



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

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN CASERÍO VALLE NUEVO
Y MURO DE CONTENCIÓN EN LA CABECERA MUNICIPAL
DE SANTA CATARINA MITA, DEL DEPARTAMENTO DE JUTIAPA.**

Walter Neftaly Morales Peñate

Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

Guatemala, enero de 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN CASERÍO VALLE NUEVO
Y MURO DE CONTENCIÓN EN LA CABECERA MUNICIPAL
DE SANTA CATARINA MITA, DEL DEPARTAMENTO DE JUTIAPA.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

WALTER NEFTALY MORALES PEÑATE

ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, ENERO DE 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE LA JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruíz
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXÁMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Ing. Armando Fuentes Roca
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN CASERÍO VALLE NUEVO Y MURO DE CONTENCIÓN EN LA CABECERA MUNICIPAL DE SANTA CATARINA MITA, DEL DEPARTAMENTO DE JUTIAPA,

tema que fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 24 de julio de 2007.

Walter Neftaly Morales Peñate

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Por ser fuente de paz y sabiduría, en quien he confiado en todos los momentos de mi vida, colmándome de su magnificencia, misericordia y bendición.
- Mis padres** Ing. Neftalí Morales Aceituno y Sandra Lissette Peñate de Morales. Por que este logro es más de ustedes que mío y no hubiera sido posible sin su sacrificio y el inmenso amor que me manifiestan día a día.
- Mis hermanas** Mariela, Mónica y Fabiola, por estar junto a mí en los momentos de felicidad y adversidad. Gracias por darme su amor y compañía.
- Mis abuelos** Oscar Raúl Peñate Salguero, Mara Consuelo Mazariegos de Peñate, Esaú Morales (D.E.P.) y Romelia Aceituno (D.E.P.).
- Mis sobrinos** María Gabriela, Jorge Eduardo, Melvin Arnoldo y Mónica Sofía.
- Mis tíos** Por ser ejemplo de vida.
- Mis primos** Por todo su aprecio, en especial a Luis Fernando.
- Mis amigos** Nathalie López, Arely Aguilar, Luis Peñate, Willy Gudiel. En especial a Edgar Rumaldo (D.E.P.). Por todos los momentos compartidos y su incondicional apoyo.

AGRADECIMIENTO ESPECIAL A:

Municipal de Santa Catarina Mita, Jutiapa.

Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

Mis Centros de Estudio

Colegio Católico Particular Mixto San Miguel

Centro de Educación Media Agropecuaria de Suroriente (CEMAS)

Universidad de San Carlos de Guatemala.

Especialmente, a mis queridos maestros y amigos, quienes cultivaron en mí la semilla del saber.

A mi tierra, Jutiapa.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XI
RESUMEN	XIII
OBJETIVOS	XV
INTRODUCCIÓN	XVII
1 FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1 Monografía del lugar	1
1.1.1 Características generales de Santa Catarina Mita	1
1.1.2 División administrativa, territorial e idioma	1
1.1.3 Descripción demográfica	2
1.1.3.1 Etnias	2
1.1.3.2 Cultura indígena y no indígena	2
1.1.4 Servicios básicos	3
1.1.4.1 Agua potable	3
1.1.4.2 Letrinas	3
1.1.4.3 Drenajes	4
1.1.4.4 Desecho de excretas	4
1.1.4.5 Basura	4
1.1.4.6 Energía eléctrica	5
1.1.4.7 Rastro municipal	5
1.1.4.8 Polideportivo	5
1.1.4.9 Centro comercial municipal	6
1.1.5 Ubicación y acceso	6
1.1.6 Medios de transporte	7
1.1.7 Topografía, clima e hidrografía	7
1.1.7.1 Extensión territorial, altura y posición astronómica	7
1.1.7.2 Limites	8
1.1.7.3 Topografía	8
1.1.7.4 Orografía	8
1.1.7.5 Suelo	9
1.1.7.6 Clima	9
1.1.7.7 Hidrografía	10

1.1.8	Vivienda	11
1.1.9	Educación	11
1.1.9.1	Infraestructura educativa	11
1.1.9.2	Cobertura educativa escolar	12
1.1.9.3	Nivel universitario	12
1.1.10	Salud	13
1.1.10.1	Infraestructura de salud	13
1.1.11	Cultura y tradiciones	13
1.1.12	Religión y espiritualidad	14
1.1.13	Turismo	14
1.1.14	Artesanías	15
1.1.15	Proyecto desarrollo rural trifinio	15
2	SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	17
2.1	Diseño del puente vehicular para el caserío Valle Nuevo	17
2.1.1	Descripción del proyecto	17
2.1.2	Criterios y especificaciones para el diseño de puentes concreto de sección en viga y losa	18
2.1.3	Estudio hidrológico	18
2.1.3.1	Método de sección-pendiente	19
2.1.3.2	Cálculo del caudal máximo	20
2.1.4	Levantamiento topográfico	21
2.1.5	Evaluación de la calidad del suelo	21
2.1.6	Descripción de la solución propuesta	22
2.1.7	Diseño del puente vehicular	22
2.1.7.1	Datos y especificaciones del puente	22
2.1.7.2	Diseño de la superestructura	23
2.1.7.2.1	Diseño de la losa	23
2.1.7.2.1.1	Cálculo del espesor de la losa	24
2.1.7.2.1.2	Cálculo del espesor del peralte	24
2.1.7.2.1.3	Cálculo de momento y esfuerzos	25
2.1.7.2.1.4	Cálculo del refuerzo	27
2.1.7.2.1.4.1	Refuerzo transversal principal en la cama inferior	27
2.1.7.2.1.4.2	Refuerzo transversal cama superior	30
2.1.7.2.1.4.3	Refuerzo longitudinal para cama cama superior e inferior	31
2.1.7.2.1.5	Diseño de losa en voladizo	32
2.1.7.2.1.5.1	Cálculo de momentos	33
2.1.7.2.1.5.2	Cálculo del refuerzo	34
2.1.7.2.2	Diseño de vigas	34
2.1.7.2.2.1	Dimensionamiento de la viga interior y exterior	35
2.1.7.2.2.2	Factor de distribución	35

2.1.7.2.2.3	Cálculo de momentos	36
2.1.7.2.2.3.1	Momento por carga viva	37
2.1.7.2.2.3.2	Momento debido al impacto	41
2.1.7.2.2.4	Diseño de viga interna	42
2.1.7.2.2.4.1	Cálculo de momentos	42
2.1.7.2.2.4.2	Cálculo del refuerzo de la viga	43
2.1.7.2.2.4.3	Diseño a corte	48
2.1.7.2.2.5	Diseño de viga exterior	53
2.1.7.2.2.5.1	Cálculo de momentos	53
2.1.7.2.2.5.2	Cálculo del refuerzo de la viga	55
2.1.7.2.2.5.3	Diseño a corte	59
2.1.7.2.2.6	Diseño de diafragma	64
2.1.7.3	Diseño de la subestructura	67
2.1.7.3.1	Diseño de la cortina	67
2.1.7.3.1.1	Empuje de tierra	67
2.1.7.3.1.2	Fuerza longitudinal	68
2.1.7.3.1.3	Cálculo por sismo	69
2.1.7.3.1.4	Combinación de cargas para momento	70
2.1.7.3.1.5	Cálculo del refuerzo	72
2.1.7.3.1.6	Diseño a corte	73
2.1.7.3.2	Diseño de la viga de apoyo	74
2.1.7.3.3	Diseño de asentamiento o base	75
2.1.7.3.4	Diseño del estribo	76
2.1.7.3.4.1	Revisión del estribo	78
2.1.7.3.4.1.1	Sin considerar la sobrecarga	78
2.1.7.3.4.1.2	Comprobación del muro con superestructura y carga viva	79
2.1.7.3.4.1.3	Revisión del muro con sismo	82
2.1.7.3.5	Diseño del barandal	84
2.1.8	Presupuesto	85
2.1.9	Cronograma de ejecución física y financiera	87
2.1.10	Evaluación preliminar ambiental	88
2.1.10.1	Impacto ambiental que será producido	90
2.1.10.2	Medidas de mitigación	91
2.1.11	Evaluación socio económica	93
2.1.11.1	Valor presente neto	93
2.1.11.2	Tasa interna de retorno	95
2.2	Diseño de muro de contención	97
2.2.1	Descripción del proyecto	97
2.2.2	Datos necesarios para diseño de muro	97
2.2.3	Predimensionamiento del muro	98
2.2.4	Chequeos de estabilidad del muro de contención	99
2.2.4.1	Chequeo contra volteo	99

