que permiten que, a pesar de incrementar el armado de los puentes, se mantengan los niveles de ductilidad que son exigidos

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

Donde:

M_U = momento último (kg-m)

M_{CM} = momento producido por la carga muerta (kg-m)

M_{CV} = momento producido por la carga viva (kg-m)

I = factor de incremento producido por el impacto vehicular (%)

F_D = factor de distribución

$$M_U = 1,3 \times \left(M_{CM} + \frac{5}{3} M_{CV} \times I \times F_D \right)$$
$$M_U = 1,3 \times \left(145\,605,6 + \frac{5}{3} (36\,093,88)(1,27)(1,20) \right)$$
$$M_U = 308\,469,27 \text{ kg-m}$$

2.6.5.5. Cálculo refuerzo longitudinal y transversal en viga

Para el buen desempeño sísmico de una estructura es necesario utilizar una cantidad y una distribución apropiada de acero. Se calcula para refuerzo longitudinal y refuerzo transversal de la viga, datos de diseño para refuerzo:

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

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

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$d = 120 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - (1,27 \text{ cm}^2/2) = 114,36 \text{ cm}$$

$$M_u = 308\,469,27 \text{ kg-m}$$

Para el cálculo del área de refuerzo se ha utilizado la siguiente fórmula:

$$A_s = \left(bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u b}{0,003825 f'_c}} \right) 0,85 \frac{f'_c}{f_y}$$

Donde:

A_s = área de acero requerido (cm^2)

b = base de viga (cm)

d = peralte efectivo (cm)

M_u = momento último requerido (kg-m)

f'_c = resistencia del concreto (kg/cm^2)

f_y = resistencia del acero (kg/cm^2)

$$A_s = \left((60 \cdot 114,36) - \sqrt{(60 \cdot 114,36)^2 - \frac{(308\,469,27)(60)}{0,003825(281)}} \right) 0,85 \left(\frac{281}{4\,200} \right)$$

$$A_s = 79,48 \text{ cm}^2$$

Cálculo de área de acero mínimo:

$$A_{\text{mín}} = \frac{14,1}{f_y} bd$$

Cálculo de área de acero máximo:

$$A_{s \text{ máx}} = 0,5 \rho_b b d$$
$$\rho_b = \frac{0,85 * 0,85 * f'_c * 6 \ 115}{f_y (6 \ 115 + f_y)}$$

Donde:

$A_{\text{mín}}$ = área de acero mínima (cm^2)

$A_{s \text{ máx}}$ = área de acero máxima (cm^2)

f'_c = resistencia del concreto (kg/cm^2)

f_y = resistencia del acero (kg/cm^2)

b = base (cm)

d = peralte (cm)

$$A_{\text{mín}} = \frac{14,1}{4 \ 200} (60 * 114,36) = 23,04 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b = 0,02865643$$

$$A_{s \text{ máx}} = 0,5(0,02865643)(60)(114,36) = 98,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} < A_s < A_{s \text{ máx}}$$

$$23,04 \text{ cm}^2 < 79,48 \text{ cm}^2 < 98,31 \text{ cm}^2$$

Diseño de refuerzo para acero a tensión (cama inferior) $A_s = 79,48 \text{ cm}^2$.

Armado: Usando 4 varillas N° 11, $A_s = 40,24 \text{ cm}^2$

Usando 3 varillas N° 10, $A_s = 24,57 \text{ cm}^2$

Usando 3 varillas N° 8, $A_s = 15,21 \text{ cm}^2$

Total área de acero cubierto = $80,02 \text{ cm}^2$

Diseño de refuerzo para acero a compresión A_{sc} (cama superior)

Para el refuerzo a compresión se utilizará el 33 por ciento del área de acero a tensión, que se deberá chequear con el área de acero mínimo.

$$A_{sc} = 0,33A_s$$
$$A_{sc} = 0,33(79,48 \text{ cm}^2)$$
$$A_{sc} = 26,23 \text{ cm}^2$$

Chequeo con $A_{s \text{ min}}$:

$$A_{sc} \geq A_{s \text{ min}}$$
$$26,23 \text{ cm}^2 > 23,04 \text{ cm}^2$$

Armado: 5 varillas N° 8

Diseño de refuerzo adicional (intermedio)

No se debe dejar espacios mayores a un pie entre las camas de refuerzo superior e inferior por lo que debe de agregarse refuerzo adicional en la zona intermedia y se calcula de la siguiente manera:

5,29 centímetros cuadrados por cada metro de alto, entonces:

$$A_{s \text{ int}} = \frac{1,2\text{m} * 5,29 \text{ cm}^2}{1\text{m}}$$
$$A_{s \text{ int}} = 6,35 \text{ cm}^2$$

Armado: 4 varillas N° 5

Cálculo del refuerzo transversal

Cálculo del cortante por carga muerta

El esfuerzo cortante máximo se obtiene en los apoyos y se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$V_{CM} = W_{CM} \times \frac{L}{2} + \frac{\sum P'}{N}$$

Donde:

V_{CM} = corte por carga muerta (kg)

W_{CM} = peso de carga muerta (kg/m)

L = luz entre apoyos (m)

$\sum P'$ = sumatoria de carga muerta de diafragmas (kg)

N = número de apoyos

$$V_{CM} = W_{CM} \times \frac{L}{2} + \frac{\sum P'}{N}$$
$$V_{CM} = (3\,393,6) \left(\frac{18}{2} \right) + \frac{1\,209,6 + 907,2}{2}$$
$$V_{CM} = 31\,600,8 \text{ kg}$$

Cálculo del corte por sobrecarga

El corte máximo por sobrecarga ocurre cuando la carga mayor del camión HS15-44 se encuentra sobre el apoyo por lo que se hace sumatoria de momentos en la reacción en B, como se muestra en la figura 8.

$$\sum M_{R_B} = 0 \cup +$$

$$18R_A - (4\,800)(18) - (4\,800)(9,46+4,27) - (1\,200)(9,46) = 0$$

$$R_A = 9\,092 \text{ kg}$$

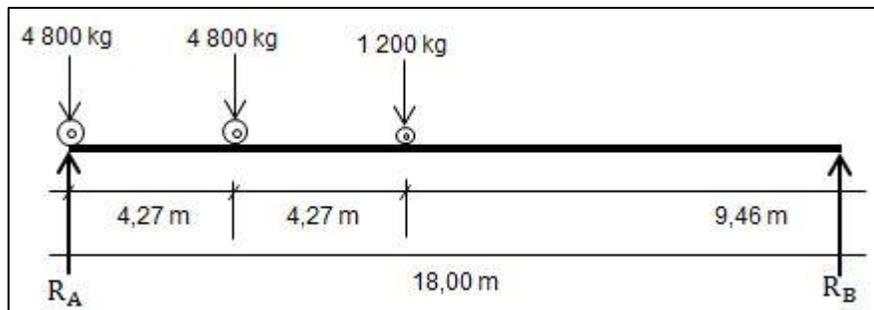
$$\sum F_Y = 0 \pm \updownarrow$$

$$R_A + R_B - 4\,800 - 4\,800 - 1\,200 = 0$$

$$R_B = 1\,708 \text{ kg}$$

$$V_{cu\,cv} = 9\,092 \text{ kg}$$

Figura 8. **Cálculo del cortante máximo por sobrecarga**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Cálculo de corte por impacto

$$I = \frac{15}{L+38} \leq 0,30$$

$$I = \frac{15}{18+38} \leq 0,30$$

$$I = 0,27 < 0,30$$

Cálculo cortante último:

$$V_U = 1,30 \left(V_{CM} + \frac{5}{3} V_{CVI} \right)$$
$$V_U = 1,30 \left(31\,600,8 + \frac{5}{3} (9\,092) (1,27) \right)$$
$$V_U = 66\,099,19 \text{ kg}$$

Cálculo del corte que resiste el concreto:

$$V_{C_{\text{máx}}} = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

Donde:

$V_{C_{\text{máx}}}$ = cortante máximo del concreto (kg)

f'_c = resistencia del concreto a compresión (kg/cm²)

b = base (cm)

d = peralte (cm)

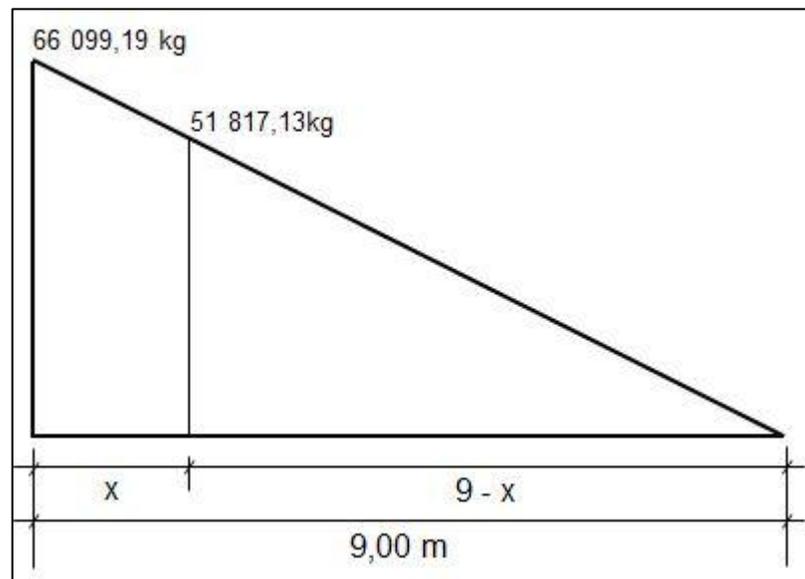
$$V_{C_{\text{máx}}} = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$
$$V_{C_{\text{máx}}} = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{281} \times 60 \times 114,36$$
$$V_{C_{\text{máx}}} = 51\,817,13 \text{ kg}$$

Chequeo al refuerzo cortante:

$$V_U < V_{C_{\text{máx}}}$$
$$V_U > V_{C_{\text{máx}}}$$
$$66\,099,19 \text{ kg} > 51\,817,13 \text{ kg}$$

Como el corte último producido por el paso del vehículo es mayor al corte máximo que resiste la viga, se debe de diseñar refuerzo para corte.

Figura 9. **Relación entre cortante actuante y cortante último**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

X es la distancia que el concreto no resiste el corte actuante o último, (9 – x) es la distancia que resiste por sí solo el corte, en donde se diseña con $A_{s_{min}}$. Entonces, por relación de triángulos, se obtiene las distancias para diseñar el refuerzo a corte que se produce en la viga.

$$\frac{9}{66\ 099,19} = \frac{9-x}{51\ 817,13}$$
$$x=1,95m$$

Espaciamiento máximo con estribos N° 4

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = \frac{114,36}{2} = 57,18 \cong 55 \text{ cm}$$

Espaciamiento donde el concreto no resiste el corte actuante:

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_n - V_r}$$

Donde:

S = espaciamento de estribos (cm)

A_v = dos veces área de varilla para estribo (varilla N° 4)

F_y = resistencia última requerida a tensión del acero (kg/cm^2)

D = peralte (cm)

V_r = corte máximo resistente (kg)

V_n = esfuerzo de corte nominal (kg)

En donde V_n es igual a:

$$V_n = \frac{V_a}{0,85}$$

Donde:

V_n = esfuerzo de corte nominal (kg)

V_a = esfuerzo de corte máximo actuante (kg)

$$V_n = \frac{V_a}{0,85}$$

$$V_n = \frac{66\ 099,19}{0,85}$$

$$V_n = 77\ 763,75\text{kg}$$

$$S = \frac{2A_v f_y d}{V_n - V_r}$$

$$S = \frac{2(1,27)(4\ 200)(114,36)}{77\ 763,75 - 51\ 817,13}$$

$$S = 47,02\text{cm} \sim 45\text{cm}$$

Los dos valores encontrados de espaciamiento, sobrepasan los límites establecidos para corte en vigas de gran peralte por lo que se utilizará un S de 30 centímetros como lo establece la norma ACI 318-05 en sección 21.3.3.2. Se debe tener en cuenta que el primer estribo cerrado de confinamiento, debe estar situado a no más de 50 milímetros de la cara del elemento de apoyo, según ACI 318-05 en la sección 21.3.3.2.

Armado refuerzo transversal:

Se colocarán estribos N° 4 @ 10 centímetros en un espacio de 2,5 metros en ambos extremos de las vigas del puente; para el resto de la viga se colocará estribos N° 4 @ 30 centímetros y el primer estribo cerrado de confinamiento N° 4 se ubicará a no más de 5 centímetros de la cara del elemento de apoyo, o sea, para los cuatro apoyos de las dos vigas.

Para tener mejor referencia de la ubicación de estribos, ver los planos adjuntos del proyecto.

2.6.6. Diseño de diafragmas

Los diafragmas se pueden clasificar como diafragmas internos y diafragmas externos y para el diseño de estos se consideró las normas AASHTO 5.13.2.2.

- Si la luz entre los apoyos es mayor a 40 pies (12,19 m) se debe colocar diafragmas en el punto medio o en los tercios de la luz.
- Se colocará diafragmas en los extremos de las vigas T y de las vigas rectangulares para resistir cargas laterales y mantener la geometría de la sección.
- El ancho normal para los diafragmas interiores y exteriores será de 30 centímetros.
- El alto del diafragma interior deberá ser 3/4 de la altura de la viga principal y no menos que 50 centímetros.
- El alto del diafragma exterior deberá ser 1/2 de la altura de la viga principal y no menos que 50 centímetros.

2.6.6.1. Diseño de diafragma interno

La principal función de los diafragmas es proveer rigidez torsional a la sección transversal del puente, ayudar a distribuir las cargas laterales, como la carga de viento y la carga sísmica, y mantener la geometría de la sección.

$$H_{d_{int}} = \frac{3}{4} H_V$$

Donde:

$H_{d\text{int}}$ = altura de diafragma interno (m)

H_V = altura de viga (m)

$$H_{d\text{int}} = \frac{3}{4} H_V$$

$$H_{d\text{int}} = \frac{3}{4} (1,20)$$

$$H_{d\text{int}} = 0,90 \text{ m}$$

$$B = 0,30 \text{ m}$$

La función de los diafragmas internos es de aportar rigidez torsional y mantener la geometría de la estructura por lo que no se considera que soporten cargas verticales, entonces, se diseñan con acero mínimo.

Cálculo de área de acero mínimo:

$$A_{\text{mín}} = \frac{14,1}{f_y} bd$$

Donde:

$A_{\text{mín}}$ = área de acero mínimo (cm^2)

f_y = resistencia del acero (kg/cm^2)

b = base (cm)

d = peralte (cm)

$$A_{\text{mín}} = \frac{14,1}{f_y} (30)(85)$$

$$A_{\text{mín}} = 12,8 \text{ cm}^2$$

Propuesta armado refuerzo longitudinal: colocar 2 varillas N° 9 en cama superior y cama inferior.

Diseño de refuerzo adicional (intermedio)

No se debe dejar espacios mayores entre las camas de refuerzo superior e inferior por lo que debe de agregarse refuerzo adicional en la zona intermedia y se calcula de la siguiente manera:

5,29 centímetros cuadrados por cada metro de alto, entonces:

$$A_{s_{int}} = \frac{0,9m * 5,29cm^2}{1m}$$
$$A_{s_{int}} = 4,76 \text{ cm}^2$$

Armado: 2 varillas N° 6

Refuerzo a corte

Según Código ACI 318-05, sección 21.3.3, se debe considerar que cuando no se requiere estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento. El refuerzo de espaciamiento a corte también será el mínimo a espaciamiento máximo permitido, de la siguiente manera:

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{d}{2}$$

Donde:

$S_{\text{máx}}$ = espaciamiento máximo permitido (cm)

d = peralte (cm)

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2}$$

$$S_{\text{máx}} = \frac{85}{2}$$

$$S_{\text{máx}} = 42,5 \text{ cm}$$

Armado: estribos más eslabones N° 3 @ 35 centímetros

2.6.6.2. Diseño de diafragma externo

La función de los diafragmas externos es de aportar rigidez torsional y mantener la geometría de la estructura por lo que no se considera que soporten cargas verticales, entonces, se diseñan con acero mínimo.

$$H_{\text{dext}} = \frac{1}{2} H_V$$

Donde:

H_{dext} = altura de diafragma externo (m)

H_V = altura de viga (m)

$$H_{\text{dext}} = \frac{1}{2} H_V$$

$$H_{\text{dext}} = \frac{1}{2} (1,20)$$

$$H_{d_{ext}} = 0,60 \text{ m}$$

$$B = 0,30 \text{ m}$$

Cálculo de área de acero mínimo:

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

Donde:

A_{\min} = área de acero mínimo (cm^2)

f_y = resistencia del acero (kg/cm^2)

b = base (cm)

d = peralte (cm)

$$A_{\min} = \frac{14,1}{f_y} (30)(55)$$

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

Propuesta armado refuerzo longitudinal: colocar 2 varillas N° 8 en cama superior y cama inferior.

Diseño de refuerzo adicional (intermedio)

No se debe dejar espacios mayores entre las camas de refuerzo superior e inferior por lo que debe de agregarse refuerzo adicional en la zona intermedia y se calcula de la siguiente manera:

5,29 centímetros cuadrados por cada metro de alto, entonces:

$$A_{s_{int}} = \frac{0,6m * 5,29cm^2}{1m}$$
$$A_{s_{int}} = 3,17 \text{ cm}^2$$

Armado: 2 varillas N° 6

Refuerzo a corte

Según Código ACI 318-05, sección 21.3.3, se debe considerar que cuando no se requiere estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento. El refuerzo de espaciamiento a corte también será el mínimo a espaciamiento máximo permitido, de la siguiente manera:

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{d}{2}$$

Donde:

$S_{m\acute{a}x}$ = espaciamiento máximo permitido (cm)

d = peralte (cm)

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{d}{2}$$

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{55}{2}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 27,5 \text{ cm}$$

Armado: estribos más eslabones N° 3 @ 25 centímetros

2.7. Diseño de la subestructura

Se define como el conjunto de elementos estructurales diseñados para transmitir las cargas al suelo y para proporcionar estabilidad en toda la estructura, los elementos que componen la subestructura son la cortina, viga de apoyo y los estribos de concreto ciclópeo. Estos elementos se diseñan para soportar los empujes de tierra, la carga muerta, la carga viva, carga de sismo; la integración de las cargas actuantes proporciona los datos para el correcto diseño de los elementos mencionados arriba.

2.7.1. Diseño de la cortina

Se diseña la cortina empotrada sobre la viga de apoyo, se diseña a flexión como viga en voladizo y corte. Las fuerzas que actúan sobre la cortina son: empuje de tierra, fuerza longitudinal y fuerza de sismo y las combinaciones de cargas para el momento crítico serán las del grupo III y del grupo VII de las Normas AASHTO 3.22.1^a. El valor de x debe ser de 2 centímetros por cada metro longitudinal del puente.

$$x=0,02L$$

$$x=0,02(18 \text{ m})$$

$$x=0,36 \text{ m} + 3,8 \text{ cm}=0,398 \text{ m} \approx 0,40 \text{ m}$$

La base de la cortina debe ser como mínimo de 30 centímetros, la altura de la cortina deber ser igual a la altura de la viga principal más el apoyo elastómero.

$$H_C=H_V+H_E$$

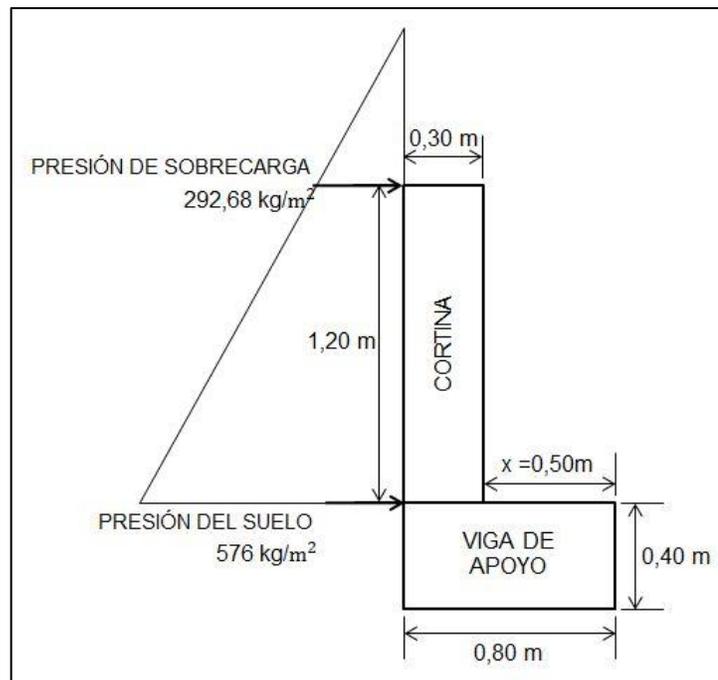
$$H_C = 1,20 \text{ m} + 3,8 \text{ cm} = 1,238 \text{ m} \cong 1,24 \text{ m}$$

La altura de la viga de apoyo debe ser como mínimo de 40 centímetros.

2.7.1.1. Cálculo de empuje de tierra en la cortina

Se procede a calcular el momento de volteo que produce el empuje de la tierra, según AASHTO 3.20 se debe considerar una sobrecarga del suelo del equivalente líquido de 2 pies (0,61 m) de alto, con una presión de 480 kilogramos por metro cúbico.

Figura 10. Diagrama de presiones sobre la cortina



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

El empuje se calculará a como el empuje de la sobrecarga (P_{sob}) calculando a 2 pies a lo largo de todo el alto de la misma más el empuje del suelo (P_s) en la base aplicado al centro de la cortina.

$$F = E_{sob} + E_s$$

Donde:

F = empuje sobre la cortina

E_{sob} = empuje de la sobrecarga

E_s = empuje del suelo

$$E_{sob} = P_{sob} \times H$$

Donde:

E_{sob} = empuje de la sobrecarga

P_{sob} = presión de sobrecarga

H = altura de cortina

$$E_s = P_s \times \frac{H}{2}$$

Donde:

E_s = empuje por el suelo

P_s = presión de suelo

H = altura de cortina

Cálculo de empujes:

$$E_{sob} = P_{sob} \times H = \left(292,68 \text{ kg/m}^2 \right) \times (1,24\text{m}) = 362,92 \text{ kg/m}$$

$$E_s = P_s \times \frac{H}{2} = \left(595,2 \text{ kg/m}^2 \right) \times \left(\frac{1,24\text{m}}{2} \right) = 369,02 \text{ kg/m}$$

$$F = E_{sob} + E_s = 362,92 \text{ kg/m} + 369,02 \text{ kg/m} = 731,94 \text{ kg/m}$$

Cálculo de momentos del empuje:

$$M_{E_{sob}} = (362,92) \times \frac{1}{2} = 181,46 \text{ kg-m}$$

$$M_{E_s} = (369,02) \times \frac{1}{3} = 123 \text{ kg-m}$$

2.7.1.2. Cálculo de fuerza longitudinal

Esta fuerza es producida por las llantas del camión HS15-44 en el aproche y transmitidas hacia la cortina. Debe ser un 5 por ciento de la carga viva y su centro de gravedad a 1,83 metros sobre la capa de rodadura.

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

Donde:

FL = fuerza longitudinal

P = HS15-44 peso del camión, actúa a 6' (1,83 m) sobre el piso de manera que el brazo es 6'+H

H = altura de cortina

$$FL = \frac{0,05(15\ 000)}{2(1,24)}$$

$$FL = 302,5 \text{ kg/m} \times 1\text{m} = 302,5\text{kg}$$

$$\text{Brazo} = 1,83 + 1,24 = 3,07\text{m}$$

Cálculo del momento longitudinal:

$$M_{FL} = (302,5\text{kg})(3,07\text{m}) = 928,68 \text{ kg-m}$$

2.7.1.3. Cálculo de sismo

Se usa un coeficiente sísmico entre 8 y 12 por ciento del peso propio de la cortina, el cual fue estimado por la sección de estudio de puentes de la Dirección General de Caminos de Guatemala. Para este diseño se usará 12 por ciento para un metro lineal de la cortina puesto que es una zona de alto riesgo sísmico.

$$S = 0,12W_c$$

Donde:

S = carga por sismo

W_c = peso de la cortina para 1 metro lineal

$$S = 0,12(1,24\text{m})(0,30\text{m})(1\text{m}) \left(2\ 400 \text{ kg/m}^3 \right)$$

$$S = 107,14\text{kg}$$

$$\text{Brazo} = \frac{H}{2}$$

$$\text{Brazo} = \frac{1,24\text{m}}{2}$$

$$\text{Brazo} = 0,62\text{m}$$

Cálculo del momento producido por sismo:

$$M_s = S \times \text{Brazo}$$

$$M_s = (107,14\text{kg})(0,62\text{m})$$

$$M_s = 66,42\text{kg}\cdot\text{m}$$

2.7.1.4. Cálculo de momentos finales

Según las especificaciones de las Normas AASHTO, se debe de combinar las cargas para momentos de los grupos III y VII para aplicar la combinación más crítica.

$$\text{Grupo III: } 1,3(M_{E_{\text{sob}}} + M_{E_s} + M_{FL})$$

$$\text{Grupo VII: } 1,3(M_{E_{\text{sob}}} + M_{E_s} + M_s)$$

Donde:

$M_{E_{\text{sob}}}$ = momento producido por el empuje de la sobrecarga (kg-m)

M_{E_s} = momento producido por el empuje del suelo (kg-m)

M_{FL} = momento producido por la fuerza longitudinal (kg-m)

M_s = momento producido por sismo (kg-m)

$$\text{Grupo III: } 1,3(181,46 + 123 + 928,68)$$

1 603,08 kg-m

Grupo VII: 1,3(181,46+123+66,42)
482,14 kg-m

Momento máximo crítico = momento por grupo III = 1 603,08 kg-m.

2.7.1.5. Datos de diseño para refuerzo

Se procede a calcular el momento de volteo que produce el empuje de la tierra sobre el estribo y el momento estabilizante que produce el peso de la estructura y el peso que otros elementos pueden producirle.

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2 \\ d = 25 \text{ cm}$$

$$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm}$$

$$M_u = 1\,603,08 \text{ kg-m}$$

Para el cálculo del área de refuerzo se ha utilizado la siguiente fórmula:

$$A_s = \left(bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u b}{0,003825 f'_c}} \right) 0,85 \frac{f'_c}{f_y}$$

Donde:

A_s = área de acero requerido (cm^2)

b = 1 metro lineal de la cortina

d = peralte efectivo (cm)

M_u = momento último requerido (kg-m)

f'_c = resistencia del concreto (kg/cm^2)

f_y = resistencia del acero (kg/cm^2)

$$A_s = 2,56 \text{ cm}^2$$

Cálculo de área de acero mínimo:

$$A_{\text{mín}} = \frac{14,1}{f_y} bd$$

Donde:

$A_{\text{mín}}$ = área de acero mínima (cm^2)

f'_c = resistencia del concreto (kg/cm^2)

f_y = resistencia del acero (kg/cm^2)

b = base (cm)

d = peralte (cm)

$$A_{\text{mín}} = \frac{14,1}{2810} (100 \cdot 25) = 12,54 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s_{\text{mín}}} > A_s$, entonces usar área de acero mínimo.

Armado: utilizar 4 varillas N° 5 y 4 varillas N° 6

2.7.1.6. Refuerzo a corte

Para determinar el refuerzo por corte, según las Normas AASHTO, se debe usar las siguientes ecuaciones para encontrar el esfuerzo por corte producido en la cortina.

Grupo III: $1,3(F+FL)$

Grupo VII: $1,3(F+S)$

Donde:

F = empuje de tierras

FL = fuerza longitudinal

S = sismo

Grupo III: $1,3(731,94+302,5)=1\ 344,77\text{ kg}$

Grupo VII: $1,3(731,94+107,14)=1\ 090,80\text{ kg}$

Utilizar el esfuerzo por corte producido por la ecuación del grupo III que es igual a $V_a = 1\ 344,77\text{ kg}$.

Cálculo del corte que resiste el concreto:

$$V_{C_{\text{máx}}} = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

Donde:

$V_{C_{\text{máx}}}$ = cortante máximo del concreto (kg)

f'_c = resistencia del concreto a compresión (kg/cm²)

b = base (cm)

d = peralte (cm)

$$V_{C_{\text{máx}}} = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_{C_{\text{máx}}} = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{(281)} \times 100 \times 25$$

$$V_{C_{\text{máx}}} = 18\ 879,39\text{ kg}$$

Esfuerzo de corte nominal (V_n) en donde V_n es igual a:

$$V_n = \frac{V_a}{0,85}$$

Donde:

V_n = esfuerzo de corte nominal (kg)

V_a = esfuerzo de corte máximo actuante (kg)

$$V_n = \frac{V_a}{0,85}$$

$$V_n = \frac{1\ 344,77\ \text{kg}}{0,85}$$

$$V_n = 1\ 582,08\ \text{kg}$$

$$V_{C_{\text{máx}}} > V_n$$

$$18\ 879,39\text{kg} \gg 1\ 582,08\ \text{kg}$$

Por lo que el concreto resiste todo el esfuerzo a corte, por lo que se puede diseñar los estribos con el espaciamiento máximo.

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = \frac{25}{2} = 12,5\ \text{cm}$$

Armado: utilizar estribos N° 3 @ 12 centímetros.

2.7.2. Diseño de la viga de apoyo

La viga de apoyo es un elemento estructural que soporta las cargas transmitidas por la superestructura y la cortina, como está empotrada en los

estribos, no soporta flexión por lo que el diseño de la viga de apoyo depende totalmente de la compresión y no flexión, por lo tanto, en refuerzo longitudinal se calcula con refuerzo mínimo y el refuerzo transversal se calcula de la misma forma en que se calcula el estribo en la cortina.

- Dimensionamiento

Los parámetros hacen referencia a que la base debe estar relacionado a la longitud del puente, esto es, por cada metro lineal del puente la base de la viga de apoyo será 2 centímetros más la base de la cortina de apoyo y la altura será como mínimo de 40 centímetros, el dimensionamiento es el siguiente:

H= 40 cm

B= 70 cm

Longitud viga de apoyo= 5 m

2.7.2.1. Cálculo de refuerzo longitudinal

Luego se debe calcular el acero de refuerzo longitudinal, que estará colocado junto al acero de refuerzo en la cama inferior, dicha cantidad de acero se calcula utilizando la siguiente fórmula:

$$A_{\text{mín}} = \frac{14,1}{f_y} bd$$

Donde:

$A_{\text{mín}}$ = área de acero mínima (cm²)

f'_c = resistencia del concreto (kg/cm²)

f_y = resistencia del acero (kg/cm²)

b = base (cm)

d = peralte (cm)

$$A_{\text{mín}} = \frac{14,1}{2 \cdot 810} (70 \cdot 35) = 12,30 \text{ cm}^2$$

Armado: usar 6 varillas N° 5

2.7.2.2. Cálculo de refuerzo transversal

El refuerzo transversal lo constituyen los estribos, la carga muerta total de la superestructura es de 106 661 kilogramos por lo que se distribuye este peso para cada viga de apoyo de la siguiente forma:

$$\text{Peso distribuido} = \frac{\text{carga muerta}}{\text{N}^\circ \text{ de apoyos}}$$

$$\text{Peso distribuido} = \frac{106 \ 661 \text{ kg}}{2}$$

$$\text{Peso distribuido} = 53 \ 330,5 \text{ kg/por apoyo}$$

$$W_{\text{cortina}} = (0,30)(1,20)(5)(2 \ 400) = 4 \ 320 \text{ kg}$$

$$CM_{\text{dist}} = \frac{\text{peso distribuido} + W_{\text{cortina}}}{L_{\text{viga de apoyo}}}$$

$$CM_{\text{dist}} = \frac{53 \ 330,5 \text{ kg} + 4 \ 464 \text{ kg}}{5 \text{ m}} = 11 \ 558,9 \text{ kg/m}$$

Para la carga viva se debe utilizar la carga máxima que sea producida por el eje más pesado del camión de diseño, de la siguiente manera:

$$CV_{\text{eje más pesado}} = 0,8 W$$

$$CV_{\text{eje más pesado}} = 0,8 (15 \ 000 \text{ kg})$$

$$CV_{\text{eje más pesado}} = 12 \ 000 \text{ kg}$$

Para obtener la carga viva total, se debe distribuir ésta sobre toda la longitud de la viga de apoyo y después aplicar los factores de carga, como se describe a continuación:

$$CV_{\text{distribuida}} = \frac{CV_{\text{eje más pesado}}}{L_{\text{viga de apoyo}}}$$

$$CV_{\text{distribuida}} = \frac{12\,000 \text{ kg}}{5 \text{ m}}$$

$$CV_{\text{distribuida}} = 2\,400 \text{ kg/m}$$

$$CV_{\text{total}} = 1,09[1,75(CV)]$$

$$CV_{\text{total}} = 1,09 \left[1,75 \left(2\,400 \text{ kg/m} \right) \right]$$

$$CV_{\text{total}} = 4\,578 \text{ kg/m}$$

Carga última, que también es el cortante último:

$$C_u = CM_{\text{total}} + CV_{\text{total}}$$

$$C_u = 11\,558,9 \text{ kg/m} + 4\,578 \text{ kg/m}$$

$$C_u = 16\,136,9 \text{ kg/m}$$

$$C_u = V_u$$

$$V_u = 16\,136,9 \text{ kg/m}$$

$$V_n = \frac{V_u}{0,85}$$

$$V_n = \frac{16\,136,9}{0,85}$$

$$V_n = 18\,984,59 \text{ kg}$$

Cálculo del corte que resiste el concreto para la viga de apoyo:

$$V_{C_{\text{máx}}} = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

Donde:

$V_{C_{\text{máx}}}$ = cortante máximo del concreto (kg)

f'_c = resistencia del concreto a compresión (kg/cm²)

b = base (cm)

d = peralte (cm)

$$V_{C_{\text{máx}}} = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_{C_{\text{máx}}} = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{(281)} \times 70 \times 37,46$$

$$V_{C_{\text{máx}}} = 19\,802,22 \text{ kg}$$

Como el corte que resiste el concreto de la viga de apoyo es mayor al cortante nominal producido por las cargas de diseño, el refuerzo transversal se diseña con espaciamiento máximo.

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = \frac{37,46}{2} = 18,73 \text{ cm}$$

Armado: utilizar estribos N° 3 @ 15 centímetros.

2.7.3. Diseño de neopreno

Los apoyos elastoméricos proveen de una conexión que permite controlar en un puente o en una determinada estructura, la interacción de las cargas y movimientos entre las vigas y las vigas de apoyo. Transmite las cargas verticales del peso propio de la estructura y las cargas del tráfico libres de tensiones hacia los apoyos.

Los apoyos elastoméricos son parte de un conjunto estructural del puente que permite el desplazamiento normal y absorbe parcialmente la energía de:

- La contracción y dilatación térmica de las vigas del puente
- El peso y la inercia del paso de los vehículos
- Esfuerzos ocasionales sobre la superestructura como colisiones
- Acción de los elementos de la naturaleza
- Desplazamiento durante sismos

De no existir los apoyos, esta energía podría transmitirse a las vigas de apoyo y concentrar esfuerzos en las vigas principales. Estos esfuerzos de tensión, compresión y flexión reducen la vida útil del puente por efecto de la fatiga mecánica de los materiales. La sección vertical del apoyo soporta las cargas verticales, y la horizontal soporta las longitudinales, transversales y rotacionales. Esto último lo hace trabajando en cortante contra las distintas fuerzas que actúan sobre el apoyo distorsionándose lateralmente para permitir el desplazamiento de la viga en cada dirección.

Según el capítulo 14 de las Normas AASHTO, las condiciones de apoyo para un puente, está en función de la longitud de su claro. Para apoyos fijos de claros de 50 pies (15,24 m), no es necesario hacer consideraciones por deflexión, mientras que para claros mayores o iguales a 50 pies, deberán proveerse algún tipo de apoyo especial que tolere mayores niveles de rotación.