2.2.4.2	Chequeo contra deslizamiento	101
2.2.4.3	Chequeo contra asentamiento	102
2.2.5	Diseño de la cortina	102
2.2.5.1	Determinación del corte actuante en la cortina	102
2.2.5.2	Verificación de corte actuante y corte resistente	103
2.2.5.3	Determinación del momento flector	104
2.2.5.4	Determinación del acero de refuerzo principal(cortina)	104
2.2.5.5	Determinación del acero por temperatura	107
2.2.6	Diseño del pie	107
2.2.6.1	Chequeo por corte	108
2.2.6.2	Determinación del momento flector	109
2.2.6.3	Determinación del acero de refuerzo principal (pie)	109
2.2.6.4	Determinación del acero por temperatura	112
2.2.7	Diseño del talón	112
2.2.7.1	Chequeo por corte	113
2.2.7.2	Determinación del momento flector	114
2.2.7.3	Determinación del acero de refuerzo principal en el talón	114
2.2.7.4	Determinación del acero por temperatura	117
2.2.8	Presupuesto	118
2.2.9	Cronograma de ejecución física y financiera	120
2.2.10	Evaluación preliminar ambiental	122
2.1.10.1	Impacto ambiental que será producido	123
2.1.10.2	Medidas de mitigación	124
2.2.11	Evaluación socioeconómica	126
2.1.11.1	Valor presente neto	126
2.1.11.2	Tasa interna de retorno	128
	CONCLUSIONES	131
	RECOMENDACIONES	133
	BIBLIOGRAFÍA	135
	APÉNDICE	137

ÍNDICE GENERAL

FIGURAS

1	Mapa de ubicación geográfica	1
2	Área de la sección del río	20
3	Sección transversal de la losa	23
4	Sección transversal losa en voladizo	32
5	Detalle de armado en la losa	34
6	Cargas para factor de distribución en viga exterior	36
7	Diagrama de camión en lugar crítico	38
8	Diagrama de cuerpo libre de carga viva	39
9	Diagrama de corte y momento producido por carga viva	40
10	Detalle de refuerzo viga interna parte central	45
11	Detalle de refuerzo viga interna a 2.75 m. del apoyo	45
12	Diagrama de cuerpo libre de carga viva para corte de viga interna	49
13	Detalle de estribos y eslabones viga interna parte central	52
14	Detalle de armado de viga interna a 2.75 m del apoyo	52
15	Detalle de refuerzo viga exterior parte central	58
16	Detalle de refuerzo viga externa a 2.75 m del apoyo	58
17	Diagrama de cuerpo libre de carga viva para corte de viga interna	60
18	Detalle de refuerzo viga exterior parte central	63
19	Detalle de armado de viga externa a 2.75 m del apoyo	63
20	Detalle de armado de diafragma	66
21	Dimensiones de la cortina y viga de apoyo	67
22	Empuje sobre la cortina y viga de apoyo	68

23	Fuerza longitudinal en viga de apoyo	69
24	Diagrama de presiones en el estribo	77
25	Diagrama de presiones en el estribo	77
26	Esquema de ingresos y egresos económicos para el puente vehicular	94
27	Geometría del muro de contención	98
28	Secciones del muro de contención	99
29	Distribución de cargas en el pie	108
30	Distribución de cargas en el talón	113
31	Detalle de armado de muro de contención	117
32	Esquema de ingresos y egresos económicos para el muro de contención	127

TABLAS

I	Presiones, momentos y empujes en el estribo	76
II	Cálculo del momento estabilizante	78
III	Cálculo del momento estabilizante considerando sismo	82
IV	Presupuesto de puente vehicular	86
V	Cronograma de ejecución física y financiera de puente vehicular	87
VI	Cálculo del momento resistente en el muro de contención	100
VII	Presupuesto del muro de contención	119
VIII	Cronograma de ejecución física y financiera de muro de contención	120
IX	Pesos específicos de algunos suelos	139
X	Valores representativos de ϕ para arenas y limos	139
XI	Cargas unitarias admisibles típicas, dadas en kg/cm^2	140

LISTA DE SÍMBOLOS

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
AASTHO	<i>American Association of Highways and Transportation Officials</i>
ACI	American Concrete Institute
V_s	Capacidad soporte del suelo
E_s	Módulo de elasticidad del acero
M_{cm}	Momento de carga muerta
M_{cv}	Momento de carga viva
M_I	Momento de impacto
M_u	Momento último
A_s	Área de acero
A_{stem}	Área de acero por temperatura
$A_{smín}$	Área de acero mínimo
A_{smax}	Área de acero máximo
ρ	Porcentaje de acero
$\rho_{mín}$	Porcentaje de acero mínimo
$\rho_{máx}$	Porcentaje de acero máximo
$S_{máx}$	Espaciamiento máximo de estribos
Φ	Factor de reducción de esfuerzos
f'_c	Resistencia a compresión del concreto a los 28 días
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero
K_a	Coeficiente del empuje activo de suelos
K_p	Coeficiente del empuje pasivo de suelos
Kg/cm^2	Kilogramo por centímetro cuadrado

Kg/m	Kilogramo por metro
Kg-m/m	Kilogramo-metro por metro
Kg/m ³	Kilogramo por metro cúbico
Ton/m ²	Tonelada por metro cuadrado
W	Peso
W _c	Peso del concreto de cimiento por unidad de longitud
W _s	Peso del suelo que está encima del cimiento por unidad de longitud
γ_s	Peso unitario del suelo
@	A distancia de

GLOSARIO

Acera	Espacio más elevado que la capa de rodadura donde circulan los peatones.
Carga muerta	Carga permanente en la estructura.
Carga última	Carga por su respectivo factor de incertidumbre.
Carga viva	Carga no permanente a través del tiempo, se estima que podrá trasladarse en el futuro de un lugar a otro, debe tomarse siempre en cuenta para que no ocasione cambios estructurales.
Concreto ciclópeo	Material de construcción con aspecto de piedra, obtenido de una mezcla proporcionada de cemento, arena, piedra y agua; a diferencia del concreto reforzado, los áridos son más gruesos.
Concreto reforzado	Material de construcción obtenido de una mezcla de cemento, arena, grava y agua; como refuerzo se colocan varillas de acero corrugado.
Empuje	Fuerza ejercida por el suelo a la estructura.
Estribo	Muro que soporta a la superestructura y transmite el peso al suelo.

Especificaciones	Son normas generales y técnicas de construcción contenidas en un proyecto.
Fuerza de sismo	Carga que es inducida por un sismo y que provoca esfuerzos en la subestructura.
Losa	Elemento estructural, plano, que soporta directamente las cargas vehiculares y las transmite a diferentes apoyos.
Puente	Estructura que permite librar obstáculos.
Subestructura	Conjunto de elementos que han sido diseñados para soportar la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.
Superestructura	Conjunto de elementos diseñados para soportar las cargas de tráfico y transmitir las a la subestructura.

RESUMEN

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

Tomando en cuenta, que para proponer una solución técnica eficiente y adecuada, es necesario conocer los factores ambientales, físicos, económicos, sociales y políticos en el que se desenvuelven los habitantes de la comunidad en estudio. En tal sentido, en el primer capítulo se hace una descripción del municipio, donde se puede encontrar: clima, topografía, tipo de suelo, orografía, recursos hidrológicos, entre otros datos.

En el segundo capítulo se encuentra el diseño dos proyectos de infraestructura, el primero un puente vehicular, en el caserío Valle Nuevo, que cubre una luz de 12 m y un ancho de 8 m, para soportar una carga de H-15-44; la superestructura será de concreto armado y la subestructura de concreto ciclópeo. Para el análisis se utilizaron las normas AASHTO y ACI.

El segundo proyecto es el diseño de un muro de contención de concreto reforzado ubicado en la colonia El Tamarindo, de la cabecera municipal de Santa Catarina Mita.

OBJETIVOS

General

- Realizar el diseño de un puente vehicular para el caserío Valle Nuevo y de un muro de contención, del municipio de Santa Catarina Mita, departamento de Jutiapa.

Específicos

1. Desarrollar una investigación monográfica y diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos de infraestructura de Santa Catarina Mita, Jutiapa.
2. Desarrollar proyectos que permitan llenar las necesidades imperantes en la población, ya que se necesita una estructura que se acople al avance y desarrollo actual del municipio.

INTRODUCCIÓN

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

Los proyectos realizados son un puente vehicular ubicado en el caserío Valle Nuevo y un muro de contención ubicado en la cabecera municipal.

El primero pretende mejorar las vías de acceso de muchos vecinos que tienen como fuente de ingresos la venta de productos de origen agrícola que tienen que ser movilizados de sus comunidades a la cabecera municipal.

El segundo proyecto vendrá a proveer de seguridad a vecinos residentes de la cabecera municipal.

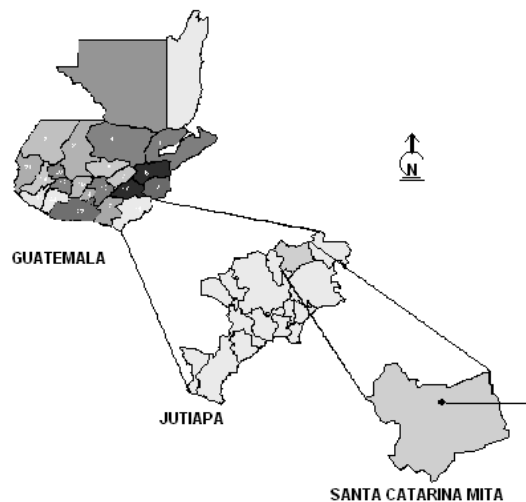
1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del lugar

1.1.1. Características generales de Santa Catarina Mita

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

Figura 1. Mapa de ubicación geográfica.



1.1.2. División territorial, administrativa e idioma

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

Las aldeas del municipio son las siguientes:

1 Horcones	11 Lajas
2 Suchitán	12 Cuesta del Guayabo
3 El Quebracho	13 El Limón
4 Llano de Chinchilla	14 Magueyes
5 La Barranca	15 Santa Rosa
6 El Rodeo	16 Los Zorrillos
7 Sabanetas	17 Jocote Dulce
8 Buena Vista o Altillo	18 Carbonera
9 Brasilar	19 Zacuapa
10 Aldea Nueva	20 Corral Falso

1.1.3. Descripción demográfica

1.1.3.1. Etnias

El municipio no cuenta con grupos étnicos indígenas. Se tienen datos que 40 años atrás existían Pocomanes y Xincas, los cuales emigraron o se latinizaron, actualmente en algunas poblaciones sus habitantes conservan algunos rasgos físicos de descendientes indígenas.

1.1.3.2. Cultura indígena y no indígena

No existe población ni cultura indígena; en la comunidad de Suchitán, la mezcla ladina fue menos influyente, por lo que se conservan algunos rasgos indígenas en la población.

El idioma que se habla en todo el municipio es el español; no se habla ninguna lengua o idiomas mayas.

1.1.4. Servicios básicos

1.1.4.1. Agua potable

En el municipio hay 5,954 viviendas que cuentan con este servicio conformando el 92.9% del total de viviendas.

Se han perforado pozos y habilitados con generadores diesel y bombas sumergibles, que son las que compensan en gran parte el déficit de agua que se tiene en el pueblo.

Se ha creado la oficina municipal de servicio de agua, que es la encargada de la planificación y ejecución de proyectos de agua potable que a su vez tiene a su cargo el monitoreo de la calidad de agua, así mismo, como el mantenimiento preventivo y correctivo de los sistemas de agua potable.

Actualmente se esta llevando a cabo el proyecto de colocación de medidores de agua potable, en la que tiene como objetivo principal, la medición del caudal domiciliar, ya que anteriormente no se contaba con un control adecuado del consumo de agua en el casco urbano.

1.1.4.2. Letrinas

En el municipio hay 1,884 viviendas con letrinas, conformado el 37.24% del total de viviendas.

1.1.4.3. Drenajes

El sistema de alcantarillado sanitario del área urbana tiene más de 20 años de haber sido construido, a éste se encuentran conectado, casi en su totalidad, las viviendas del casco urbano.

1.1.4.4. Desecho de excretas

La disposición de excretas es inadecuada ya que descarga en la quebrada La Javía, la que atraviesa el casco urbano provocando un alto impacto ambiental de contaminación.

1.1.4.5. Basuras

Solamente en el área urbana hay servicio de tren de aseo que es utilizado por 282 viviendas, el resto de la población utiliza un basurero municipal o la entierra.

La municipalidad cuenta con un terreno a un kilómetro sobre la carretera que conduce a El Progreso, vía Horcones, donde el camión del tren de aseo deposita la basura, no se cuenta con un proceso de manejo adecuado.

Se ha logrado eliminar en un 80% los basureros clandestinos dentro del área urbana. Se está trabajando en un plan de manejo de basura.

1.1.4.6. Energía eléctrica

Actualmente el servicio es prestado por la empresa DEORSA con presencia en los últimos cuatro años. El 95.74 % de las comunidades cuentan con servicio con una cobertura promedio de viviendas en el municipio de 99.43%.

1.1.4.7. Rastro municipal

Otro de los servicios que presta la municipalidad es el rastro municipal con un moderno edificio que cuenta con 1 área para estacionamiento del animal, 6 mataderos, 6 destazaderos, 2 locales, uno para venta del producto (carne) y el otro para incinerar las viseras de los animales, además cuenta con 1 oficina, baños y una bodega.

1.1.4.8. Polideportivo

El municipio cuenta con un moderno polideportivo, el cual se encuentra ubicado en el barrio El Tamarindo, que sirve de recreación a propios y extraños. Éste es uno de los centros turístico más atractivos del municipio, cuenta con: piscina olímpica, piscina para niños, estadio de fútbol, cancha de basquetball, un coliseo para jaripeos y otros eventos, un albergue con capacidad para 100 personas, un ranchón con servicio de restaurante y amplias áreas recreativas, áreas verdes y de descanso.

1.1.4.9. Centro comercial municipal

El centro comercial municipal cuenta con 24 locales tanto en su planta baja como su planta alta en el cual se encuentran gran variedad de negocios y servicios como: farmacia, el correo, radio municipal, centro de computación, además se encuentran gran variedad de ventas de verduras y frutas.

1.1.5. Ubicación y acceso

El municipio de Santa Catarina Mita se encuentra ubicado en el departamento de Jutiapa en la parte noroeste. Dista del departamento 18 kilómetros y 147 kilómetros de la ciudad capital.

La arteria principal que conduce al municipio es la carretera interamericana, ésta tiene dos ramales: uno el antiguo camino angosto, que se desprende de la cabecera municipal de El Progreso, haciendo un recorrido de 16 kilómetros, pasando por las comunidades de Cuesta del Guayabo, Suchitán, Aldea Nueva, Horcones y algunos caseríos. El ramal dos es la carretera llamada comúnmente La Arenera.

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

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

1.1.6. Medios de transporte

El municipio tiene el servicio de transporte extraurbano. Las principales empresas de buses prestan el servicio de y hacia la ciudad capital y a la cabecera departamental de Jutiapa con un recorrido de tres horas y media y de 45 minutos hacia la cabecera departamental.

El trayecto de estas rutas, recorre la mayoría de las aldeas del municipio, cuyos destinos son los municipios de: Agua Blanca, Ipala, Chiquimula, San Luís Jilótepeque, Puerto Barrios y El Petén.

Además existen autobuses y microbuses que prestan sus servicios al departamento de Jalapa, El Chaparrón, Asunción Mita, Atescatempa, Moyuta y Yupiltepeque. El 35% de las aldeas no tienen el servicio de transporte público, transportándose los pobladores a la cabecera municipal en camión, pick-up, bestias y otros.

1.1.7. Topografía, clima e hidrografía

1.1.7.1. Extensión territorial, altura y posición astronómica

La extensión territorial es de 132 kilómetros cuadrados, ubicado a una altura de 700.02 metros sobre el nivel del mar, y sus coordenadas se localizan a 14^º 27' 02" latitud norte y 89^º 44' 34" longitud oeste del meridiano de Greenwich. Limitada al norte con el municipio de San Manuel Chaparrón (Jalapa), al oeste con Agua Blanca (Jutiapa) y Monjas (Jalapa).

1.1.7.2. Límites

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

1.1.7.3. Topografía

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

1.1.7.4. Orografía

Santa Catarina Mita se encuentra en la depresión nororiente del volcán Suchitán, el cual presenta cinco picos importantes, los más mencionados son el San Jacinto entre Zacuapa y Quebracho y el Mataltepe entre Quebracho, Horcones y Suchitán.

Otros picos de este volcán, son el cerro Chino, el Mataltepito, La Bandera, La Montaña de Suchitán, y otra serie de cerros con variados nombres, generalmente como Los Roblares.

Al nororiente se reconocen el Cerro de Ixtepeque y el Bonete. Existe gran cantidad de cerros en las aldeas como La Lomita, Cerro El Pinal de los Mazariegos, Cerro de La Cruz, La Huehuecha, Cerro Bendito, La Loma de Don Baudilio, en Horcones. Los Fusiles y El Cementerio en Cuesta de Guayabo, Los Pinales y el Divisadero, en Arada; Las Flores y Calderas, en Sabanetas; Los Pinales entre Jocote Dulce y San Jorge; Cerrito Colorado en Buena Vista; Las Lomas en la Barranca; La Nicha y Cañas Viejas en El Guapinol y San Vicente en Santa Rosa.