Los puentes con claros menores de 50 pies, también pueden apoyarse en dispositivos móviles, consistentes en placas de acero con superficies tersas que tampoco toman en cuenta la deflexión. De acuerdo con el tipo de material del que están hechos, los apoyos pueden clasificarse en metálicos y elastómeros. El uso de apoyos metálicos generalmente se limita a puentes con superestructura de base metálica, mientras que los apoyos elastoméricos se usan independientemente en puentes con superestructura de concreto o metálicas.

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

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

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

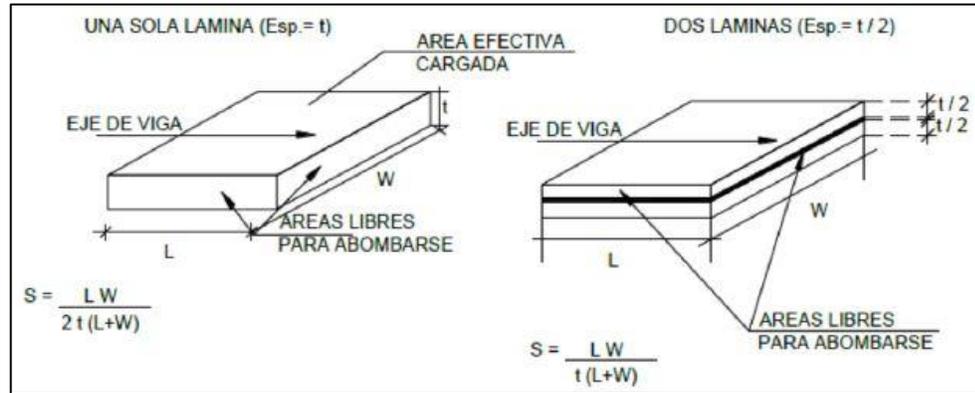
Tabla III. **Módulo de cortante para diferente dureza de elastómero**

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

Fuente: Normas AASHTO capítulo 14 p. 344.

- Revisión de esfuerzos por compresión: si no se previene la deformación por corte, el esfuerzo de compresión promedio $\bar{\sigma}_c$ en cualquier capa no deberá exceder de 1 000 libras por pulgada cuadrada para apoyos reforzados de acero; 800 libras por pulgada cuadrada para apoyos reforzados con acero laminado o cojinetes sencillos.

Figura 11. Detalle de placas de elastómero



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

2.7.3.1. Predimensionamiento

Se realiza con base a recomendaciones y normas ya establecidas, el diseño del apoyo de neopreno está basado en el método A sección 14 de las normas AASHTO.

Datos de diseño

$L = 18 \text{ m}$	$CM = 283\,509 \text{ N}$	$CV = 147\,150 \text{ N}$
Ancho viga = 60 cm	$H_{rec} = 3 \text{ mm}$	$H_{int} = 13 \text{ mm}$
$W_n = 350 \text{ mm}$	$H_{pa} = 2 \text{ mm}$	$N_{pa} = 3$
$L_n = 300 \text{ mm}$	$f_y = 345 \text{ MPa}$	

Propiedades del material de apoyo del neopreno:

- Dureza del elastómero $H_{shore A} = 60$
- Módulo de corte según tabla 14.7.5.2-1, normas AASHTO, $G = 0,90 \text{ Mpa}$.

- $C_d = 0,35$
- Esfuerzo admisible del acero, $F_y = 345 \text{ MPa}$.

El espesor del elastómero exterior o de recubrimiento no debe de ser mayor al 70 por ciento del espesor del elastómero interior:

$$H_{r_{rec}} = 0,70 H_{r_{int}}$$

Donde:

$H_{r_{rec}}$ = espesor del elastómero exterior o de recubrimiento (mm)

$H_{r_{int}}$ = espesor del elastómero interior (mm)

$$H_{r_{rec}} = 0,70 H_{r_{int}}$$

$$H_{r_{rec}} = 0,70(13\text{mm})$$

$$H_{r_{rec}} = 9,1\text{mm}$$

Por lo que el espesor asumido es correcto porque es menor al 70 por ciento del espesor del elastómero interior.

$$H_{r_{rec_{asumido}}} = H_{r_{rec_{m\acute{a}x}}}$$

$$3 \text{ mm} < 9,1\text{mm}$$

Cálculo del factor de forma:

$$S = \frac{L_n \times W_n}{2 \times H_r \times (L_n + W_n)}$$

Donde:

S = factor de forma

L_n = longitud de neopreno (mm)

W_n = ancho de neopreno (mm)

Hr = espesor de neopreno, interior y de recubrimiento (mm)

$$S_{rec} = \frac{300 \times 350}{2 \times 3 \times (300 + 350)}$$

$$S_{rec} = 6,21$$

$$S_{int} = \frac{300 \times 350}{2 \times 13 \times (300 + 350)}$$

$$S_{int} = 26,92$$

2.7.3.2. Cálculo de la deformación por compresión

Se realiza con base a recomendaciones y normas ya establecidas, el chequeo a compresión se calcula por medio de AASHTO 14.7.6.3.2 de donde se compara con los rangos siguientes:

$$\sigma_s \geq 7 \text{MPa}$$

$$\sigma_s \leq 1,0 \times G \times S$$

La fórmula para la compresión es la siguiente:

$$\sigma_s = \frac{CM + CV}{L_n + W_n}$$

Donde:

σ_s = compresión del apoyo elastómero (MPa)

CM+CV = cargas totales (N)

L_n = longitud de neopreno (m)

W_n = ancho de neopreno (m)

$$\sigma_s = \frac{283\,509 + 147\,150}{0,3 \times 0,35}$$

$$\sigma_s = 4\,101\,514,29 \text{ Pa} \approx 4,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 1,0 \times G \times S = 1,0(0,90)(6,21) = 5,50 \text{ MPa}$$

Chequeos

$$\begin{aligned} \sigma_s &\geq 7 \text{ MPa} \\ 4,1 \text{ MPa} &\leq 7 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &\leq 1,0 \times G \times S \\ 4,1 \text{ MPa} &\leq 5,50 \text{ MPa} \end{aligned}$$

2.7.3.3. Cálculo de la deformación por cortante

Se debe calcular el esfuerzo cortante total, para ello se calcula la deformación por corte y se hace uso de la fórmula de las normas AASHTO sección 14.7.6.3.2:

$$hr_{\text{total}} \geq 2\Delta_s$$

Donde:

hr_{total} = espesor de elastómero interior y de recubrimiento (mm)

Δ_s = factor de tasa de cambio (mm)

$$hr_{total}=(2 \times 3)+(2 \times 13)=32 \text{ mm}$$

$$\Delta_t=T_{asumido}-(-18^{\circ}\text{C})=25^{\circ}\text{C}+18^{\circ}\text{C}=43^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta_{contr}=\epsilon \times \Delta_t \times L=(11,7 \times 10^{-6})(43^{\circ}\text{C})(18\,000 \text{ mm})=9,05 \text{ mm}$$

$$\Delta_s=\gamma_{TU} \times \Delta_{contr}=(1,20)(9,05 \text{ mm})=10,87 \text{ mm}$$

$$2\Delta_s=2(10,87 \text{ mm})=21,73 \text{ mm}$$

$$\text{Chequeo: } hr_{total} \geq 2\Delta_s$$

$$32 \text{ mm} \geq 21,73 \text{ mm}$$

2.7.3.4. Verificación de estabilidad

Es importante que la estructura sea estable para que funciones correctamente. Para el cálculo de la estabilidad se usa la fórmula del Código AASHTO sección 14.7.6.3.7:

$$hr_{total} \leq \frac{L_n}{3}$$

$$hr_{total} \leq \frac{W_n}{3}$$

$$hr_{total} = \left(2 \text{placas}_{rec} * \frac{3 \text{ mm}}{1 \text{placa}_{rec}} \right) + \left(2 \text{placas}_{int} * \frac{13 \text{ mm}}{1 \text{placa}_{int}} \right) + \left(3 \text{placas}_{acero} * \frac{2 \text{ mm}}{1 \text{placa}_{acero}} \right)$$

$$hr_{total} = 6 \text{ mm} + 26 \text{ mm} + 6 \text{ mm}$$

$$hr_{total} = 38 \text{ mm}$$

$$\frac{L_n}{3} = \frac{300 \text{ mm}}{3} = 100 \text{ mm}$$

$$\frac{W_n}{3} = \frac{350 \text{ mm}}{3} = 116,67 \text{ mm}$$

Chequeos

$$hr_{total} \leq \frac{L_n}{3}$$

$$38 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm}$$

$$hr_{total} \leq \frac{W_n}{3}$$

$$38 \text{ mm} \leq 116,67 \text{ mm}$$

2.7.3.5. Verificación del refuerzo

Para calcular el refuerzo que debe llevar la estructura se debe chequear el estado límite de servicio y el estado límite de fatiga, como lo propone las Normas AASHTO sección 14.7.6.3.7:

Estado límite de servicio:

$$h_s \geq \frac{3 \times h_{\text{máx}} \times \sigma_s}{f_y}$$
$$\frac{3 \times 13 \text{ mm} \times 4,10 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}} = 0,46 \text{ mm}$$
$$2 \text{ mm} \geq 0,46 \text{ mm}$$

Estado límite de fatiga:

$$h_s \geq \frac{2 \times h_{\text{máx}} \times \sigma_L}{f_y}$$
$$\frac{2 \times 13 \text{ mm} \times 2,1 \text{ MPa}}{165 \text{ MPa}} = 0,33 \text{ mm}$$
$$2 \text{ mm} \geq 0,33 \text{ mm}$$

La base será de neopreno de 0,30 metros x 0,35 metros con una dureza shore 60. Se utiliza 2 placas internas de elastómero de 13 milímetros cada una, más 3 placas de acero de 2 milímetros cada una, más 2 placas de recubrimiento o externas de 3 milímetros cada una para un total de apoyo de 38 milímetros o 3,8 centímetros.

2.7.4. Diseño del estribo

El diseño de las cimentaciones se basa en la interacción del esfuerzo cortante entre la estructura apoyada sobre el terreno para soportar las cargas aplicadas. Para el diseño de la cimentación se debe tomar en cuenta las fuerzas actuantes en dirección vertical hacia abajo debido a las cargas impuestas factoradas usadas en el diseño del puente, estas cargas factoradas se equilibran por una distribución de presiones hacia arriba y ejercidas por los materiales de cimentación y distribuidas sobre el área de cimentación.

Los estribos son los apoyos externos del puente, que además de soportar las fuerzas ejercidas por la superestructura debe de contener el material de relleno de los terraplenes de acceso hacia el puente que, a su vez, provoca el empuje del suelo. Los estribos por gravedad cumplen satisfactoriamente la demanda en el diseño puesto que la altura total del puente no supera los 6 metros. Además, se diseñó para un metro lineal en el sentido perpendicular al tráfico para ser de concreto ciclópeo debido a los costos y por el hecho de que trabajan como muros de gravedad.

Datos de diseño:

Presión de sobrecarga de relleno: 480 kilogramos por metro cúbico

Peso de concreto armado: 2 400 kilogramos por metro cúbico

Peso de concreto ciclópeo: 2 700 kilogramos por metro cúbico

Peso del suelo: 1 530 kilogramos por metro cúbico

Esfuerzo cortante del suelo (V_s): 35 556,45 kg/m²

W_t : 26 774,20 kg/m

W_{cm} : 22 196,20 kg/m

W_{cv} : 4 578 kg/m

Tabla IV. **Geometría para estribos del puente**

Estribo izquierdo en la dirección de la corriente del río		Estribo derecho en la dirección de la corriente del río	
Altura (m)	3,50	Altura (m)	4,75
Base (m)	1,95	Base (m)	2,60

Fuente: elaboración propia.

Los cálculos para el estribo del puente se han hecho para un metro lineal perpendicular a la viga de apoyo.

Para cualquiera de las combinaciones de cargas en el estribo, se utilizarán las siguientes fórmulas para verificar que los valores obtenidos estén dentro de los rangos presentados por cada combinación, las fórmulas son las siguientes:

Estabilidad de la estructura al volcamiento

$$\frac{M_E}{M_V} > 1,50$$

Donde:

M_E = momento de estabilizante (kg-m)

M_V = momento de volteo (kg-m)

Estabilidad de la estructura al deslizamiento

$$\frac{0,50 \times W}{E} > 1,50$$

Donde:

W = peso de la subestructura (kg)

E = empuje (kg)

Presiones sobre el terreno

$$P = \frac{W}{A} \left(1 \pm \frac{6 \times e}{b} \right)$$

$$P_{\text{mín}} > 0$$

$$P_{\text{máx}} < V_s$$

Donde:

W = peso de la subestructura (kg)

A = área (m²)

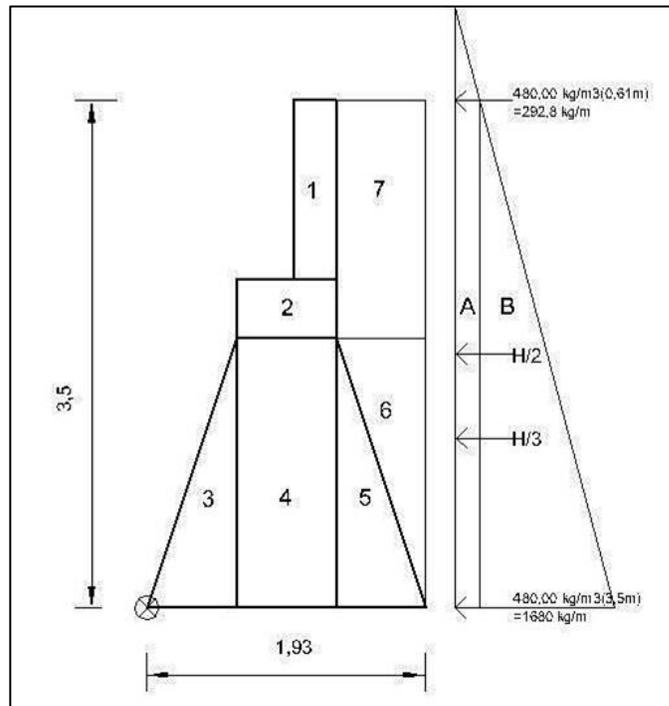
e = excentricidad (m)

b = base (m)

2.7.4.1. Diseño del estribo izquierdo conforme a la dirección de la corriente del río

El momento de volteo es producido por el empuje de tierras sobre el estribo colocando un pivote en el extremo derecho sobre la cimentación para hacer los cálculos del momento estabilizante. Como se muestra en la figura 12.

Figura 12. Geometría y diagrama de presiones en estribo izquierdo



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Tabla V. Momento de volteo en estribo izquierdo

Sección	H (m)	Presión (kg/m)	Empuje (kg)	Brazo (m)	Mv (kg-m)
A	3,50	292,80	1 024,80	1,75	1 793,40
B	1,75	1 680,00	2 940,00	1,17	3 430,00
		ΣE	3 964,80	ΣMv	5 223,40

Fuente: elaboración propia.

Tabla VI. **Momento estabilizante en estribo izquierdo**

Sección	Dimensiones		Área (m ²)	P Vol	Peso W (kg)	Brazo (m)	Me (kg-m)
1	0,30	1,24	0,37	2 400,00	892,80	1,16	1 037,88
2	0,70	0,40	0,28	2 400,00	672,00	0,96	646,80
3	0,61	1,86	0,57	2 700,00	1 537,99	0,41	628,01
4	0,70	1,86	1,30	2 700,00	3 515,40	0,96	3 383,57
5	0,61	1,86	0,57	2 700,00	1 537,99	1,52	2 332,61
6	0,61	1,86	0,57	1 530,00	871,53	1,72	1 499,75
7	0,61	1,64	1,00	1 530,00	1 536,89	1,62	2 487,83
				ΣW	10 564,59	ΣMe	12 016,46

Fuente: elaboración propia.

2.7.4.1.1. **Diseño del estribo izquierdo sin superestructura**

Se analiza como muro de contención por gravedad sin contar las cargas que se produzcan en la superestructura, como la carga muerta por el peso propio de la superestructura y la carga viva producida por automotores.