1.1.7.5. Suelo

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

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

1.1.7.6. Clima

El clima de Santa Catarina Mita, generalmente es cálido, pero se acentúa en los meses de marzo y abril, durante los meses de noviembre, diciembre y enero la temperatura es baja por las montañas colindantes.

El municipio como parte de la región oriental del país es un lugar donde hay poca precipitación pluvial durante la época lluviosa, comparada con otras zonas del país. Las condiciones climáticas se caracterizan por días claros y soleados durante los meses que no llueve y parcialmente nublados durante los meses de enero a marzo. La época de lluvia corresponde especialmente a los meses de junio a octubre en el que las precipitaciones alcanzan volúmenes de 800 mm y 1,000 mm y como promedio total anual 800 mm. La evapotranspiración potencial es alrededor de 1.5 mm/día.

1.1.7.7. Hidrografía

Se considera el volcán Suchitán como la zona de recarga de la mayor parte del agua del municipio.

Las fuentes de agua identificadas son: El Cuje, El Tempisque, Las Cajitas del Mezcal, Las Lajas, Chilamate, El Chichicaste, El Guineo, El Agüito, El Escolástico, Matasano, El Sauce, El Aguacate, El Maguey, El Naranjal, El Barranco, Las Cajitas de la Piedrona y El Albañil.

Existen riachuelos como los de Santa Rita y la Quebrada de La Barranca, también los nacimientos de El Chaparrón en Zacuapa, La Jabilla y El Riíto, en la cabecera municipal. Los Pozos y El Pocito en Arada y Los Pinales, respectivamente; Ojo de agua en Sabanetas, El Carrizal y La Piedra en Brasilar, y otras floraciones en las márgenes del río Ostúa.

Otras fuentes importantes son: Agua Caliente o los Chorros en Jocote Dulce, Agua Caliente de la Bartolina en la cabecera municipal, El Aguacate en Montañita, Tempisque en Carbonera, Julio Méndez en El Guapinol, Agua Zarca en Santa Rosa, Monte Alto en Suchitán, Santa Gualuya en El Limón, El Puente en la comunidad del Puente, El Sunzo en Santa Catarina Mita: San Jerónimo o Chomo hacia Barranca Honda entre Horcones, Brasilar y Santa Catarina Mita, Las Norias en Horcones, El Chichicaste en el rumbo de Aradita, El Ojo de agua de El Tigre en Las Lajas.

Finalmente, Santa Catarina Mita, es bordeado del poniente norte al oriente sur, por el río Ostúa, en los límites con el municipio de San Manuel Chaparrón, Jalapa.

1.1.8. Vivienda

Las viviendas están construidas con paredes de adobe en un 40% y de block en un 60%, los techos son de teja de barro cocido en un 30%, lamina de zinc en un 65% y de paja un 5%, los pisos son de cemento alisado en un 35.0%, de granito en un 60% y el resto es de tierra apisonada. Estas viviendas están formadas por dos ambientes los cuales son utilizados como sala-comedor y dormitorio.

1.1.9. Educación

1.1.9.1. Infraestructura educativa

Existen 71 edificios para servicios educativos, dando cobertura a los niveles de pre primaria, primaria, básico y diversificado.

Una escuela tipo federación del área urbana con dos jornadas matutina y vespertina, para niños y niñas. De los setenta y un centros, cinco son privados.

1.1.9.2. Cobertura educativa escolar

La cobertura educativa es la siguiente:

- Nivel pre-primario.
- Nivel primario.
- Nivel básico.
- Nivel diversificado.

En el nivel diversificado solo hay centros educativos en el área urbana, la mayor población son hombres y son del sector privado.

1.1.9.3. Nivel universitario

Desde el 2006 se cuenta con una extensión universitaria de la Universidad de San Carlos de Guatemala, en la cual funciona la Facultad de Humanidades con la carrera de profesorado de enseñanza media, plan fin de semana. Se tiene un promedio de inscripción de 350 alumnos.

Ya se cuenta con un terreno donde se iniciará la fase de construcción de un moderno edificio con tres plantas que alberguen a un número de 400 alumnos aproximadamente, el cual brindará comodidad y un eficiente servicio.

1.1.10. Salud

1.1.10.1. Infraestructura de Salud

El municipio cuenta con un centro de salud tipo "A", perteneciente al Ministerio de Salud Pública y asistencia social, anexo se encuentra una sala de maternidad con equipo y mantenimiento, en la cual se han atendido un promedio de 98 partos en este año 2005.

Se cuenta con seis puestos de salud ubicados en las comunidades de La Barranca, Los Horcones, Aldea Nueva y Jocote Dulce, estos cuentan con una enfermera auxiliar presupuestada por el ministerio de salud, y los de Carbonera y El Limón, cuentan con una enfermera auxiliar por contrato. Los puestos de salud cuentan con el equipo necesario para su funcionamiento y fines preventivos.

1.1.11. Cultura y tradiciones

Una de las características de la cultura de Santa Catarina Mita son las diversas tradiciones, que se han mantenido a través del tiempo y forman parte de la cultura del pueblo. Las más importantes son:

- a. El Tope de Mayo y El Día de la Cruz (feria titular del 30 de abril al 4 de mayo).
- b. Día de los Santos (1 y 2 de noviembre).
- c. Encuentro de la patrona de Santa Catarina Mita con San Luís, patrón de San Luís Jilotepeque, Jalapa, San Ildefonso, patrón de Ipala, Chiquimula y San Pedro de San Pedro, Pinula, Jalapa. (Feria patronal de noviembre).
- d. El baño en las aguas del río Ostúa en los fines de semana y días festivos (sábado de gloria, 25 de noviembre y 1 de enero).

- e. Fabricación de pan para la Semana Santa.
- f. Regalo de leche para el canchúl (Ayote con dulce) para el día de los santos.
- g. Procesiones en la Semana Santa.
- h. Robo y hallazgo de la santa cruz.
- i. Bailes para la elección de reinas.
- j. Feria Patronal de noviembre en honor a Santa Catarina.
- k. Celebración de Navidad.
- l. Celebración de Año Nuevo.

1.1.12. Religión y espiritualidad

En el municipio, existe la religión católica, cristiano evangélica y otras denominaciones. En la cabecera municipal la Iglesia católica conserva todas las características arquitectónicas de los templos construidos durante la época colonial.

En la aldea de El Limón hay una Iglesia católica que es la más antigua, se supone que fue construida a finales del siglo XIX y principios del siglo XX; en las comunidades de Los Horcones, Suchitán, El Rodeo, El Quebracho, La Barranca hay Iglesias católicas, su arquitectura no es colonial.

1.1.13. Turismo

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

- a. Volcán Suchitán.
- b. Iglesia Católica.

- c. Polideportivo Municipal.
- d. Balneario Brisas del Sunzo.
- e. Balneario Las Vegas.
- f. Volcán Ixtepeque.
- g. Y gran variedad de lugares en el área urbana.

1.1.14. Artesanías

Hoy en día sólo existen dos familias dedicadas a esta actividad, los productos elaborados son: comales, ollas, cucúas; estos para ser elaborados, tienen que ser previamente encargados por su poco uso.

1.1.15. Proyecto desarrollo rural del triffinio:

El proyecto de desarrollo rural del triffinio esta enfocado a áreas de fragilidad ecológica, denominada también como frontera ecológica. Actualmente cuenta con cuatro personas encargadas de la ejecución de las actividades, siendo estos: un médico veterinario, dos ingenieros agrónomos y una secretaria. Sus objetivos son contribuir a la erradicación de la pobreza a través del crédito y la productividad, así mismo el mantenimiento ecológico del municipio.

Sus actividades o proyectos las realizan a través de la Asociación de Productores Agropecuarios del Suchitán, APAS, y en su mayoría están dirigidos a infraestructura vial, agua potable, productividad agropecuaria y crédito, teniendo actualmente una cobertura en nueve 9 aldeas del sector de la montaña.

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño del puente vehicular para el caserío valle nuevo

2.1.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular de concreto reforzado, de dos vías, para soportar una carga viva AASTHO H15-44, con una luz entre apoyos de 12.00 m. y un ancho de rodadura de 6.00 m.

El puente vehicular estará conformado por:

- Subestructura compuesta por:
 - Cortina
 - Viga de apoyo
 - Estribos

- Superestructura compuesta por:
 - Losa
 - Diafragmas
 - Vigas

2.1.2. Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección en viga y losa

Para el efecto se aplicarán tanto las normas que establecen la American Association State Highway and Transportation Officials (AASHTO) como las que establece el American Concrete Institute (ACI).