Verificación del diseño por deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = \frac{W}{E} > 1,50$$

$$\text{Deslizamiento} = \frac{10\ 554,59}{3\ 964,80}$$

$$\text{Deslizamiento} = 2,66$$

$$2,66 > 1,50$$

Verificación del diseño por volteo

$$\text{Volteo} = \frac{M_E}{M_V} > 1,50$$

$$\text{Volteo} = \frac{12\ 016,46}{5\ 223,40}$$

$$\text{Volteo} = 2,30$$

$$2,30 > 1,50$$

Verificación del diseño por presión

Se analiza la excentricidad en la transmisión de las presiones hacia el suelo, por lo que existirá una diferencia de presiones en el mismo, como se observa en la figura 13.

$$a = \frac{M_E - M_V}{W}$$

Donde:

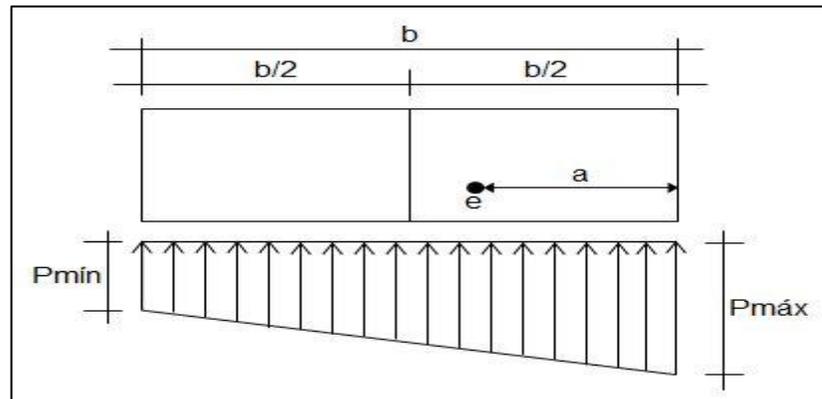
a = distancia de la excentricidad (m)

M_E = momento estabilizante (kg-m)

M_V = momento de volteo (kg-m)

W = peso de la subestructura (kg)

Figura 13. Diagrama de excentricidad del estribo



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$a = \frac{M_E - M_V}{W}$$

$$a = \frac{12\ 016,46 - 5\ 223,40}{10\ 564,59}$$

$$a = 0,64\ \text{m}$$

Chequeo
 $3a > b$

Donde:

a = distancia de la excentricidad (m)

b = base del estribo (m)

$$3a > b$$

$$3(0,64) > 1,92$$

$$1,93 > 1,92$$

Cálculo de la excentricidad:

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

Donde:

e = excentricidad (m)

b = base del estribo (m)

a = distancia de la excentricidad (m)

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

$$e = \frac{1,92}{2} - 0,64$$

$$e = 0,32 \text{ m}$$

$$P = \frac{W}{A} \left(1 \pm \frac{6 \times e}{b} \right)$$

$$P_{\text{mín}} = \frac{W}{A} \left(1 - \frac{6 \times e}{b} \right) > 0$$

$$P_{\text{mín}} = \frac{10\,564,59}{1,92 \times 1,00} \left(1 - \frac{6 \times 0,32}{1,92} \right)$$

$$P_{\text{mín}} = 22,86 \text{ kg/m}^2$$

$$22,86 \text{ kg/m}^2 > 0$$

$$P_{\text{máx}} = \frac{W}{A} \left(1 + \frac{6 \times e}{b} \right) < V_s$$

$$P_{\text{máx}} = \frac{10\,564,59}{1,92 \times 1,00} \left(1 + \frac{6 \times 0,32}{1,92} \right)$$

$$P_{\text{máx}}=10\,953,33 \text{ kg/m}^2$$

$$10\,953,33 \text{ kg/m}^2 < 35\,556,45 \text{ kg/m}^2$$

2.7.4.1.2. Diseño del estribo izquierdo con superestructura

Definida la geometría del estribo, se procede a diseñarlo. Se debe tomar en cuenta la carga viva y la carga muerta para verificar si el muro resiste al agregarle el peso de las cargas que tendrá que soportar.

$$M_{W_t}=W_t \times \text{brazo}$$

$$M_{W_t}=26\,774,20 \times \left(\frac{1,92}{2}\right)$$

$$M_{W_t}=25\,770,17 \text{ kg-m}$$

Momento estabilizante 2 (M_{E_2}):

$$M_{E_2}=M_{W_t}+M_E$$

$$M_{E_2}=25\,770,17 \text{ kg-m}+12\,016,46 \text{ kg-m}$$

$$M_{E_2}=37\,786,63 \text{ kg-m}$$

Verificación del diseño por deslizamiento

$$\text{Deslizamiento}=\frac{(W_t+W)}{E} > 1,50$$

$$\text{Deslizamiento}=\frac{(26\,774,20+10\,564,59)}{3\,964,80}$$

$$\text{Deslizamiento}=9,42$$

$$9,42 > 1,50$$

Verificación del diseño por volteo

$$\text{Volteo} = \frac{M_{E_2}}{M_V} > 1,50$$

$$\text{Volteo} = \frac{37\,786,63}{5\,223,40}$$

$$\text{Volteo} = 7,23$$

$$7,23 > 1,50$$

Verificación del diseño por presión

$$3a > b$$

$$a = \frac{M_{E_2} - M_V}{W_t + W}$$

$$a = \frac{37\,786,63 - 5\,223,40}{26\,774,20 + 10\,564,59}$$

$$a = 0,87$$

$$3(0,87) > 1,92$$

$$2,62 > 1,92$$

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

$$e = \frac{1,92}{2} - 0,87$$

$$e = 0,09$$

$$P = \frac{W_t + W}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

$$P_{\min} = \frac{W_t + W}{A} \left(1 - \frac{6e}{b} \right) > 0$$

$$P_{\min} = \frac{26\,774,20 + 10\,564,59}{1,92 \times 1,00} \left(1 - \frac{6(0,09)}{1,92} \right)$$

$$P_{\min} = 13\,931,54 \text{ kg/m}^2$$

$$13\,931,54 \text{ kg/m}^2 > 0$$

$$P_{\max} = \frac{W_t + W}{A} \left(1 + \frac{6e}{b} \right) < V_s$$

$$P_{\max} = \frac{26\,774,20 + 10\,564,59}{1,92 \times 1,00} \left(1 + \frac{6(0,09)}{1,92} \right)$$

$$P_{\max} = 24\,862,01 \text{ kg/m}^2$$

$$24\,862,01 \text{ kg/m}^2 < 35\,556,45 \text{ kg/m}^2$$

2.7.4.1.3. Diseño del estribo izquierdo verificación por sismo

Estas verificaciones se efectúan para el muro únicamente, el muro con superestructura y carga viva; y la verificación por sismo en donde no se considera carga viva.

$$CM = 22\,196,20$$

$$W_{\text{SUB}} = 10\,564,59$$

$$W_3 = 32\,760,79 \text{ Kg}$$

$$ME_3 = CM * \text{Brazo}_{W_3}$$

$$ME_3 = 22\,196,20 \cdot \frac{1,92}{2}$$

$$ME_3 = 21\,363,84 \text{ Kg-m}$$

$$MET = ME_3 + ME$$

$$MET = 21\,363,84 + 12\,016,46$$

$$MET = 33\,380,30 \text{ Kg-m}$$

Fuerza horizontal (FH)

$$FH = 1,08E + 0,08W_3$$

$$FH = 1,08(3\,964,80) + 0,08(32\,760,79)$$

$$FH = 6\,902,85 \text{ kg}$$

Tabla VII. **Resultado del momento de volteo en el estribo izquierdo sentido horizontal**

Sección	Dimensiones		Área (m ²)	P. Vol.	Peso W (kg)	Brazo (m)	Mv2 (kg-m)
1	0,30	1,24	0,37	2 400,00	892,80	2,88	2 571,26
2	0,70	0,40	0,28	2 400,00	672,00	2,06	1 384,32
3	0,61	1,86	0,57	2 700,00	1 537,99	0,62	953,55
4	0,70	1,86	1,30	2 700,00	3 515,40	0,93	3 269,32
5	0,61	1,86	0,57	2 700,00	1 537,99	0,62	953,55
6	0,61	1,86	0,57	1 530,00	871,53	1,24	1 080,69
7	0,61	1,64	1,00	1 530,00	1 536,89	2,68	4 118,85
ΣW					10 564,59	ΣMv2	14 331,55

Fuente: elaboración propia.

Momento estabilizante por sismo (M_{E_S})

$$M_{E_S} = 0,08M_{V_2}$$
$$M_{E_S} = 0,08(14\ 331,55)$$
$$M_{E_S} = 1\ 146,52\ \text{kg-m}$$

Momento de volteo por sismo (M_{V_S})

$$M_{V_S} = 1,08M_V + 0,08W_{CM}H_{total} + M_{E_S}$$
$$M_{V_S} = 1,08(5\ 223,40) + 0,08(22\ 196,20)(3,5-1,24) + 1\ 146,52$$
$$M_{V_S} = 10\ 800,87\ \text{kg-m}$$

Verificación del diseño por deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = \frac{W_3}{FH} > 1,50$$
$$\text{Deslizamiento} = \frac{32\ 760,79}{6\ 902,85}$$
$$\text{Deslizamiento} = 4,75$$
$$4,75 > 1,50$$

Verificación del diseño por volteo

$$\text{Volteo} = \frac{MET}{M_{V_S}} > 1,50$$
$$\text{Volteo} = \frac{33\ 380,30}{10\ 800,87}$$
$$\text{Volteo} = 3,09$$
$$3,09 > 1,50$$

Verificación del diseño por presión

$$3a > b$$

$$a = \frac{MET - M_{Vs}}{W_3}$$

$$a = \frac{33\,380,30 - 10\,800,87}{32\,760,79}$$

$$a = 0,69$$

$$3(0,69) > 1,92$$

$$2,07 > 1,92$$

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

$$e = \frac{1,92}{2} - 0,69$$

$$e = 0,27$$

$$P = \frac{W_3}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

$$P_{\min} = \frac{W_3}{A} \left(1 - \frac{6e}{b} \right) > 0$$

$$P_{\min} = \frac{32\,760,79}{1,92 \times 1,00} \left(1 - \frac{6(0,27)}{1,92} \right)$$

$$P_{\min} = 2\,522,54 \text{ kg/m}^2$$

$$2\,522,54 \text{ kg/m}^2 > 0$$

$$P_{\max} = \frac{W_3}{A} \left(1 + \frac{6e}{b} \right) < V_s$$

$$P_{\text{máx}} = \frac{32\,760,79}{1,92 \times 1,00} \left(1 + \frac{6(0,27)}{1,92} \right)$$

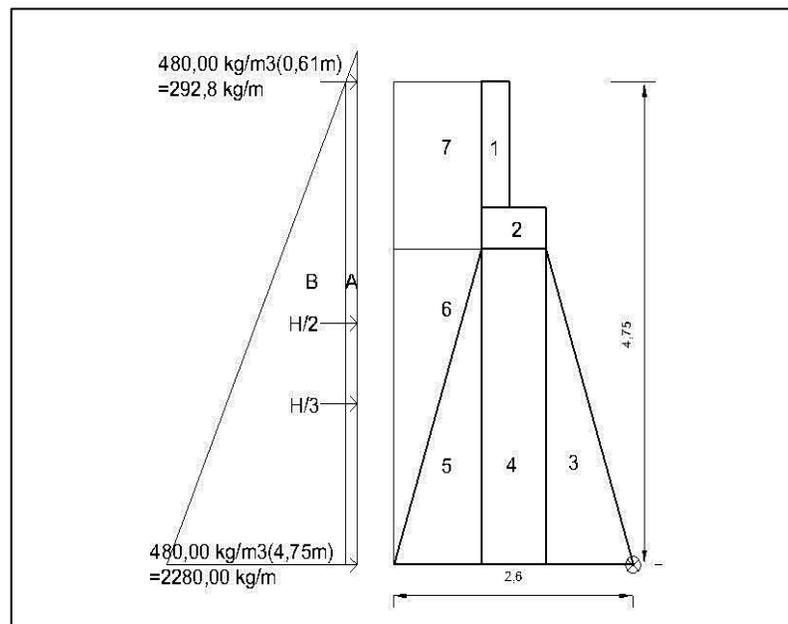
$$P_{\text{máx}} = 31\,514,64 \text{ kg/m}^2$$

$$31\,514,64 \text{ kg/m}^2 < 35\,556,45 \text{ kg/m}^2$$

2.7.4.2. Diseño del estribo derecho conforme a la dirección de la corriente del río

Se procede a calcular el momento de volteo que produce el empuje de la tierra sobre el estribo y el momento estabilizante que produce el peso de la estructura y el peso que otros elementos pueden producirle.

Figura 14. Geometría y diagrama de presiones en estribo derecho



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Tabla VIII. **Momento de volteo en estribo derecho**

Sección	H (m)	Presión (kg/m)	Empuje (kg)	Brazo (m)	Mv (kg-m)
A	4,75	292,80	1 390,80	2,38	3 303,15
B	2,38	2 280,00	5 415,00	1,58	8 573,75
		ΣE	6 805,80	ΣMv	11 876,90

Fuente: elaboración propia.

Tabla IX. **Momento estabilizante en estribo derecho**

Sección	Dimensiones		Área (m ²)	P Vol	Peso W (kg)	Brazo (m)	Me (kg-m)
1	0,30	1,24	0,37	2 400,00	892,80	1,50	1 339,48
2	0,70	0,40	0,28	2 400,00	672,00	1,30	873,81
3	0,95	3,11	1,48	2 700,00	3 989,89	0,63	2 527,76
4	0,70	3,11	2,18	2 700,00	5 877,90	1,30	7 643,11
5	0,95	3,11	1,48	2 700,00	3 989,89	1,97	7 848,44
6	0,95	3,11	1,48	1 530,00	2 260,94	2,28	5 163,65
7	0,95	1,64	1,56	1 530,00	2 384,52	2,13	5 068,23
				ΣW	20 067,93	ΣMe	30 464,48

Fuente: elaboración propia.

2.7.4.2.1. **Diseño del estribo derecho sin superestructura**

Calculados los momentos se procede a efectuar el diseño correspondiente, y se toma en cuenta los parámetros que se mencionan a continuación:

Verificación del diseño por deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = \frac{W}{E} > 1,50$$

$$\text{Deslizamiento} = \frac{20\,067,93}{6\,805,80}$$

$$\text{Deslizamiento} = 2,95$$

$$2,95 > 1,50$$

Verificación del diseño por volteo

$$\text{Volteo} = \frac{M_E}{M_V} > 1,50$$

$$\text{Volteo} = \frac{30\,464,48}{11\,876,90}$$

$$\text{Volteo} = 2,57$$

$$2,57 > 1,50$$

Verificación del diseño por presión

$$3a > b$$

$$a = \frac{M_E - M_V}{W}$$

$$a = \frac{30\,464,48 - 11\,876,90}{20\,067,93}$$

$$a = 0,93 \text{ m}$$

$$3(0,93) > 2,60$$

$$2,78 > 2,60$$

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

$$e = \frac{2,60}{2} - 0,93$$

$$e = 0,37$$

$$P_{\min} = \frac{W}{A} \left(1 - \frac{6 \times e}{b} \right) > 0$$

$$P_{\min} = \frac{20\,067,93}{2,60 \times 1,00} \left(1 - \frac{6 \times 0,37}{2,60} \right)$$

$$P_{\min} = 1\,056,76 \text{ kg/m}^2$$

$$1\,056,76 \text{ kg/m}^2 > 0$$

$$P_{\max} = \frac{W}{A} \left(1 + \frac{6 \times e}{b} \right) < V_s$$

$$P_{\max} = \frac{20\,067,93}{2,60 \times 1,00} \left(1 + \frac{6 \times 0,37}{2,60} \right)$$

$$P_{\max} = 14\,376,41 \text{ kg/m}^2$$

$$14\,376,41 \text{ kg/m}^2 < 35\,556,45 \text{ kg/m}^2$$

2.7.4.2.2. Diseño del estribo derecho con superestructura

La metodología aquí presentada cumple con todas las especificaciones recomendadas por la AASHTO, en lo que a puentes de concreto con sección en viga y losa se refiere y con las Normas del ACI para el diseño de estructuras de concreto reforzado.

$$M_{W_t} = W_t \times \text{brazo}$$

$$M_{W_t} = 26\,774,20 \times \left(\frac{2,60}{2}\right)$$

$$M_{W_t} = 34\,814,83 \text{ kg-m}$$

Momento estabilizante 2 (M_{E_2}):

$$M_{E_2} = M_{W_t} + M_E$$

$$M_{E_2} = 34\,814,83 \text{ kg-m} + 30\,464,48 \text{ kg-m}$$

$$M_{E_2} = 65\,279,30 \text{ kg-m}$$

Verificación del diseño por deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = \frac{(W_t + W)}{E} > 1,50$$

$$\text{Deslizamiento} = \frac{(26\,774,20 + 20\,067,93)}{6\,805,80}$$

$$\text{Deslizamiento} = 6,88$$

$$6,88 > 1,50$$

Verificación del diseño por volteo

$$\text{Volteo} = \frac{M_{E_2}}{M_V} > 1,50$$

$$\text{Volteo} = \frac{65\,279,30}{11\,876,90}$$

$$\text{Volteo} = 5,50$$

$$5,50 > 1,50$$

Verificación del diseño por presión

$$3a > b$$

$$a = \frac{M_{E2} - M_V}{W_t + W}$$

$$a = \frac{65\,279,30 - 11\,876,90}{26\,774,20 + 20\,067,93}$$

$$a = 1,14$$

$$3(1,14) > 2,60$$

$$3,42 > 2,60$$

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

$$e = \frac{2,60}{2} - 1,14$$

$$e = 0,16$$

$$P = \frac{W_t + W}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

$$P_{\min} = \frac{W_t + W}{A} \left(1 - \frac{6e}{b} \right) > 0$$

$$P_{\min} = \frac{26\,774,20 + 20\,067,93}{2,60 \times 1,00} \left(1 - \frac{6(0,16)}{2,60} \right)$$

$$P_{\min} = 11\,352,05 \text{ kg/m}^2$$

$$11\,352,05 \text{ kg/m}^2 > 0$$

$$P_{\max} = \frac{W_t + W}{A} \left(1 + \frac{6e}{b} \right) < V_s$$

$$P_{\text{máx}} = \frac{26\,774,20 + 20\,067,93}{2,60 \times 1,00} \left(1 + \frac{6(0,16)}{2,60} \right)$$

$$P_{\text{máx}} = 24\,671,70 \text{ kg/m}^2$$

$$24\,671,70 \text{ kg/m}^2 < 35\,556,45 \text{ kg/m}^2$$

2.7.4.2.3. Diseño del estribo derecho verificación por sismo

Se deben calcular los momentos producidos utilizando los grupos de cargas mostrados y se toma el máximo, dicho momento se utilizará para el diseño del estribo.

$$CM = 22\,196,20$$

$$W_{\text{SUB}} = 20\,067,93$$

$$W_3 = 42\,264,13 \text{ Kg}$$

$$ME_3 = CM * \text{Brazo}_{W_3}$$

$$ME_3 = 22\,196,20 * \frac{2,60}{2}$$

$$ME_3 = 28\,862,00 \text{ Kg-m}$$

$$MET = ME_3 + ME$$

$$MET = 28\,862,00 + 30\,464,48$$

$$MET = 59\,326,47 \text{ Kg-m}$$

Fuerza horizontal (FH):

$$FH = 1,08E+0,08W_3$$

$$FH=1,08(6\ 805,80)+0,08(42\ 264,13)$$

$$FH=10\ 731,39\text{ kg}$$

Tabla X. **Resultado del momento de volteo en el estribo derecho sentido horizontal**

Sección	Dimensión		Área (m ²)	P Vol	Peso W (kg)	Brazo (m)	Mv2 (kg-m)
1	0,30	1,24	0,37	2 400,00	892,80	4,13	3 687,26
2	0,70	0,40	0,28	2 400,00	672,00	3,31	2 224,32
3	0,95	3,11	1,48	2 700,00	3 989,89	1,04	4 136,18
4	0,70	3,11	2,18	2 700,00	5 877,90	1,56	9 140,13
5	0,95	3,11	1,48	2 700,00	3 989,89	1,04	4 136,18
6	0,95	3,11	1,48	1 530,00	2 260,94	2,07	4 687,67
7	0,95	1,64	1,56	1 530,00	2 384,52	3,93	9 371,18
				ΣW	20 067,93	ΣMv2	37 382,94

Fuente: elaboración propia.

Momento estabilizante por sismo (M_{E_S}):

$$M_{E_S}=0,08M_{V_2}$$

$$M_{E_S}=0,08(37\ 382,94)$$

$$M_{E_S}=2\ 990,64\text{ kg-m}$$

Momento de volteo por sismo (M_{V_S}):

$$M_{V_S}=1,08M_V+0,08W_{CM}H_{total}+M_{E_S}$$

$$M_{V_S}=1,08(11\ 876,90)+0,08(20\ 067,93)(4,75-1,24)+2\ 990,64$$

$$M_{V_S}=22\ 050,38\text{ kg-m}$$

Verificación del diseño por deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = \frac{W_3}{FH} > 1,50$$

$$\text{Deslizamiento} = \frac{42\,264,13}{10\,731,39}$$

$$\text{Deslizamiento} = 3,94$$

$$3,94 > 1,50$$

Verificación del diseño por volteo

$$\text{Volteo} = \frac{MET}{MV_s} > 1,50$$

$$\text{Volteo} = \frac{59\,326,47}{22\,050,38}$$

$$\text{Volteo} = 2,69$$

$$2,69 > 1,50$$

Verificación del diseño por presión

$$3a > b$$

$$a = \frac{MET - M_{V_s}}{W_3}$$

$$a = \frac{59\,326,47 - 22\,050,38}{42\,264,13}$$

$$a = 0,88$$

$$3(0,88) > 2,60$$

$$2,65 > 2,60$$

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

$$e = \frac{2,60}{2} - 0,88$$

$$e = 0,42$$

$$P = \frac{W_3}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

$$P_{\min} = \frac{W_3}{A} \left(1 - \frac{6e}{b} \right) > 0$$

$$P_{\min} = \frac{42\,264,13}{2,60 \times 1,00} \left(1 - \frac{6(0,42)}{2,60} \right)$$

$$P_{\min} = 566,33 \text{ kg/m}^2$$

$$566,33 \text{ kg/m}^2 > 0$$

$$P_{\max} = \frac{W_3}{A} \left(1 + \frac{6e}{b} \right) < V_s$$

$$P_{\max} = \frac{42\,264,13}{2,60 \times 1,00} \left(1 + \frac{6(0,42)}{2,60} \right)$$

$$P_{\max} = 31\,936,73 \text{ kg/m}^2$$

$$31\,936,73 \text{ kg/m}^2 < 35\,556,45 \text{ kg/m}^2$$

2.8. Aproxes y obras de protección

Son todos aquellos elementos destinados a proteger y mantener la integridad del puente ante cualquier eventualidad, puede ser para proteger los estribos ante la saturación del relleno, proteger la superestructura ante cualquier colisión vehicular; también se debe tomar en cuenta la señalización

apropiada a cada lado del puente con toda la información pertinente con respecto al ancho de calzada de un solo carril.

2.8.1. Alas

Se considera como muros laterales a los estribos, se diseña y construye como muro de contención de los rellenos y encauzamiento del agua pluvial, para este diseño se tomarán como una proyección de los estribos con un ángulo de 30 grados sobre el eje x de los estribos, o sea, perpendicular al tránsito vehicular y también se construirán con concreto ciclópeo por fines constructivos.

2.8.2. Losa de entrada o aproche

La losa de entrada hace referencia a la estructura o relleno que conecta la carretera con el puente, se diseña con concreto armado 4 000 libras por pulgada cuadrada y el espesor será de 20 centímetros y se proyectarán conforme a la proyección de las alas, en ambos lados externos del puente.

2.8.3. Baranda de seguridad

Se refiere a la baranda que se construye sobre el ala y así evitar colisiones directas en cualquier parte de la superestructura, su diseño será proyectado conforme a las barandas de la superestructura y finalizará en donde finalice la losa de entrada y el ala.

2.9. Elaboración de planos

Se incluye todos los planos pertinentes al proyecto, dentro de estos están la planta y perfil del puente, localización con respecto a las curvas de nivel, así como detalles de armado de toda la estructura del puente, vigas principales, losa de rodamiento, viga de apoyo más cortina, elastómero, estribos, barandal, acera.

2.10. Presupuesto

Por lo que el presupuesto asciende a la cantidad de un millón quinientos cuarenta mil setecientos nueve con noventa y tres centavos (Q. 1 540 709,93) y el costo por metro lineal para las especificaciones y planos de este puente en particular asciende a la cantidad de ochenta y un mil ochenta y nueve con noventa y nueve centavos (Q. 81 089,99/ metro lineal).

Tabla XI. **Presupuesto general**

Cuadro de cantidades de trabajo					
PROYECTO: Diseño de puente vehicular sobre el río Saquitzá, aldea El Progreso, Mazatenango, Suchitepéquez					
No	Renglón	Cantidad	Unidad	Costo	Sub total
1	Trabajos preliminares	300	m2	Q111,41	Q33 422,21
3	Excavación	90	m3	Q1 058,60	Q95 274
4	Estribos más alas	73	m3	Q6 677,08	Q487 426,60
5	Viga de apoyo más cortina	8	M3	Q13 234,89	Q105 879,17
7	vigas principales	38	ml	Q17 364,90	Q659 866,30
8	diafragmas	1	m3	Q36 262,15	Q36 262,15
10	losa más banquetta	15	m3	Q8 171,90	Q122 578,50
13	limpieza final	1	global	Q3 348,21	Q3 348,21
				Total	Q1 540 709,93
				Costo por metro lineal	Q81 089,99

Fuente: elaboración propia.

2.11. Estudio de Impacto Ambiental (EIA)

Toda actividad realizada por el ser humano genera cierto tipo de degradación en el ambiente, esto incluye desde obras de inversión e infraestructura hasta actividades cotidianas como trasladarse en automotores. El objetivo principal de cualquier estudio de impacto ambiental es determinar qué grado de impacto se genera en el ambiente o componentes ambientales circunvecinos al lugar, y si este genera algún impacto positivo, negativo irreversible, negativo con medidas de mitigación o neutro.

Guatemala cuenta con leyes ambientales, así como también protocolos para el desarrollo de los estudios de impacto ambiental, dentro de estos protocolos; el primero se define como el impacto no significativo o evaluación rápida y el segundo corresponde al impacto significativo o evaluación general.

El estudio de impacto ambiental caracterizado como impacto ambiental no significativo, consiste en un breve estudio realizado mediante una visita de observación al sitio del proyecto, por parte de técnicos en ambiente, aprobados por el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN) y por parte del interesado; el criterio se basa en proyectos de las mismas características en cuanto a tamaño, ubicación y otros indicadores que se consideren pertinentes según sea el caso.

El estudio de impacto ambiental significativo generalmente se desarrolla en dos fases, en donde la primera fase se caracteriza por ser la fase preliminar o de factibilidad, la cual debe contener lo siguiente:

- Datos de la persona interesada, individual o jurídica.
- Descripción del proyecto y escenario ambiental (natural y social).

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

La fase completa que se entiende como la primera y segunda fase, generalmente se aplica a proyectos de gran envergadura o con impactos ambientales significativos, tal es el caso de las industrias extractivas o minería. Las fases deben ser lo más completas posibles y que responda a las siguientes interrogantes:

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

Cualquier estudio de impacto ambiental derivado de un proyecto en donde se vea afectado el ambiente o componentes ambientales circunvecinos, a dicho proyecto deberá ser autorizado por las autoridades competentes, Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales, y debe garantizar su cumplimiento por parte de la persona interesada, individual o jurídica, por medio de una fianza impuesta y determinada por el mismo Ministerio.

2.11.1. Plan de gestión ambiental para la construcción del puente vehicular sobre el río Saquizá, aldea el Progreso, Mazatenango, Suchitepéquez

Para la construcción de un puente vehicular los impactos ambientales se consideran poco significativos puesto que no suelen ser proyectos de gran tamaño y, especialmente, para este caso, no se construirá dentro de algún área protegida por el Estado de Guatemala, por lo que se puede realizar una evaluación rápida; dicha evaluación debe contener información básica y establecer con suficiente detalle los impactos negativos previstos con sus respectivas medidas de mitigación.

Evaluación rápida

Información sobre el proyecto

Nombre de la comunidad: aldea El Progreso

Municipio: Mazatenango

Departamento: Suchitepéquez

Tipo de proyecto

Puente vehicular de una vía de concreto armado y estribos de concreto ciclópeo.

Consideraciones especiales

Todos los parámetros ambientales pertinentes al área de construcción del puente vehicular serán identificados por el Departamento de Planificación o durante las visitas de campo previo a la planificación del proyecto.

Consideraciones sobre áreas protegidas

Áreas que se encuentran incluidas dentro del Sistema Guatemalteco de Áreas Protegidas (SIGAP).

¿Se ubica el proyecto dentro de un área protegida legalmente establecida?

R/ no

Nombre del área protegida:

R/ no aplica

Categoría de manejo del área protegida:

R/ no aplica

Base legal de la declaratoria del área protegida:

R/ no aplica

Ente administrador del área protegida:

R/ no aplica

Ubicación del proyecto dentro de la zonificación de áreas protegidas:

R/ el proyecto no se ubica dentro de un área protegida

Por la ubicación del proyecto dentro de áreas del SIGAP:

R/ el proyecto no se ubica dentro de un área protegida de las áreas del SIGAP

Consideraciones sobre ecosistemas naturales:

R/ no

¿Cruza el proyecto un ecosistema terrestre natural?

R/ no aplica

Estado actual del ecosistema:

R/ no aplica

Otras consideraciones

Consideraciones si el proyecto se encuentra o cruza alguna de las siguientes zonas:

Zona de alto valor escénico: no

Área turística: no

Sitio ceremonial: no

Sitio arqueológico: no

Área de protección agrícola: no

Área de asentamiento humano: no

Área de producción forestal: no

Área de producción pecuaria: no

Identificación de impactos ambientales

Se presenta como la proyección de impactos durante la construcción y operación del puente vehicular así como las medidas de mitigación específicas que deberán ser implementadas por los entes involucrados.

Tabla XII. Impactos negativos generados durante la ejecución

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

Fuente: elaboración propia.

Tabla XIII. Impactos negativos generados durante la operación

Impacto ambiental previsto	Medidas de mitigación específicas implementadas por:		
Actividad	Comité de mantenimiento	Comunidad	Municipalidad
Erosión de cortes	X	X	
Accidentes de tránsito	X		
Accidentes de peatones	X		
Reasentamiento involuntario	X		X

Fuente: elaboración propia.

CONCLUSIONES

1. El diseño del puente vehicular sobre el río Saquitzá depende exclusivamente de los parámetros de diseño tomados de las diferentes normas aplicables a los puentes, así como de los estudios preliminares realizados, por lo que se espera un buen funcionamiento del puente ya construido.
2. Al finalizar la ejecución del proyecto del puente vehicular se espera incentivar la economía local de la aldea con los diferentes poblados circunvecinos, así como tener otra vía de acceso intermunicipal entre el municipio de Mazatenango y Santo Domingo, ambos del departamento de Suchitepéquez.
3. Dentro del análisis preliminar se tomó en cuenta la crecida máxima del río Saquitzá en un período de 100 años, por lo que se disminuye el riesgo para los peatones que actualmente transitan el puente peatonal existente, además, se toma también en cuenta el paso del tránsito vehicular por lo que el puente será de doble funcionalidad.
4. La construcción del puente vehicular no se considera como un generador de impacto ambiental significativo al ecosistema, puesto que no es de un área considerablemente grande y tampoco se reduce la ribera del río sin justificación técnica con el fin de ahorrar costos.

5. La capacitación en supervisión del personal técnico de la Municipalidad de Mazatenango es primordial por ser el ente encargado de financiar el proyecto, garantizando así la compatibilidad de la construcción del puente vehicular con el diseño del mismo.

RECOMENDACIONES

1. Previo a la construcción del puente vehicular es necesario el replanteo topográfico para la correcta ubicación de los elementos estructurales del puente con lo descrito en los planos.
2. Gestionar más fuentes de apoyo económico externas a la Municipalidad de Mazatenango, por parte de los pobladores de la aldea El Progreso para facilitar la ejecución del proyecto y así darle viabilidad al mismo.
3. Incluir a la población de la aldea El Progreso con experiencia en el campo de la construcción como observadores *ad honorem* en la ejecución del proyecto, con el fin de tener más garantías de que se cumpla con todas las especificaciones y requerimientos contenidos en los planos y para que se verifique que los materiales a utilizarle sean los adecuados y cumplan con las normas de calidad.
4. Orientar a la población para que haga buen uso del proyecto para garantizar el buen funcionamiento del mismo.
5. Dar a conocer a los pobladores de la aldea El Progreso un cronograma de ejecución para evitar posibles problemas entre el ejecutor y la población.

BIBLIOGRAFÍA

1. AASHTO. *Especificaciones LRFD AASHTO para el diseño de puentes*. Estados Unidos: AASHTO, 2002. 1201 p.
2. American Concrete Institute. *Requisitos de Reglamentos para Concreto Estructural ACI (318S-05)*. Michigan. Estados Unidos: ACI 2005, 200 p.
3. Dirección General de Caminos. *Especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes*. Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda. República de Guatemala: Diciembre 2000. 690 p.
4. BRAJA M., Das. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. 7a ed. Cengage Learning, 2011. 536 p.
5. TRUJILLO OROZCO, José Eusebio. *Diseño de puentes de concreto reforzado*. 2a ed. Bucaramanga, Colombia: Ediciones, 1993. 215 p.

APÉNDICES

Apéndice 1. Presupuesto desglosado del puente vehicular

PRESUPUESTO PUENTE					
1	Puente Vehicular				
Trabajos Preliminares					
1.1	Materiales de construcción				MAT
N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Sub-Total
	Hilo de cañamo o de plástico presentación rollo	Unidad	4,00	Q16,00	Q 64,00
	Regla 1 1/2" x 3 1/2" x 8 1/4"	Unidad	5,00	Q 17,00	Q 85,00
	Clavo Long 2"	Libras	10,00	Q 10,00	Q 100,00
	Clavo Long 3"	Libras	8,00	Q 10,00	Q 80,00
	Varilla corrugada acero N° 3	kg	10,00	Q 18,00	Q 180,00
Sub-Total materiales construcción					Q 509,00
Mano de obra					MO
N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Sub-Total
	Limpieza y desenraice a mano de terreno con maleza de 0,50 m de altura, incluye apile de yerba (acondicionamiento terreno).	m ²	300,00	Q 44,50	Q 13 350,00
	Trazo y nivelación en terreno	m	19,00	Q 382,50	Q 7 267,50
Sub-Total mano de obra					Q 20 617,50
Herramienta y equipo					EQUI
N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Sub-Total
	Porcentaje de equipo de seguridad	(%MO)	0,02	Q 412,35	Q 8,25
	Factor de herramienta menor	(%MO)	0,03	Q 618,53	Q18,56
Sub-Total herramienta y equipo					Q 26,80
Total					Q 21 153,30
1.2	Excavación estructural				
Materiales de construcción					MAT
N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Sub-Total
Sub-Total materiales construcción					Q
Mano de obra					MO
N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Sub-Total
	Cuadrilla de trabajo destinada a apoyo de excavación con maquinaria. (5 ayudantes)	m ³	90,00	Q150,00	Q 13 500,00
Sub-Total mano de obra					Q 13 500,00
Herramienta y equipo					EQUI
N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Sub-Total
	Porcentaje de equipo de seguridad	(10%MO)	0,10	Q 1 350,00	Q 135,00
	Factor de herramienta menor	(10%MO)	0,10	Q 1 350,00	Q 135,00

Continuación del apéndice 1.

	Excavación con máquina cielo abierto en material tipo II-A, 0-100-0, (0% tierra, 100% tepetate, 0% roca)	m ³	90,00	Q 442,00	Q 39 780,00
	Acarreo sobre camión de volteo de 7 m ³ de material tipo B, kilómetros subsecuentes, sobre camino de terracería.	m ³ /km	2250,00	Q 3,00	Q 6 750,00
	Sub-Total herramienta y equipo				Q 46 800,00
	Total				Q 60 300,00
1.3	Sub-Estructura / Estribos y aletones				
	Materiales de construcción				MAT
N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Sub-Total
	Alambre de amarre recocido C16	Libras	15,00	Q 10,00	Q 150,00
	Clavo galvanizado Long 2"	Libras	5,00	Q 10,00	Q 50,00
	Clavo galvanizado Long 3"	Libras	5,00	Q 10,00	Q 50,00
	Regla de pino 3"x3"x10'	Unidad	10,00	Q 43,00	Q 430,00
	Tabloncillo 1 1/2" x 12" x 10' Cepillado 1 lado	Unidad	8,00	Q 105,00	Q 840,00
	Izquierdo				
	Elaboración de concreto f'c 3000 PSI	m ³	50,00	Q 956,50	Q 47 825,00
	Cemento gris normal tipo UGC	Saco	500,00	Q 74,00	Q 37 000,00
	Piedrín diámetro 3/4"	m ³	35,00	Q 200,00	Q 7 000,00
	Arena de cernida	m ³	25,50	Q 150,00	Q 3 825,00
	Piedra bola	m ³	50,00	Q 150,00	Q 7 500,00
	Agua potable	m ³	0,55	Q 16,00	Q 8,80
	Derecho				
	Elaboración de concreto f'c 3000 PSI	m ³	23,00	Q 956,50	Q 21 999,50
	Cemento gris normal tipo UGC	Saco	230,00	Q 74,00	Q 17 020,00
	Piedrín diámetro 3/4"	m ³	16,10	Q 200,00	Q 3 220,00
	Arena de cernida	m ³	11,73	Q 50,00	Q 1 759,50
	Piedra bola	m ³	23,00	Q 150,00	Q 3 450,00
	Agua potable	m ³	0,25	Q 16,00	Q 4,05
	Sub-Total materiales construcción				Q152 131,85
	Mano de obra				MO
N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Sub-Total
	Elaboración y colocación de concreto ciclópeo de piedra bola y concreto hecho en obra f'c=200 kg/cm2 agregado max 1" (Incluye: Encofrado desencofrado y acabados),	m ³	73,00	Q 2 100,00	Q153 300,00
	Sub-Total mano de obra				Q 153 300,00

Continuación del apéndice 1.