2.1.3. Estudio hidrológico

En proyectos sobre puentes, el dato más útil e indispensable en el perfil transversal del cauce es el que corresponde al tirante normal, al tirante de creciente máxima y al tirante de creciente máxima extraordinaria, los cuales son necesarios para calcular la luz y altura del puente. El tirante normal de un río es aquel que lleva cuando se realiza el levantamiento topográfico y que varía dentro de cierto rango durante la época de estiaje. La creciente máxima es aquella que se produce con mayor frecuencia en las épocas de lluvia y se determinan a través de señales que deja, o por la información de vecinos del lugar. Este tipo de crecidas ocurre cada año.

En el diseño de un puente se debe considerar la creciente máxima. Generalmente se coloca la superestructura dos metros arriba de la creciente máxima.

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

2.1.3.1. Método de sección-pendiente

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

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

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

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

Donde:

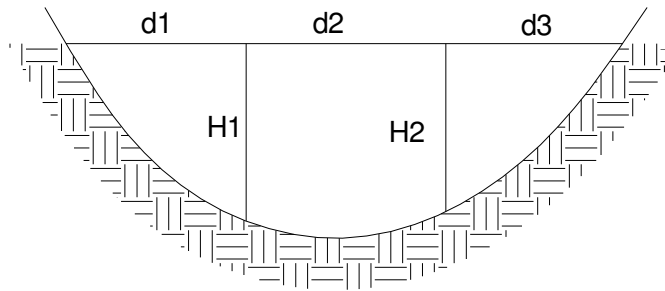
V = Velocidad en m / seg.

R = Radio Hidráulico (área / perímetro mojado).

S = Pendiente.

n = Coeficiente de rugosidad.

Figura 2. Área de la sección del río



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

$$A = 12.1918 m^2$$

2.1.3.2. Cálculo del caudal máximo

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

Pendiente para el caudal máximo	3.32 %
Altura de crecida	1.90 m
Área de desalojo	12.1918 m ²
Coeficiente de rugosidad	0.20
Perímetro mojado	10.8498 m

Cálculos:

$$R = \frac{12.1918}{10.8498} = 1.1237$$

$$V = \frac{1}{0.20} \left[(1.1237)^{\frac{2}{3}} \times (0.0332)^{\frac{1}{2}} \right] = 1.0705 \frac{m.}{seg}$$

$$Q = V \times A$$

$$Q = (1.0705 \times 12.1918) = 13.05 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

El caudal obtenido servirá para determinar la altura mínima del puente y el área de descarga.

2.1.4. Levantamiento topográfico

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

Se realizaron los levantamientos siguientes:

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

2.1.5. Evaluación de la calidad del suelo

Al suelo del proyecto se realizaron los ensayos para la clasificación de suelos y se clasificó como grava con arena color gris y según la clasificación SCU es GW y según la clasificación PRA es A-1-a. En base a estos resultados se dedujo un valor soporte de 20,000 Kg/m². Según tabla XI de la página 140.

2.1.6. Descripción de la solución propuesta

El puente cubrirá una luz entre apoyos de 12.00 m y será de dos vías con un ancho de rodadura de 6.00 m y un ancho total de 8.00 m. Estará conformado por una superestructura de concreto armado, conformada por una losa plana, banquetas, tres vigas principales y dos diafragmas. La subestructura estará conformada por estribos de concreto ciclópeo y vigas de apoyo de concreto armado.

2.1.7. Diseño del puente vehicular

2.1.7.1. Datos y especificaciones del puente

Luz libre	12.00 m.
Luz eficaz	11.10 m.
Ancho total	8.00 m.
Ancho útil	6.00 m.
Esfuerzo máximo del concreto ($f'c$)	210 Kg / cm^2
Esfuerzo máximo del acero (Fy)	2,810.00 Kg. / cm^2
Peso volumétrico del concreto ciclópeo (W_{cc})	2,700.00 Kg. / cm^2
Peso volumétrico del concreto armado (W_c)	2,400.00 Kg. / cm^2
Peso volumétrico del suelo (W_s)	1,800.00 Kg. / cm^2
Capacidad soporte del suelo (V_s)	20,000.00 Kg. / cm^2
Profundidad de la cimentación (H)	4.00 m.
Sobrecarga (Eje más pesado H15-44)	12,000.00 lbs.

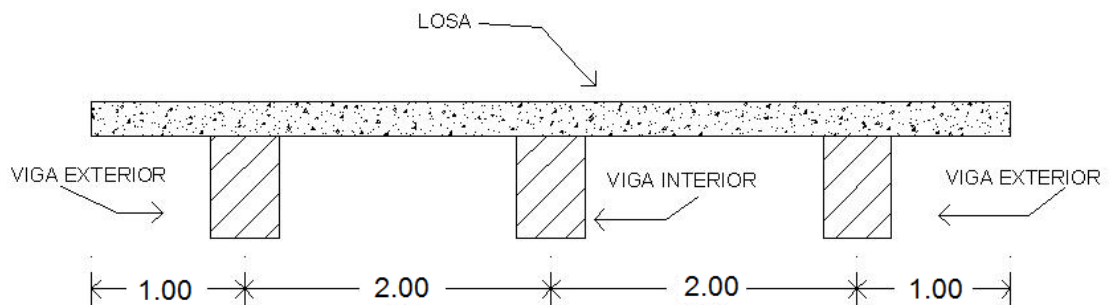
2.1.7.2. Diseño de la superestructura

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

2.1.7.2.1. Diseño de la losa

La losa del puente se diseñará aplicando las normas AASHTO. Para esto es necesario determinar como trabaja la losa. En este caso la losa trabaja en un solo sentido, que es el sentido corto; por lo tanto el refuerzo principal de la losa es perpendicular al trafico.

Figura 3. Sección transversal de la losa



- **Losa entre vigas**

Según AASHTO 1.3.2, la luz de diseño para la losa es igual a la luz libre; de acuerdo con la geometría adoptada en el diseño del puente es de 1.50 m.

2.1.7.2.1.1. Cálculo del espesor de la losa

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

$$t = \frac{1.20(S + 3.05)}{30} \geq 0.15 \text{ m}$$

Donde:

t: Espesor de la losa (m)

S: Distancia libre entre vigas (m)

Datos:

L: Losa libre entre vigas (asumiendo un ancho de viga de 0.50 m \Rightarrow 1.50 m).

$$t = \frac{1.20(1.50 + 3.05)}{30} = 0.182 \approx 0.20 \text{ m}$$

Se usará un espesor de la losa de 0.20 m.

2.1.7.2.1.2. Cálculo del peralte

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

Tomando varilla No. 4 G 40:

$$d: t - R - \varnothing / 2$$

Donde:

d: Peralte efectivo en m.

t: Espesor de la losa en m.

R: Recubrimiento mínimo en la parte inferior de la losa en 2.50 cm.

\emptyset = Diámetro de la varilla usada (No. 4).

Cálculo:

Peralte (d) = $0.20 - 0.025 - 0.0127 / 2$

Peralte (d) = 0.1686 m = 16.86 cm.

2.1.7.2.1.3. Cálculo de momentos y esfuerzos

- **Momento por carga muerta**

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

Donde:

W_{cmu} = carga muerta última

L = luz libre entre vigas

Cálculo:

$W_{cm} = W_c * T * 1 = 2,400 * 0.2 * 1 = 480$ kg/m de ancho

$W_{cm} = 480$ kg / m de ancho

$$M_{CM} = \frac{480 * 1.5^2}{10} = 108 \text{ Kg} - m$$

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

b = 1m.

- **Momento por carga viva**

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

$$M_{cv} = \left[0.8 \frac{(S + 2)}{30} \right] P$$

Donde:

S = luz libre entre vigas (pies)

P = peso del eje más pesado (lb)

Peso de eje más pesado P = 12,000 lb

$$M_{cv} = \left[0.8 \frac{(4.92 + 2)}{30} \right] 12000 = 2214.4 \text{ lb} - \text{pie} = 306.15 \text{ Kg} - \text{m}$$

- **Momento debido al impacto**

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

$$I = \frac{50}{S + 125}$$

Donde:

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

S = longitud del tramo donde la carga produce el máximo esfuerzo (pie).

$$I = \frac{50}{4.92 + 125} = 0.385$$

Como $38.5\% > I_{\max}$ entonces utilizar $I_{\max} = 30\%$

- **Cálculo del momento último**

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

$$M_u = 1.30 \left[M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} * I) \right]$$

$$M_u = 1.30 \left[108 + \frac{5}{3} (306.15 * 1.30) \right]$$

$$M_u = 1,002.72 \text{ Kg} - \text{m}$$

2.1.7.2.1.4. Cálculo del refuerzo

2.1.7.2.1.4.1. Refuerzo transversal principal en la cama inferior

Estas losas se toman como vigas rectangulares para simplificar el análisis, calculando para una tira de 1.00 m de ancho y de canto igual al espesor de la losa, cortada perpendicularmente a las vigas de apoyo.