Herramienta y equipo					EQUI
N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Sub-Total
	Porcentaje de equipo de seguridad	(10%MO)	0,10	Q 15 330,00	Q 1 533,00
	Factor de herramienta menor	(10%MO)	0,10	Q 15 330,00	Q 1 533,00
Sub-Total herramienta y equipo					Q 3 066,00
Total					Q 308 497,85
Sub-Estructura / Vigas de apoyo y cortinas					
1.4	Materiales de construcción				MAT
N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Sub-Total
	Alambre de amarre recocido C16	Libras	43,90	Q 10,00	Q 439,00
	Clavo galvanizado Long 2"	Libras	12,00	Q 10,00	Q 120,00
	Clavo galvanizado Long 3"	Libras	10,00	Q 10,00	Q 100,00
	Regla de pino 3"x3"x10'	Unidad	30,00	Q 43,00	Q 1 290,00
	Tabloncillo 1 1/2" x 12" x 10' Cepillado 1 lado	Unidad	10,00	Q 105,00	Q 1 050,00
	Neopreno puente vehicular	Dm ³	18,62	Q 225,00	Q 4 189,50
Izquierdo					
	Acero de refuerzo N° 6 (3/4") grado 40	Libras	356,00	Q 6,20	Q 2 207,20
	Acero de refuerzo N° 5 (5/8") grado 40	Libras	83,00	Q 6,00	Q 498,00
	Elaboración de concreto f'c 4000 PSI	m ³	4,00	Q 956,50	Q 3 826,00
	Cemento gris normal tipo UGC	Saco	40,00	Q 74,00	Q 2 960,00
	Piedrín diámetro 3/4"	m ³	2,80	Q 200,00	Q 560,00
	Arena de cernida	m ³	2,04	Q 150,00	Q 306,00
Derecho					
	Acero de refuerzo N° 6 (3/4") grado 40	Libras	356,00	Q 6,20	Q 2 207,20
	Acero de refuerzo N° 5 (5/8") grado 40	Libras	83,00	Q 6,00	Q 498,00
	Elaboración de concreto f'c 4000 PSI	m ³	4,00	Q 956,50	Q 3 826,00
	Cemento gris normal tipo UGC	Saco	40,00	Q 74,00	Q 2 960,00
	Piedrín diámetro 3/4"	m ³	2,80	Q 200,00	Q 560,00
	Arena de cernida	m ³	2,04	Q 150,00	Q 306,00
Sub-Total materiales construcción					Q 27 902,90
Mano de obra					MO
N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Sub-Total
	Elaboración de concreto f'c 3000 PSI hecho en obra f'c=200 kg/cm2 agregado máx, 1" (Incluye: Encofrado desencofrado y acabados),	m ³	8,00	Q 2 350,00	Q 18 800,00
	Instalación de neopreno	Dm ³	18,62	Q 30,00	Q 558,60
	Elaboración de Armado	Kg	395,50	Q 48,00	Q 18 983,78
Sub-Total mano de obra					Q 38 342,38

Continuación del apéndice 1.

Herramienta y equipo					EQUI
N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Sub-Total
	Porcentaje de equipo de seguridad	(10%MO)	0,10	Q 3 834,24	Q 383,42
	Factor de herramienta menor	(10%MO)	0,10	Q 3 834,24	Q 383,42
Sub-Total herramienta y equipo					Q 766,85
Total					Q67 012,13
1.5 Super-Estructura / Vigas Principales					
Materiales de construcción					MAT
N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Sub-Total
	Alambre de amarre recocido C16	Libras	496,71	Q 10,00	Q 4 967,08
	Clavo galvanizado Long 2"	Libras	11,00	Q 10,00	Q 110,00
	Clavo galvanizado Long 3"	Libras	40,00	Q 10,00	Q 400,00
	Regla de pino 3"x3"x10'	Unidad	30,00	Q 43,00	Q 1 290,00
	Tabloncillo 1 1/2" x 12" x 10' Cepillado 1 lado	Unidad	15,00	Q 105,00	Q 1 575,00
	Acero de refuerzo N° 4 (5/8") grado 60	Libras	1149,00	Q 6,00	Q 6 894,00
	Acero de refuerzo N° 5 (5/8") grado 60	Libras	618,67	Q 6,00	Q 3 712,02
	Acero de refuerzo N° 8 (3/4") grado 60	Libras	2745,25	Q 6,20	Q17 020,56
	Acero de refuerzo N° 10 (1 1/4") grado 60	Libras	2046,84	Q 6,20	Q 12 690,41
	Acero de refuerzo N° 11 (1 3/8") grado 60	Libras	3374,40	Q 6,20	Q 20 921,28
	Elaboración de concreto f'c 5000 PSI	m ³	28,00	Q 1,104,50	Q 30 926,00
	Cemento gris normal tipo UGC	Saco	336,00	Q 74,00	Q 24 864,00
	Piedrín diámetro 3/4"	m ³	19,60	Q 200,00	Q 3 920,00
	Arena de cernida	m ³	14,28	Q 150,00	Q 2 142,00
Sub-Total materiales construcción					Q 131 432,35
Mano de obra					MO
N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Sub-Total
	Elaboración de concreto f'c 5000 PSI hecho en obra f'c=200 kg/cm2 agregado máx, 1" (Incluye: Encofrado desencofrado y acabados),	m ³	28,00	Q 2 350,00	Q 65 800,00
	Elaboración de Armado	kg	4474,85	Q 48,00	Q214 792,69
Sub-Total mano de obra					Q 280 592,69
Herramienta y equipo					EQUI
N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Sub-Total
	Porcentaje de equipo de seguridad	(10%MO)	0,10	Q 28 059,27	Q 2 805,93
	Factor de herramienta menor	(10%MO)	0,10	Q 28 059,27	Q 2 805,93
Sub-Total herramienta y equipo					Q 5 611,85
Total					Q 417 636,90
1.6 Super-Estructura / Diafragmas					
Materiales de construcción					MAT

Continuación del apéndice 1.

N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Sub-Total
	Alambre de amarre recocido C16	Libras	32,57	Q10,00	Q 325,72
	Clavo galvanizado Long 2"	Libras	4,00	Q10,00	Q40,00
	Clavo galvanizado Long 3"	Libras	8,00	Q10,00	Q80,00
	Regla de pino 3"x3"x10'	Unidad	4,00	Q43,00	Q172,00
	Tabloncillo 1 1/2" x 12" x 10' Cepillado 1 lado	Unidad	3,00	Q105,00	Q315,00
	Acero de refuerzo N° 3 (3/8") grado 60	Libras	209,08	Q6,00	Q1 254,48
	Acero de refuerzo N° 6 (3/4") grado 60	Libras	93,24	Q 6,00	Q 559,44
	Acero de refuerzo N° 8 (1 1/4") grado 60	Libras	213,12	Q 6,20	Q 1 321,34
	Acero de refuerzo N° 10 (1 1/4") grado 60	Libras	136,00	Q 6,20	Q 843,20
	Elaboración de concreto f'c 5000 PSI	m ³	1,00	Q 1,104,50	Q 1 104,50
	Cemento gris normal tipo UGC	Saco	12,00	Q 74,00	Q 888,00
	Piedrín diámetro 3/4"	m ³	0,70	Q 200,00	Q 140,00
	Arena de cernida	m ³	0,51	Q 150,00	Q 76,50
Sub-Total materiales construcción					Q 6 187,46
Mano de obra					MO
N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Sub-Total
	Elaboración de concreto f'c 5000 PSI hecho en obra f'c=200 kg/cm2 agregado máx, 1" (Incluye: Encofrado desencofrado y acabados)	m ³	1,00	Q 2 350,00	Q2 350,00
	Elaboración de Armado	kg	293,44	Q 48,00	Q14 085,19
Sub-Total mano de obra					Q 16 435,19
Herramienta y equipo					EQUI
N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Sub-Total
	Porcentaje de equipo de seguridad	(10%MO)	0,10	Q1 643,52	Q164,35
	Factor de herramienta menor	(10%MO)	0,10	Q1 643,52	Q164,35
Sub-Total herramienta y equipo					Q328,70
Total					Q22 951,36
1.7	Super-Estructura / Losa y Banqueta				
Materiales de construcción					MAT
N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Sub-Total
	Alambre de amarre recocido C16	Libras	15,87	Q10,00	Q158,66
	Clavo galvanizado Long 2"	Libras	12,00	Q10,00	Q120,00
	Clavo galvanizado Long 3"	Libras	10,00	Q10,00	Q100,00
	Regla de pino 3"x3"x10'	Unidad	30,00	Q43,00	Q1 290,00
	Tabloncillo 1 1/2" x 12" x 10' Cepillado 1 lado	Unidad	10,00	Q105,00	Q1 050,00
	Acero de refuerzo N° 4 (1/2") grado 60	Libras	209,08	Q 6,00	Q1 254,48
	Acero de refuerzo N° 5 (5/8") grado 60	Libras	93,24	Q 6,10	Q 568,76
	Elaboración de concreto f'c 5000 PSI	m ³	15,00	Q 1 104,50	Q16 567,50
	Cemento gris normal tipo UGC	Saco	180,00	Q 74,00	Q13 320,00
	Piedrín diámetro 3/4"	m ³	10,50	Q 200,00	Q 2 100,00
	Arena de cernida	m ³	7,65	Q 150,00	Q1 147,50

Continuación del apéndice 1.

	Sub-Total materiales construcción				Q 34 958,24
	Mano de obra				MO
N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Sub-Total
	Elaboración de concreto f'c 5000 PSI hecho en obra f'c=200 kg/cm2 agregado máx, 1", (Incluye: Encofrado desencofrado y acabados)	m ³	15,00	Q 2 350,00	Q35 250,00
	Elaboración de Armado	kg	136,18	Q 48,00	Q 6 536,65
	Sub-Total mano de obra				Q 41 786,65
	Herramienta y equipo				EQUI
N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Sub-Total
	Porcentaje de equipo de seguridad	(10%MO)	0,10	Q 4 178,66	Q 417,87
	Factor de herramienta menor	(10%MO)	0,10	Q 4 178,66	Q 417,87
	Sub-Total herramienta y equipo				Q 835,73
	Total				Q 77 580,63
	Costo directo				Q 975 132,16
	Gastos de oficinas (útiles enceres combustibles)				Q 97 513,22
	Servicios (consultores asesores laboratorios sanitarios)				Q 78 010,57
	Primas por seguros y fianzas				Q 97 513,22
	Utilidad (30%)				Q 292 539,65
	Costo Indirecto				Q565 576,65
	COSTO TOTAL DEL PROYECTO				Q 1 540 709,93

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 2. Libreta topográfica

0				E1
2	1000	1000	100	E2
3	1002,0655	965,2613	103,283	Orio
4	997,4251	995,6811	99,101	Orio
5	999,614	991,8672	98,953	Orio
6	1000,543	990,3556	99,178	C CAUCE
7	1000,8022	989,8875	100,64	C CAUCE
8	1004,73	981,7502	101,9	T N
9	1013,1982	968,7679	104,6	T N
10	1024,3939	954,7585	107,876	T N
11	1008,5874	996,5139	99,135	Orio
12	1009,3221	993,835	100,43	C CAUCE
13	1012,1572	984,7177	102,97	T N
14	1034,3742	986,3112	99,99	Orio
15	1033,778	985,5421	101,83	C CAUCE
16	1032,5415	982,1942	105,15	T N
17	1031,665	976,7184	107,78	T N
18	1034,909	967,6627	109,013	T N
19	1027,3672	981,5193	105,77	T N
20	1005,3405	1001,704	99,15	ORILLA RIO RAMAL
21	1008,0513	1000,7327	99,15	ORILLA RIO RAMAL
22	1006,2463	1004,3117	100,45	C CAUCE
23	1007,7878	1014,3251	102,11	T N
24	1009,5009	1022,4797	102,57	T N
25	999,442	1004,31	102,11	C CAUCE
26	995,95	1016,0616	105,54	T N
27	994,344	1023,076	106,29	T N
28	983,7053	1015,9105	106,5	T N
29	989,86	1006,015	104,164	T N
30	993,394	1000,348	101,58	T N
31	991,234	989,924	98,63	Orio
32	995,133	985,603	98,76	Orio
33	997,4303	983,601	100,5	C CAUCE
34	999,1283	976,228	101,8	Ocalle
35	1004,2504	974,6909	102,44	Ocalle
36	1010,1256	962,9304	104,42	Ocalle
37	1017,9651	952,867	106,25	Ocalle
38	1011,5545	948,7166	106,16	Ocalle
39	1004,7383	960,5398	104,13	Ocalle
40	996,761	966,617	102,03	T N
41	988,2557	974,6542	99,63	C CAUCE
42	986,5494	975,9605	98,47	Orio
43	983,7871	979,5323	98,45	Orio
44	979,4387	982,2589	101,656	C CAUCE
45	973,8512	985,674	103,57	T N
46	967,7609	991,4854	105,35	T N
47	963,987	995,281	105,99	T N
48	975,547	1001,497	105,62	T N
49	989,168	993,747	101,88	O CALLE C CAUCE
50	980,85	994,617	103,62	Ocalle
51	976,674	1001,3801	105,13	Ocalle
52	982,238	1001,267	104,74	Ocalle
53	985,007	996,378	102,83	Ocalle
54	989,181	996,617	101,83	Ocalle
55	996,252	997,334	100,79	C CAUCE
56	996,266	996,124	100,9	OP SALIDA
57	995,497	995,483	100,9	OP SALIDA
58	1000,453	990,242	100,83	OP ENTRADA
59	999,655	989,635	100,83	OP ENTRADA
60	979,769	1010,153	106,33	Ocalle
61	976,77	1008,556	106,33	Ocalle
62	960,678	988,658	105,31	ESQUINA CASA
63	964,376	979,763	104,54	ESQUINA CASA
64	975,37	973,502	101,15	C CAUCE
65	978,078	971,628	98,13	Orio

Continuación del apéndice 2.

65	981,483	968,827	98,25	Orio
66	982,398	967,023	99,26	C CAUCE
67	988,06	962,873	100,26	T N
68	996,946	953,885	102,99	T N
69	1003,305	948,568	104,68	T N
70	1017,847	939,14	107,08	Ocalle
71	1023,243	943,123	107,02	Ocalle
72	1029,614	946,902	108,6	T N
73	1014,05	936,682	106,71	T N
74	1003,329	938,525	105,11	T N
75	995,227	942,262	103,26	T N
76	986,665	952,018	100,48	T N
77	984,812	965,448	99,551	T N
78	1027,607	993,541	99,525	Orio
79	1026,975	995,38	101,51	C CAUCE
80	1030,527	999,871	103,89	T N
81	1032,399	1012,165	106,48	T N
82	1021,016	1019,866	103,332	C RAMAL
83	1016,618	1009,485	102,16	C RAMAL
84	1014,028	1004,673	101,06	C RAMAL
85	1009,86	1005,257	99,66	LC RAMAL
86	1012,452	1013,545	99,93	LC RAMAL
87	1013,351	1021,603	100,31	LC RAMAL
88	1036,439	1018,631	107,03	T N
89	1039,066	1012,655	108,2	T N
90	1041,07	1000,565	107,57	T N
91	1038,618	995,992	104,86	T N
92	1037,125	993,546	102,94	C CAUCE
93	1036,041	990,846	99,89	Orio
94	1040,483	984,362	99,88	Orio
95	1041,821	986,983	100	Orio
96	1043,932	991,38	104,18	C CAUCE
97	1044,684	995,16	106,5	T N
98	1046,246	1000,336	108,46	T N
99	1052,323	978,948	100,79	Orio
100	1053,384	980,607	100,57	Orio
101	1038,805	981,115	104,33	C CAUCE
102	1036,16	979,923	105,55	T N
103	976,352	961,256	98,11	Orio
104	970,98	961,762	98,05	Orio
105	969,471	961,68	100,04	C CAUCE
106	966,378	960,925	101,11	T N
107	957,732	963,277	103,97	T N
108	964,608	948,553	101,98	T N
109	972,766	947,54	100,24	C CAUCE
110	973,778	943,86	97,18	Orio
111	977,439	942,779	97,25	Orio
112	981,689	943,065	100,58	C CAUCE
113	981,173	960,686	98,92	C CAUCE

Fuente: elaboración propia.