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

$$A_s = 0.85 \frac{f_c b d}{F_y} - \sqrt{\frac{(0.85 f_c b d)^2 - \frac{1.7}{0.9} (f_c b M_u)}{F_y^2}}$$

Donde:

A_s = Área de acero en cm^2 .

f_c = Módulo de fluencia del concreto en Kg / cm^2

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

M_u = Momento Último en $\text{Kg} - \text{m}$.

b = Base de 1.00 m.

d = Peralte efectivo en m.

Datos:

$f_c = 210 \text{ Kg} / \text{cm}^2$

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

$M_u = 100,272 \text{ Kg} - \text{cm}$.

$b = 100 \text{ cm}$

$d = 16.86 \text{ cm}$

Cálculo:

$$A_s = 0.85 \frac{(210 \times 100 \times 16.86)}{2,810} - \sqrt{\frac{(0.85 \times 210 \times 100 \times 16.86)^2 - \frac{1.7}{0.9} (210 \times 100 \times 100,272)}{(2,810)^2}}$$

$$A_s = 2.38 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero mínima:**

$$A_{smin} = \frac{14.1}{F_y} bd$$

$$A_{smin} = \frac{14.1}{2,810} (100 \times 16.86) \quad A_{smin} = 8.46 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero máxima:**

$$\rho_{bal} = \phi \beta_1 E_s \frac{0.003 f_c}{F_y (0.003 E_s + F_y)}$$

Donde:

$$\beta_1 = 0.85 \quad (f_c \leq 280 \text{ Kg. / cm}^2).$$

$$E_s = 2.06 \times 10^6 \text{ Kg. / cm}^2$$

$$\phi = 0.90 \quad (\text{Factor de reducción para flexión})$$

Cálculo:

$$\rho_{bal} = (0.90)(0.85)(2.03 \times 10^6) \frac{0.003(210)}{2,810 [0.003(2.03 \times 10^6) + 2,810]}$$

$$\rho_{bal} = 0.0391$$

$$\rho_{max} = 0.50 \rho_{bal} \quad (\text{Zona Sismica})$$

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

$$A_{s_{max}} = 0.5(0.0391)(100)(16.86)$$

$$A_{s_{max}} = 32.98 \text{ cm}^2$$

Las normas ACI indican:

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

El área calculada tiene que ser mayor que el área de acero mínima y mayor que el área de acero máxima. Como no cumple, ya que el área mínima es mayor que el área calculada, se usará el valor del área de acero mínimo ($A_{s_{min}} = 5.96 \text{ cm}^2$), con esta cantidad de acero se soporta un momento de 3,464.78 kg-m.

- **Distribución de Varillas**

La separación entre varillas no deberá ser mayor que el espaciamiento máximo. El espaciamiento máximo: $2t = 2 \times 0.20 = 0.40 \text{ m}$

Utilizando varilla No. 4 (1.27 cm^2), se distribuye de la manera siguiente:

$$\left. \begin{array}{l} 8.46 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 1 \text{ m} \\ 1.27 \text{ cm}^2 \text{ ----- } X \end{array} \right\} X = 15.01 \Rightarrow 15 \text{ cm}$$

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

2.1.7.2.1.4.2. Refuerzo transversal cama superior

$$A_{s_{temp}} = 0.002bt$$

$$A_{s_{temp}} = 0.002(100)(20) = 4.00 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 4 (1.27 cm^2), se distribuye de la manera siguiente:

$$\left. \begin{array}{l} 4.00 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 1 \text{ m} \\ 1.27 \text{ cm}^2 \text{ ----- } X \end{array} \right\} X = 31.75 \Rightarrow 30 \text{ cm}$$

Usar varilla No. 4 G40 @ 30 cm.

2.1.7.2.1.4.3. Refuerzo longitudinal para cama superior y cama inferior

De acuerdo a la AASHTO 3.24.10.2, se recomienda la siguiente ecuación:

$$FL = \frac{2.20}{\sqrt{S}}$$

Donde:

S: Espaciamiento entre vigas en pies (4.92 pies = 1.50 m)

FL = Factor longitudinal ($FL \leq 0.67$)

$$FL = \frac{2.20}{\sqrt{4.92}} = 0.99 > 0.67$$

$$As = 0.67 \times 8.46 = 5.67 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 4 (1.27 cm^2), se distribuye de la manera siguiente:

$$\left. \begin{array}{l} 5.67 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 1 \text{ m} \\ 1.27 \text{ cm}^2 \text{ ----- } X \end{array} \right\} X = 22.40 \Rightarrow 22 \text{ cm}$$

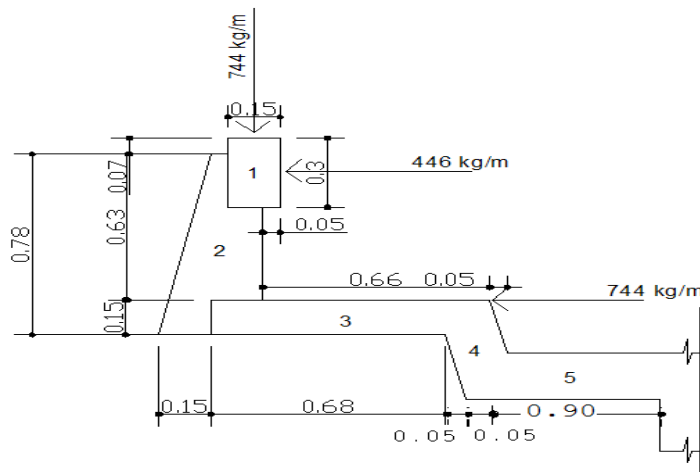
Usar varilla No. 4 G40 @ 22 cm.

2.1.7.2.1.5. Diseño de losa en voladizo

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

- Si la acera es de 2 pies no se necesita incluir carga de peatones.
- El mordiente actúa bajo una carga horizontal de 500 lbs/pie
- El barandal actúa bajo dos cargas: una horizontal de 300 lbs/pie y otra vertical de 100lbs/pie.

Figura 4. Sección transversal losa en voladizo



• Carga muerta

$$P1 = \text{barandal} = (0.15)(0.30)(2,400) = 108 \text{ Kg/m}$$

$$P2 = \text{poste} = [(0.40)(0.10)(0.17) + (0.05)(0.63)(0.17) + (0.78)(0.15)(0.17)(0.5)] * (2,400/2.25)$$

$$P2 = \text{poste} = 23.57 \text{ kg/m}$$

$$P3 = \text{acera} = (0.85)(0.15)(2,400) = 306 \text{ kg/m}$$

$$P4 = \text{bordillo} = (0.17)(0.08)(2,400) = 32.64 \text{ kg/m}$$

$$P5 = \text{losa} = (1.00)(0.20)(2,400) = 480.00 \text{ kg/m}$$

Cálculo de centroides:

$$X1 = 1.700$$

$$X2 = 1.750$$

$$X3 = 1.425$$

$$X4 = 1.075$$

$$X5 = 0.500$$

2.1.7.2.1.5.1.Cálculo de momentos

- **Por carga muerta**

$$Mm = P1X1 + P2X2 + P3X3 + P4X4 + P5X5$$

$$Mm = (108)(1.70)+(23.57)(1.75)+(306)(1.425)+(32.64)(1.075)+(480)(0.5)$$

$$Mm = 935.99 \text{ kg-m}$$

- **Por carga viva**

$$Mcv = P6X6 + P7X7 + P8X8$$

$$Mcv = (100)(5.58) + (300)(2.87) + (500)(1.15)$$

$$Mcv = 1,994 \text{ lb-pie} = 276.33 \text{ kg-m}$$

- **Momento producido por la rueda del camión caso A (AASHTO 3.24.5.1.1.)**

$$M = \frac{P * X}{E}$$

$$P = 12,000 \text{ lbs}$$

$$E = 0.8 * X + 3.75$$

X = distribución de rueda - empotramiento

$$E = 0.8 * 0.49 + 3.75 = 4.14$$

$$M = \frac{12,000 * 0.49}{4.14} = 1,420.87 \text{ lb-pie} = 255.87 \text{ Kg-m}$$

- **Momento por impacto**

$$\text{Carga viva + impacto} = 196.83 * 1.30 = 255.87 \text{ kg-m}$$

- **Momento último**

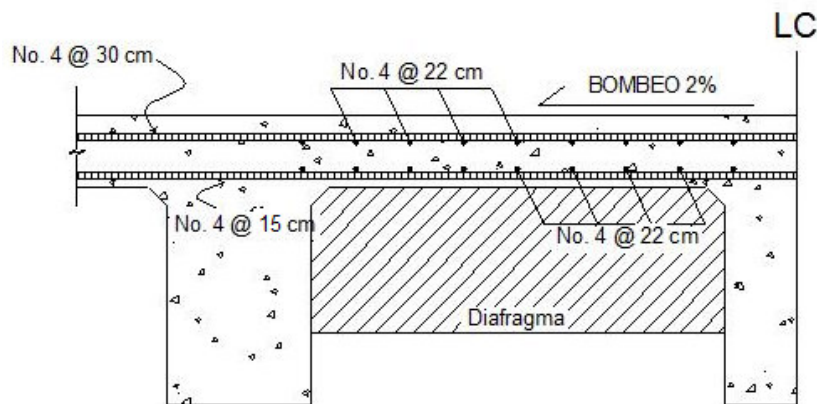
$$M_u = 1.30 \left[935.99 + \frac{5}{3} (276.33 + 255.87) \right]$$

$$M_u = 2,369.89 \text{ kg-m}$$

2.1.7.2.1.5.2. Cálculo del refuerzo

Como el refuerzo utilizado en interior de la losa resiste un momento de 3,464.78 kg-m. y el momento actuante es 2,369.89 kg-m. se utiliza el mismo refuerzo para la losa en voladizo.

Figura 5. Detalle de armado en la losa.



2.1.7.2.2. Diseño de vigas

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

2.1.7.2.2.1. Dimensionamiento de la viga interior y exterior

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

Luz a línea central de apoyos		Lca = 11.60 m.	
Luz libre		LI = 11.10 m.	
Luz eficaz		Le = 12.00 m.	
Peralte	$d = 8\% Lca$	$d = 0.08 * 11.60$	$d = 0.925 \text{ m.}$ $d = 90 \text{ cm.}$
Base	$b = \frac{1}{2} \times d$	$b = 0.5 (0.90)$	$b = 0.45 \text{ m.}$ $b = 50 \text{ cm.}$

- **Predimensionamiento de diafragma**

$$\text{Diafragma interior} = \frac{3}{4} H_{\text{viga}} = 0.75 (90 - 20) = 52.5 \text{ m} = 0.55 \text{ m}$$

$b = 0.30 \text{ m}$ (ancho normal de la base).

$$W_{\text{diaf}} = 2,400 \times 0.55 \times 0.30 = 396.00 \text{ Kg /m}$$

2.1.7.2.2.2. Factor de distribución

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

$$\text{Puente 1 vía} = \frac{S}{6.5} \text{ si } S < 6'$$

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

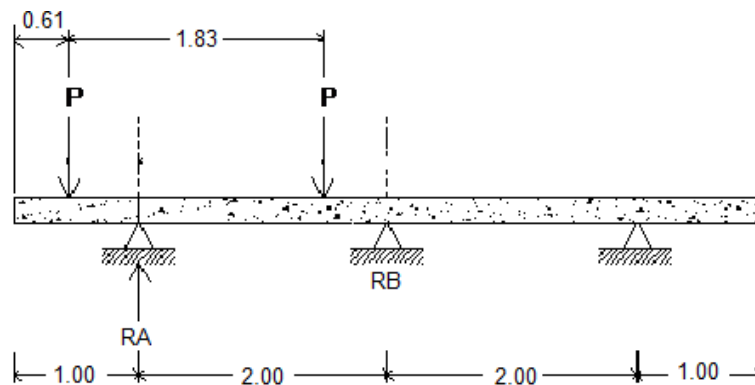
Donde:

S = espaciamiento entre vigas en pies a ejes.

Para vigas exteriores basta con determinar la reacción en función de P.

- **Viga exterior**

Figura 6. Cargas para factor de distribución en viga exterior



$$\sum M_B = 0$$

$$2R_A - 2.39P - 0.56P = 0$$

$$R_A = 1.475P$$

$$R_A = FD_{VE} = 1.475$$

- **Viga interior**

Como el puente es de dos vías, se toma $\frac{S}{6}$,

Donde:

$$S = 2.0 \text{ m} = 6.56 \text{ pie.}$$

$$FD_{IN} = \frac{6.56}{6} = 1.093$$

2.1.7.2.2.3. Cálculo de momentos

2.1.7.2.2.3.1. Momento por carga viva

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

- a. Carga de camión
- b. Carga de pista.

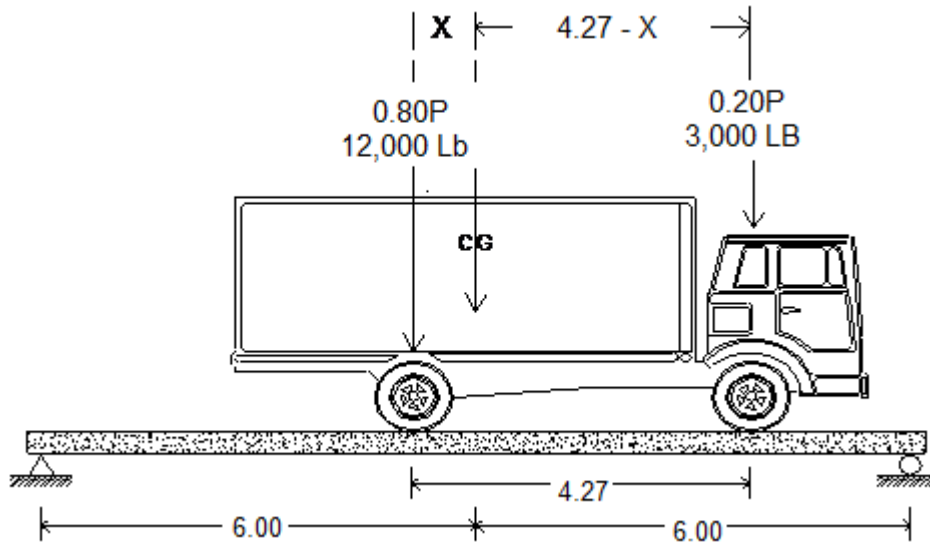
Para superestructuras simplemente apoyadas de luces iguales o menores de 25 m. la carga que produce mayores efectos es la carga de camión y no la carga de pista, por lo que para este estudio no fue tomada en cuenta.

Como el camión puede ocupar cualquier posición dentro de la superestructura, se recomienda que se analice el caso para calcular el efecto que las ruedas del camión producen en las vigas.

Para este tipo de carga, debe primero utilizarse las tablas de AASHTO 3.23.1., para determinar la distribución de la carga de camión en las vigas.

De acuerdo a la AASHTO, para propósitos de este proyecto se utilizó un camión H15-44 para el cálculo del momento de la carga viva. Esta situación se da cuando el camión se encuentra en el lugar crítico, que provoca el máximo momento en las vigas. Este lugar crítico ocurre cuando la mayor carga del camión se encuentra a la misma distancia de un apoyo, como el centro de gravedad del otro apoyo.

Figura 7. Diagrama de camión en el lugar crítico.



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

Encontrando centro de gravedad (CG).

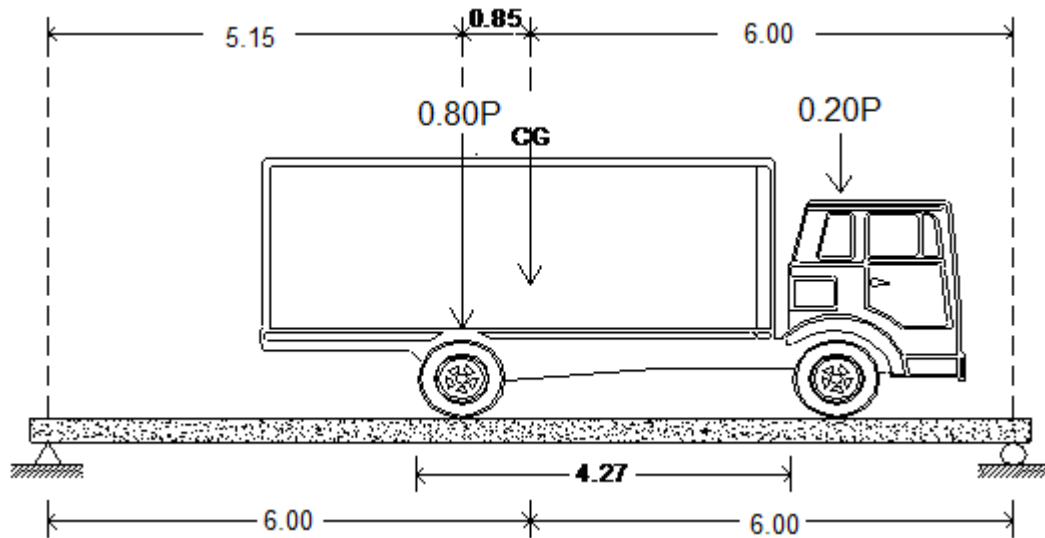
$$P = 15,000 \text{ lbs} = 6,803.89 \text{ Kg}$$

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

$$0.80(6,803.89)X - 0.2(6,803.89)(4.27 - X) = 0$$

$$X = 0.85 \text{ m.}$$

Figura 8. Diagrama de cuerpo libre de carga viva



Ya se ha encontrado el valor de X, ahora se procederá al cálculo del valor de las reacciones en los apoyos R1 y R2, para calcular al momento máximo.