ANEXOS

Anexo 1. Informe ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr



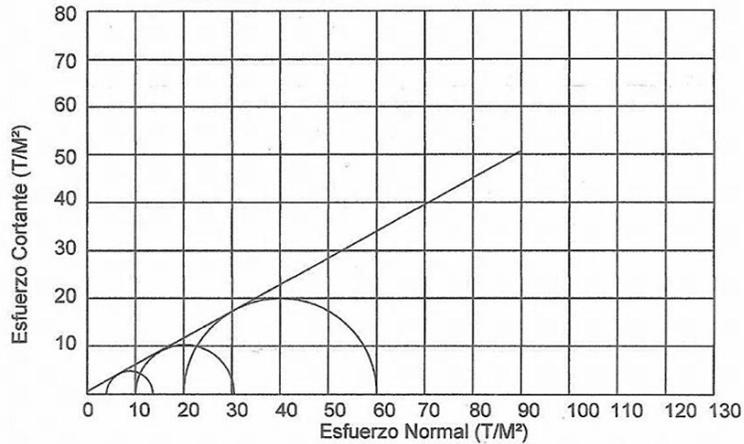
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 0462 S.S. O.T.: 31,404

INTERESADO: Benjamin Rodrigo Ruiz Santiago
 PROYECTO: EPS- Diseño de Puento Vehicular sobre el Río Saquizá, Aldea El Progreso, Mazatenango, Suchitepequez
 Ubicación: Municipalidad de Mazatenango, Suchitepequez
 Fecha: 26 de junio del 2013
 pozo: 1 Profundidad: 2.00 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 29.26$ COHESIÓN: $C_u = 1.3 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCION DEL SUELO: Arcilla consolidada con Particulas de grava
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	9.65	21.22	40.05
PRESION INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	1.5	4.0	6.5
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.53	1.53	1.53
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.75	1.75	1.75
HUMEDAD (%H)	14.3	14.3	14.3

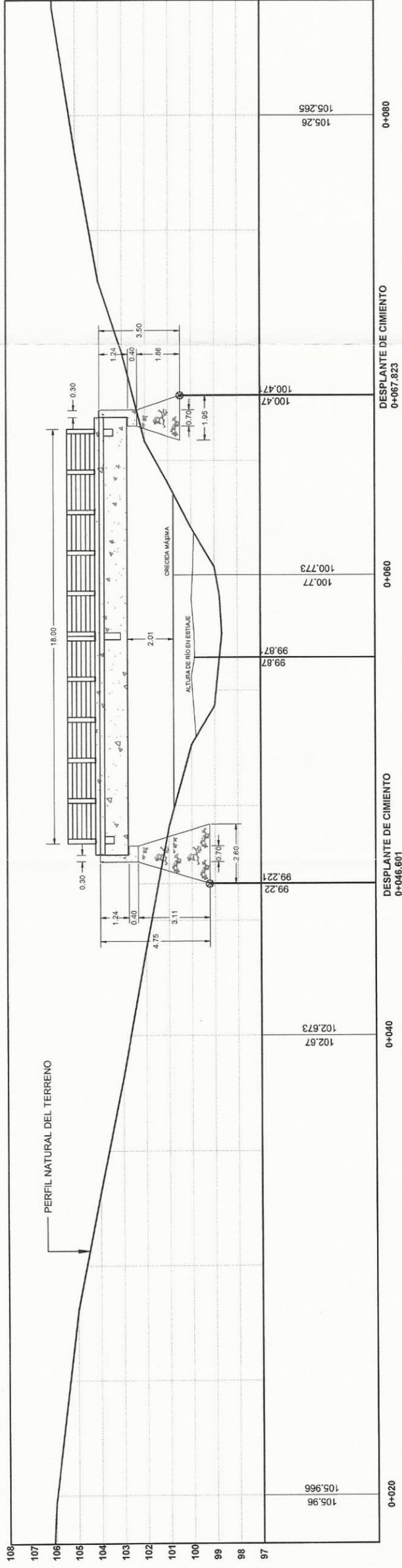
Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC

Atentamente,

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

FACULTAD DE INGENIERIA —USAC—
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Telefono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>



PERFIL PUENTE VEHICULAR
 RÍO SAQUITZÁ, ALDEA EL PROGRESO ESCALA 1:200
 MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ.

ESPECIFICACIONES GENERALES:

- NORMAS DE DISEÑO:**
- STANDARD SPECIFICATIONS HIGHWAY BRIGDES DE LAS NORMAS AASHTO.
 - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI.
 - DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS DE GUATEMALA.

PARÁMETROS DE DISEÑO:

- CARGA VIVA: CARGA VIVA DE DISEÑO TIPO HS15-44
- ANCHO DE VÍA: 1 CARRIL DE 3.40 METROS DE ANCHO
- LUZ LIBRE ENTRE ESTRIBOS: 18 METROS

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

MATERIALES:

- SE UTILIZARÁ CEMENTO PORTLAND DE USO GENERAL EN LA CONSTRUCCIÓN CON UN ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESIÓN DE 4000 PSI (281 Kg/cm²) PARA TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.
- ACERO DE REFUERZO: SE USARÁ DEL TIPO LEGÍTIMO GRADO 40 (2810 Kg/cm²) EN FORMA DE BARRAS CORRUGADAS CON EXCEPCIÓN DE LAS VIGAS PRINCIPALES, LAS CUALES UTILIZARÁN ACERO LEGÍTIMO GRADO 60 (4200 Kg/cm²) EN FORMA DE BARRAS CORRUGADAS.
- APOYO SISMICO: NEOPRENO CON DUREZA SHORE 60, MÓDULO DE CORTE G= 0.90 MPa, Cd = 0.35. EL ESFUERZO ADMISIBLE DEL ACERO SERÁ DE fy= 345 MPa.
- PIEDRA: TAMAÑO NO MENOR DE 30 CM. PIEDRA PARTIDA O CANTO RODADO, BUENA CALIDAD, EN SU ESTADO NATURAL (CARA SIN LABRAR), LIMPIA, DURA SANA LIBRE DE SEGREGACIÓN, FRACTURAS, GRIETAS Y OTROS DEFECTOS ESTRUCTURALES QUE TIENDAN A REDUCIR SU RESISTENCIA A LA INTERPERIE.

ESPECIFICACIONES CONSTRUCTIVAS:

- PARA TODO RELLENO SE DEBE UTILIZAR MATERIAL SELECTO, CON LA FINALIDAD DE GARANTIZAR LOS INDICES DE COMPACTACIÓN EQUIVALENTES A UN ENSAYO PROCTOR ESTANDAR DE 95%.
- CONSIDERAR NO EXCEDER LAS CAPAS DE COMPACTACION DE 0.20 METROS DE ESPESOR.
- PARA EL DRENAJE PLUVIAL UTILIZAR TUBERIA METÁLICA CORRUGADA DE DIÁMETRO 4".
- EL ACABADO DEL CONCRETO EN VIGAS Y BANQUETAS DEBE SER UN CERNIDO REMOLINEADO FINO Y EN LA CARPETA DE RODADURA UTILIZAR CERNIDO HORIZONTAL PERPENDICULAR AL TRÁFICO.
- UTILIZAR PIEDRIN DE DIÁMETRO 1/2" QUE CUMPLA CON LAS ESPECIFICACIONES ASTM C33.
- LOS TRASLAPES DEBEN SER, POR LO MENOS, 20 DIÁMETROS.
- JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN SÓLO DONDE ESTÉN INDICADAS EN PLANOS.
- LAS DIMENSIONES ESTÁN EN METROS, SALVO SE INDIQUE DIFERENTE.
- LAS BANQUETAS Y LAS BARANDAS DEBEN FUNDIRSE DESPUÉS DE PERMITIR LA LIBRE DEFLEXIÓN DE LAS VIGAS PRINCIPALES.
- VALOR SOPORTE DEL SUELO 35.56 TON/M2



PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO SAQUITZÁ ALDEA EL PROGRESO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ	
	TOPOGRAFÍA: RODRIGO RUIZ S.
CONTENIDO: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y PERFIL PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO SAQUITZÁ ALDEA EL PROGRESO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ.	DISEÑO: RODRIGO RUIZ S.
PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ.	ASESOR: ING. SILVIO RODRIGUEZ
	FECHA: FEBRERO DE 2014
ERUDIO PROFESIONAL SUPERVISOR FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	HOJA: 1
RODRIGO RUIZ S. CARNÉ: 2006 30316	DE: 8



PUNTO	COTENIMIENTOS TOTALES			DESCRIPCION
	NORTE	ESTE	ELEVACION (P)	
1	1000.000	1000.000	100.00	E1
2	997.451	995.481	103.283	E2
3	997.451	995.481	99.100	Oro
4	999.614	991.672	98.553	Oro
5	1000.643	990.556	99.178	CALUCE
6	1000.622	989.875	100.664	CALUCE
7	1004.73	981.702	101.2	TN
8	1013.982	986.879	104.6	TN
9	1024.2939	954.255	107.876	TN
10	1008.2874	995.519	99.135	Oro
11	1009.2221	993.835	100.43	CALUCE
12	1012.2572	984.2177	103.297	TN
13	1034.1742	986.1112	101.83	Oro
14	1033.778	985.421	101.83	CALUCE
15	1032.4415	982.1842	105.15	TN
16	1031.665	976.7384	107.78	TN
17	1034.209	982.6627	109.043	TN
18	1037.1672	981.5193	105.77	TN
19	1005.4652	1001.704	99.35	ORILLA RIO RAMAL
20	1008.9513	1000.7327	99.15	ORILLA RIO RAMAL
21	1006.2483	1004.3117	100.45	CALUCE
22	1007.7878	1004.3521	100.11	TN
23	1003.009	1022.4797	102.27	TN
24	999.442	1004.11	102.11	CALUCE
25	995.935	1010.0616	105.54	TN
26	994.344	1023.076	106.29	TN
27	983.2053	1015.9105	106.5	TN
28	988.65	1005.015	104.164	TN
29	993.394	1003.148	101.58	TN
30	991.234	983.324	98.63	Oro
31	995.133	985.604	98.76	Oro
32	997.8103	981.601	100.5	CALUCE
33	993.1283	973.228	101.8	Oro
34	1004.2504	974.909	102.44	Oro
35	1012.1256	962.304	104.42	Oro
36	1017.8651	952.887	106.25	Oro
37	1011.5545	948.7166	106.16	Oro
38	1004.7383	960.5398	104.13	Oro
39	995.765	966.632	102.03	TN
40	988.1557	974.6542	99.63	CALUCE
41	986.4594	975.9605	98.47	Oro
42	981.7871	975.5323	98.45	Oro
43	974.8397	982.2399	101.68	CALUCE
44	973.8512	985.974	105.37	TN
45	963.879	985.281	105.89	TN
46	963.887	995.281	105.89	TN
47	975.547	1001.497	105.62	TN
48	981.168	993.747	101.88	O CALLE C CALUCE
49	986.85	994.617	102.62	Oro
50	976.674	1001.3601	105.13	Oro
51	982.238	1001.767	104.74	Oro
52	985.007	996.378	102.83	Oro
53	981.181	996.617	101.83	Oro
54	994.251	997.334	100.79	CALUCE
55	994.266	994.124	100.9	OP. AUDA

56	992.697	992.481	100.5	OP. AUDA
57	992.697	992.481	100.5	OP. AUDA
58	990.605	989.635	100.83	OP. AUDA
59	979.769	1010.133	106.13	Oro
60	974.77	1008.556	106.13	Oro
61	964.078	988.658	105.11	ESCRINA CADA
62	964.376	979.763	104.54	ESCRINA CADA
63	975.37	975.520	103.15	CALUCE
64	981.618	968.827	98.25	Oro
65	943.398	967.823	92.26	CALUCE
66	984.06	961.773	100.26	TN
67	996.946	953.885	102.29	TN
68	1000.205	948.568	104.68	TN
69	1017.847	939.14	107.08	Oro
70	1021.243	941.123	108.46	Oro
71	1021.243	941.123	108.46	Oro
72	1014.65	936.682	106.71	TN
73	1014.65	936.682	106.71	TN
74	1003.329	934.525	105.11	TN
75	999.277	942.262	103.26	TN
76	986.665	950.728	106.48	TN
77	984.812	956.448	99.551	TN
78	1027.607	955.241	107.55	TN
79	1030.527	959.871	103.89	CALUCE
80	1030.527	959.871	103.89	TN
81	1021.899	1012.165	106.48	TN
82	1021.086	1019.866	103.32	CRAMAL
83	1016.618	1009.485	102.16	CRAMAL
84	1014.028	1004.473	101.06	CRAMAL
85	1009.86	1005.257	99.68	CRAMAL
86	1013.521	1011.603	100.31	CRAMAL
87	1013.521	1011.603	100.31	CRAMAL
88	1034.439	1018.631	107.03	TN
89	1039.666	1012.655	108.2	TN
90	1041.07	1000.555	107.27	TN
91	1038.618	995.392	104.86	TN
92	1037.135	993.446	102.94	CALUCE
93	1040.483	984.362	99.88	Oro
94	1040.483	984.362	99.88	Oro
95	1041.821	986.893	100	Oro
96	1043.332	991.38	104.18	CALUCE
97	1044.664	995.16	106.5	TN
98	1046.246	1000.136	108.46	TN
99	1052.323	978.888	100.79	Oro
100	1053.388	980.888	100.79	Oro
101	1053.388	980.888	100.79	Oro
102	1036.56	979.523	105.53	TN
103	976.352	961.256	94.11	Oro
104	970.88	961.762	98.05	Oro
105	969.471	961.68	100.04	CALUCE
106	969.738	960.025	101.11	TN
107	977.732	948.523	101.58	TN
108	977.732	948.523	101.58	TN
109	971.866	947.24	100.24	CALUCE
110	973.778	943.86	97.18	Oro
111	977.439	942.779	97.25	Oro
112	981.689	943.065	105.58	CALUCE
113	981.133	960.686	94.91	CALUCE

PROYECTO:

DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RIO SAQUITZA
ALDEA EL PROGRESO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ

TOPOGRAFIA:

RODRIGO RUIZ S.

DISEÑO:

RODRIGO RUIZ S.

ASESOR:

ING. SILVIO RODRIGUEZ

FECHA:

FEBRERO DE 2014

HOJA:

2

DE:

8

CONTENIDO: CURVAS DE NIVEL

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

ING. SILVIO RODRIGUEZ SERRANO

ASESOR - SUPERVISOR DE OBRAS EN ANCHO

Unidad de Práctica de Ingeniería y EPS

Facultad de Ingeniería

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISIVO

FACULTAD DE INGENIERIA

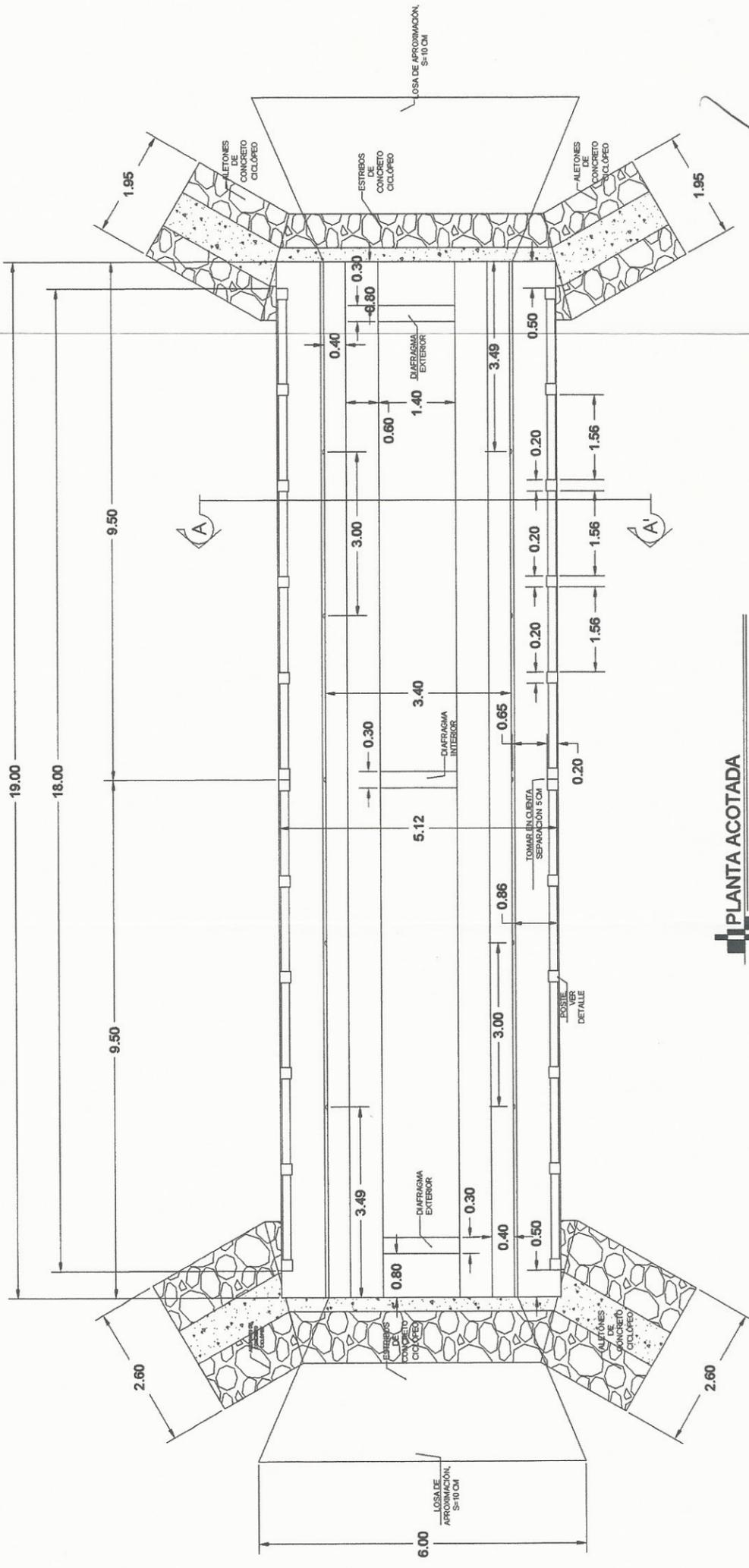
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

RODRIGO RUIZ S.

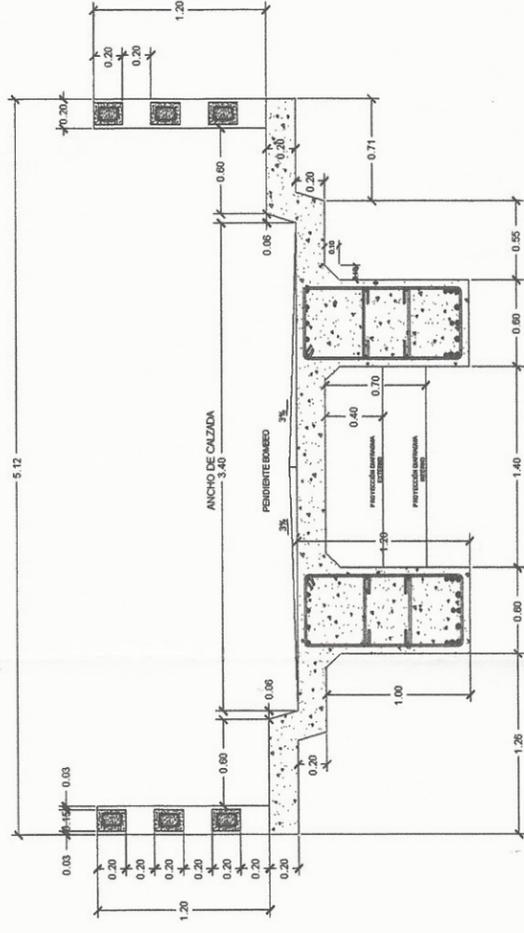
ING. SILVIO RODRIGUEZ

ASESOR SUPERVISOR

CARNÉ: 2006.30316



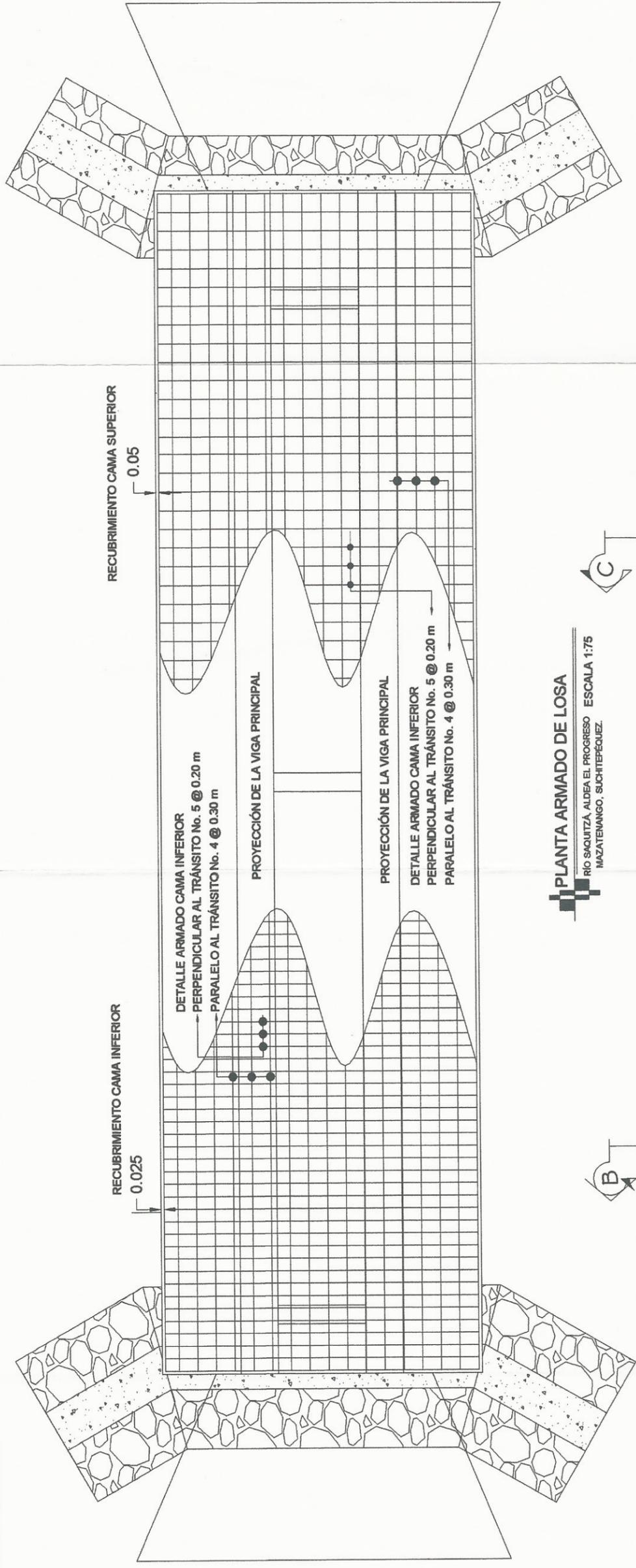
PLANTA ACOTADA
RÍO SAQUITZÁ ALDEA EL PROGRESO ESCALA 1:100
MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ.



PERFIL ACOTADO
RÍO SAQUITZÁ ALDEA EL PROGRESO ESCALA 1:50
MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ.

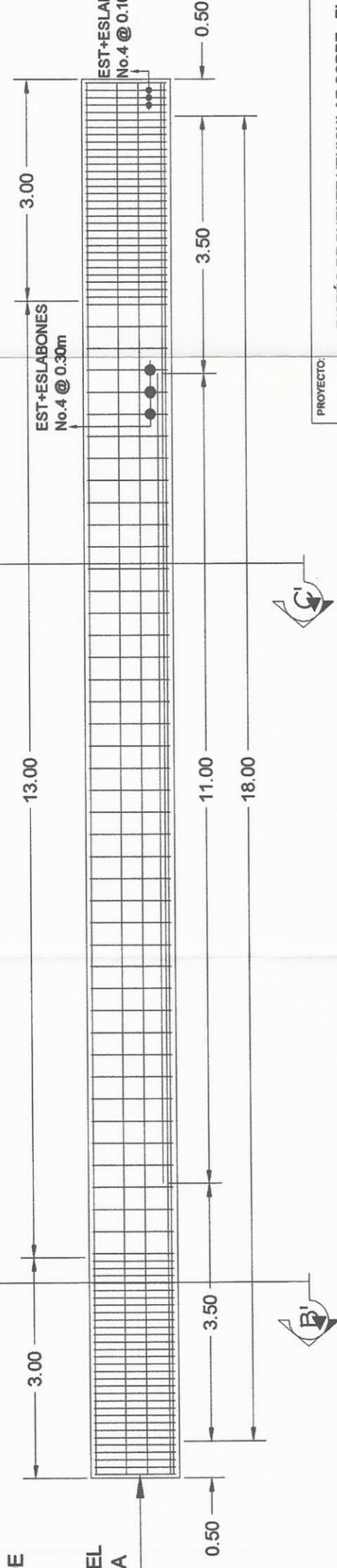


PROYECTO:	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO SAQUITZÁ ALDEA EL PROGRESO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ	
	CONTENIDO: SUPERESTRUCTURA PLANTA ACOTADA Y CORTE ACOTADO	TOPOGRAFÍA: RODRIGO RUIZ S.
	PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ.	DISEÑO: RODRIGO RUIZ S.
		ASESOR: RODRIGO RUIZ S.
		FECHA: FEBRERO DE 2014
		HORA: 3 DE 8
	RODRIGO RUIZ S. INGENIERO SUPERVISOR CARNÉ: 2008 30316	



PLANTA ARMADO DE LOSA
 RIO SAQUITZÁ, ALDEA EL PROGRESO ESCALA 1:75
 MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ

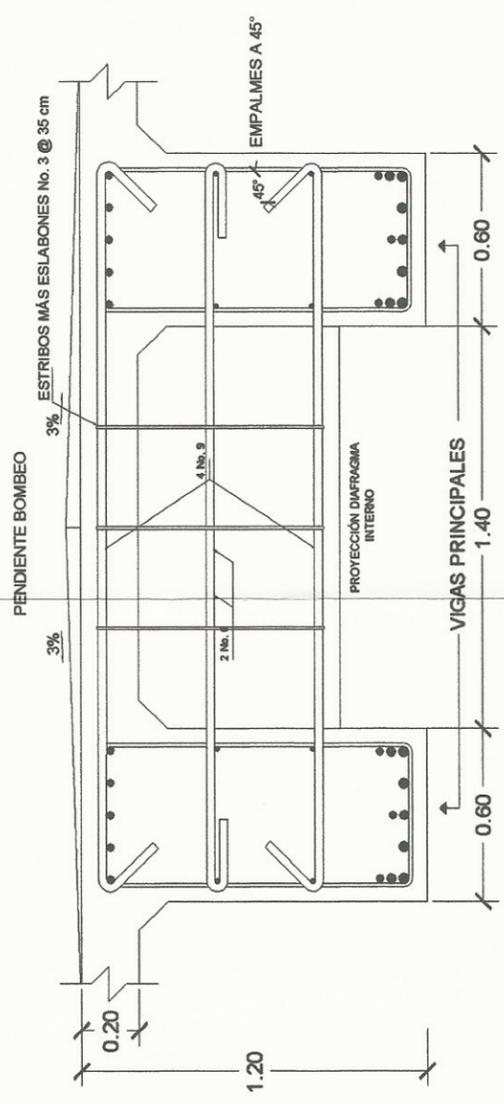
PRIMER ESTRIBO DE CONFINAMIENTO SÍSMICO A LOS PRIMEROS 0.05m DEL ROSTRO DE LA VIGA



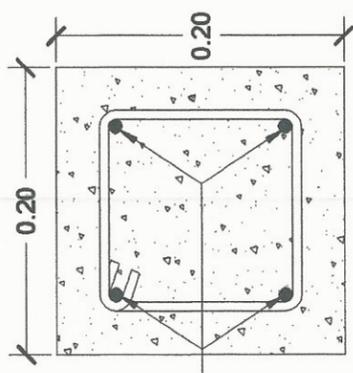
ARMADO LONGITUDINAL DE VIGA PRINCIPAL
 RIO SAQUITZÁ, ALDEA EL PROGRESO ESCALA 1:75
 MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ

PROYECTO:  DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO SAQUITZÁ ALDEA EL PROGRESO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ	CONTENIDO: ARMADOS	TOPOGRAFÍA: RODRIGO RUIZ S.
	PROPIETARIO: MUNICIPALIDAD DE MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ.	DISEÑO: RODRIGO RUIZ S.
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO POR LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	ASesor: ING. SILVIO RODRIGUEZ	FECHA: FEBRERO DE 2014
RODRIGO RUIZ S. CARNÉ: 2006 30316	ING. SILVIO RODRIGUEZ ASESOR SUPERVISOR	HOJA: 4 DE 8

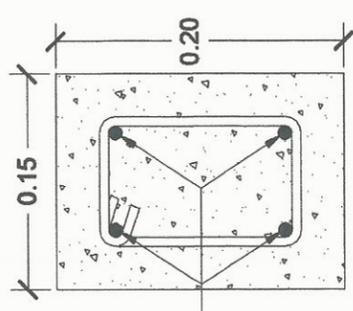




EMPALMES DE DIAFRAGMA EN VIGAS PRINCIPALES
 RÍO SAQUITZÁ, ALDEA EL PROGRESO ESCALA 1:25
 MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ.



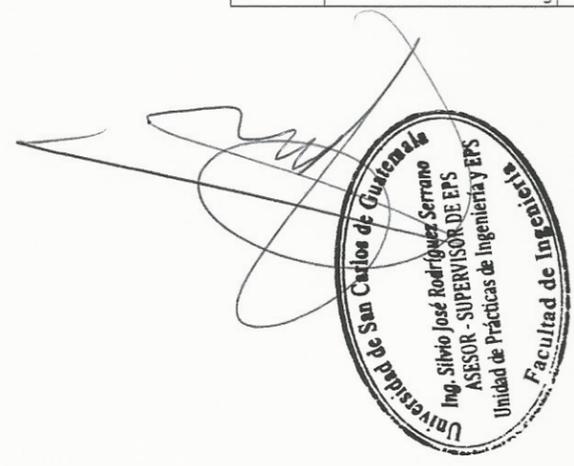
ARMADO DE POSTE
 RÍO SAQUITZÁ, ALDEA EL PROGRESO ESCALA 1:5
 MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ.



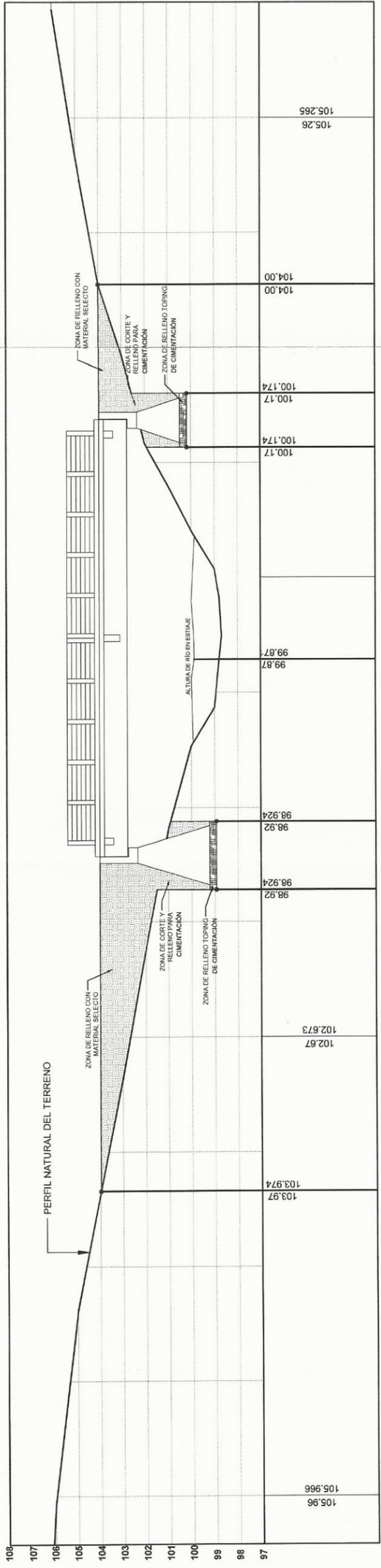
ARMADO DE RIEL
 RÍO SAQUITZÁ, ALDEA EL PROGRESO ESCALA 1:5
 MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ.

4 No. 5
 EST No. 2 @ 10 cm

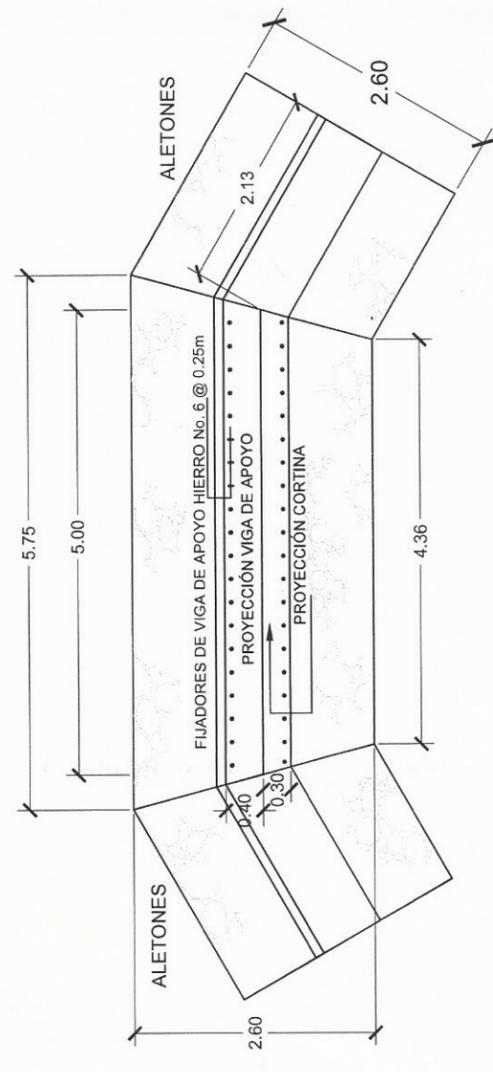
4 No. 3
 EST No. 2 @ 15 cm



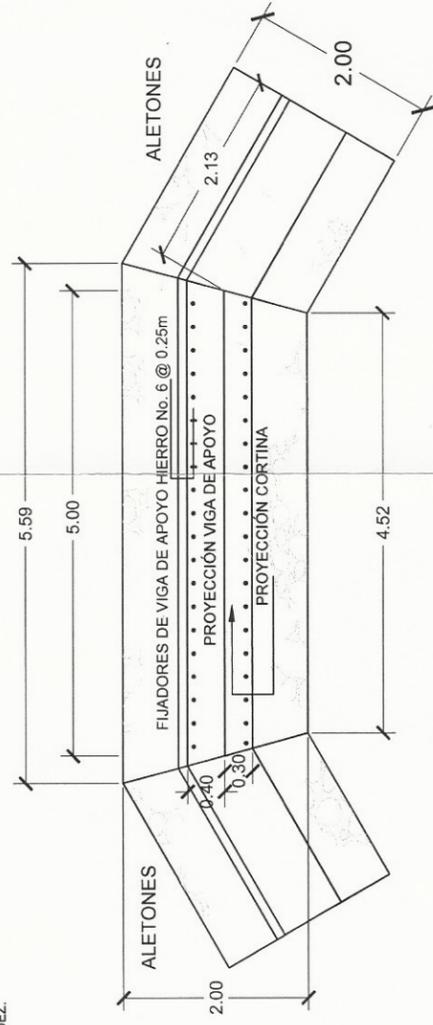
PROYECTO:	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO SAQUITZÁ ALDEA EL PROGRESO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ	
TOPOGRAFÍA:	RODRIGO RUIZ S.	
DISEÑO:	RODRIGO RUIZ S.	
ASESOR:	ING. SILVIO RODRIGUEZ	
FECHA:	FEBRERO DE 2014	
HOJA:	6	8
CONTENIDO:	ARMADOS	
PROPIETARIO:	MUNICIPALIDAD DE MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ.	
PROYECTO:	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO SAQUITZÁ ALDEA EL PROGRESO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ	
ASESOR:	ING. SILVIO RODRIGUEZ	
FECHA:	FEBRERO DE 2014	
HOJA:	6	8
PROYECTO:	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO SAQUITZÁ ALDEA EL PROGRESO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ	
ASESOR:	ING. SILVIO RODRIGUEZ	
FECHA:	FEBRERO DE 2014	
HOJA:	6	8
PROYECTO:	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO SAQUITZÁ ALDEA EL PROGRESO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ	
ASESOR:	ING. SILVIO RODRIGUEZ	
FECHA:	FEBRERO DE 2014	
HOJA:	6	8



PERFIL DE CORTE Y RELLENO
 RÍO SAQUITZÁ, ALDEA EL PROGRESO ESCALA 1:200
 MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ.



PLANTA ESTRIBO TIPO 1
 RÍO SAQUITZÁ, ALDEA EL PROGRESO ESCALA 1:75
 MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ.



PLANTA ESTRIBO TIPO 2
 RÍO SAQUITZÁ, ALDEA EL PROGRESO ESCALA 1:75
 MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ.

PROYECTO:	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO SAQUITZÁ ALDEA EL PROGRESO, MAZATENANGO, SUCHITEPÉQUEZ		
	 CONTENIDO: DISEÑO DE PUENTES DE CIMENTACION	TOPOGRAFIA: RODRIGO RUIZ S.	DISEÑO: RODRIGO RUIZ S.
	PLANTAS: Ing. Silvio José Rodríguez Serrano SUPERVISOR DE EPS MUNICIPALIDAD DE MAZATENANGO UNIDAD SUCHITEPÉQUEZ	ASESOR: ING. SILVIO RODRIGUEZ	FECHA: FEBRERO DE 2014
	 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	HOJA: 8	DE: 8
	RODRIGO RUIZ S. CARNÉ. 2006 30316	ING. SILVIO RODRIGUEZ ASESOR SUPERVISOR	