Cálculo de reacciones R₁ y R₂

$$0.2P = 1,360.78 \text{ Kg.}$$

$$0.8P = 5,543.11 \text{ Kg.}$$

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

$$\Sigma M_{R1} = R_2 (12.00) - (5,543.11) (5.15) - (1,360.78)(9.42) = 0$$

$$R_2 = 3,447.13 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma F_y = 0 \uparrow +$$

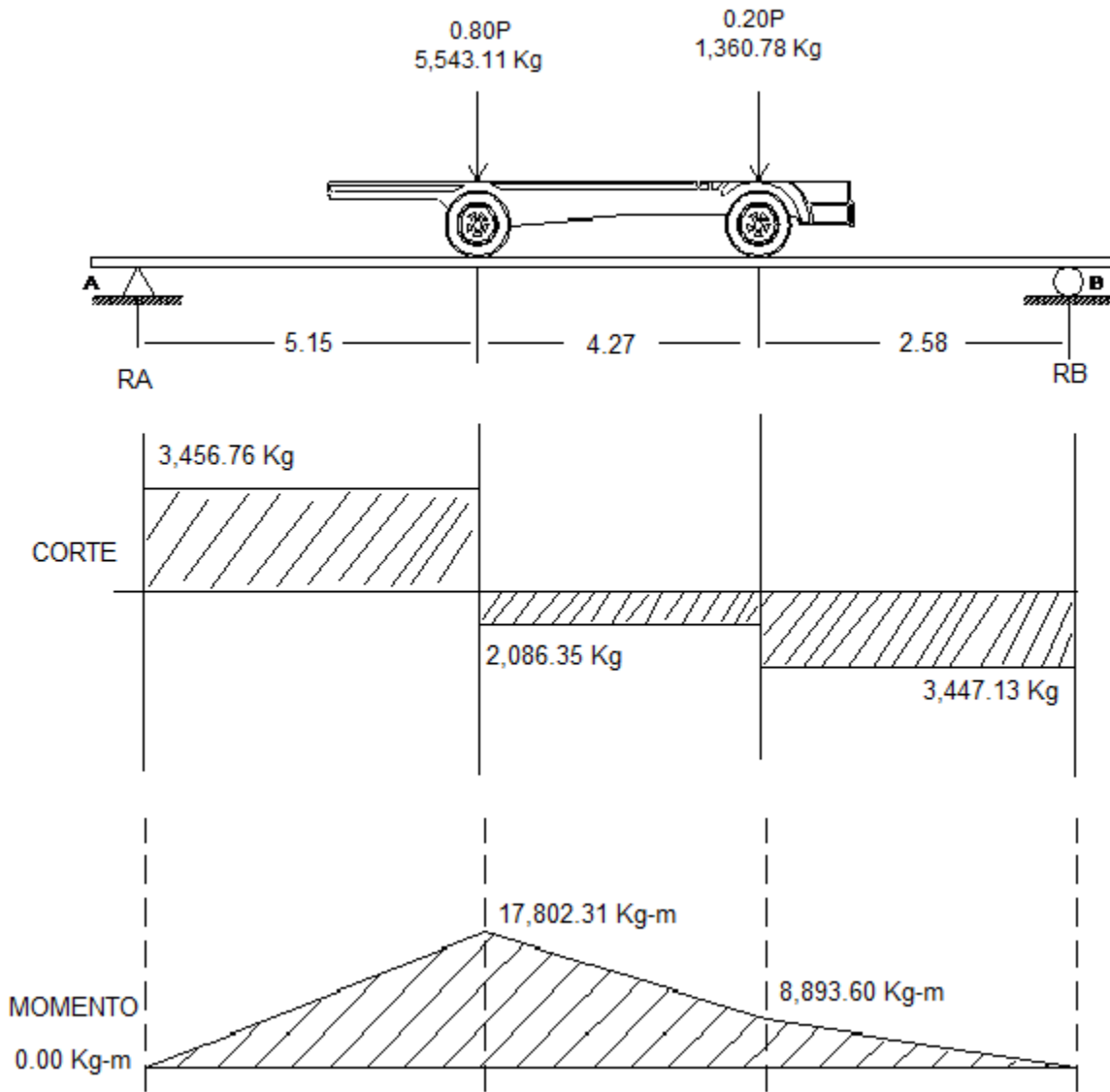
$$\Sigma F_y = R_1 + R_2 - P_{CG} = 0$$

$$\Sigma F_y = R_1 + 3,447.13 - 6,803.89 = 0$$

$$R_1 = 3,456.76 \text{ Kg.}$$

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

Figura 9. Diagrama de corte y momento producido por carga viva.



$$M_{\text{viva(max)}} = 17,802.31 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_{\text{viva}(L/4)} = 10,370.28 \text{ Kg} - \text{m}$$

2.1.7.2.2.3.2.Momento debido al impacto

$$I = \frac{15.24}{(L + 38)}$$

Donde:

L = Luz de viga en metros.

I = Carga de impacto.

$$I = \frac{15.24}{(12.00 + 38)} = 0.3048 > 0.30, \text{ tomar } I = 0.30$$

$$M_{\text{viga}} = M_{\text{cv}} \times I \times \text{FD}$$

Donde:

M_{cv} = Momento generado por carga viva.

I = Factor de impacto

FD = Factor de distribución.

- **Cálculo de momento por carga viva generado en viga exterior**

$$M_{\text{impacto viga exterior (máximo)}} = 17,802.31 \times 1.30 \times 1.475 = 34,135.93 \text{ Kg-m}$$

$$M_{\text{impacto viga exterior (2.75 m)}} = 10,370.28 \times 1.30 \times 1.475 = 19,885.01 \text{ Kg-m}$$

- **Cálculo de momento por carga viva generado en viga interior**

$$M_{\text{impacto viga interior (máximo)}} = 17,802.31 \times 1.30 \times 1.093 = 25,295.30 \text{ Kg-m}$$

$$M_{\text{impacto viga interior (2.75 m)}} = 10,370.28 \times 1.30 \times 1.093 = 14,735.13 \text{ Kg-m}$$

2.1.7.2.2.4. Diseño de viga interna

2.1.7.2.2.4.1. Cálculo de momentos

- **Momento por carga muerta**

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

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

Donde:

W = Carga muerta.

L = Longitud total del puente.

P = Carga que transmiten los diafragmas.

a = Distancia del diafragma al apoyo.

Cálculo:

$$W_{CM} = 0.2 * 2 * 2,400 + 0.7 * 0.5 + 2,400 = 1800kg / m$$

$$P = 396 * 1.5 = 594kg$$

$$M_{muerto(max)} = \frac{(1,800.00)(12.00)^2}{8} + \left(594 \times 2 \times \frac{12}{3} \right)$$

$$M_{muerto(max)} = 37,152.00 \text{ Kg} - m$$

$$M_{\text{muerto}(L/4)} = \frac{(1,800.00)(9)^2}{8} + \left(594 \times 2 \times \frac{12}{3}\right)$$

$$M_{\text{muerto}(L/4)} = 22,997.00 \text{ Kg} - \text{m}$$

- **Momento actuante en la viga interna**

$$M_u = 1.3 \left(M_{\text{CM}} + \frac{5}{3} (M_{\text{CV}} \times l \times \text{FD}) \right)$$

$$M_u = 1.3 \left(37,152 + \frac{5}{3} (25,295.30) \right)$$

$$M_u = 103,104.08 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_{u(L/4)} = 1.3 \left(22,997.00 + \frac{5}{3} (14,735.13) \right)$$

$$M_{u(L/4)} = 61,822.22 \text{ Kg} - \text{m}$$

2.1.7.2.2.4.2. Cálculo del refuerzo de la viga

Se tiene una viga rectangular de 0.90 x 0.50 m, se procederá al cálculo del refuerzo de la viga y se asignará el recubrimiento mínimo de 5.00 cm.

Datos:

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

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

$$M_u = 10,310,408.00 \text{ Kg.} - \text{cm.}$$

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

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

Cálculo:

$$A_s = 0.85 \frac{(210 \times 50 \times 85.00)}{2,810} - \sqrt{\frac{(0.85 \times 210 \times 50 \times 85.00)^2 - \frac{1.7}{0.9} (210 \times 50 \times 10,310,408.00)}{(2,810)^2}}$$

$$A_s = 53.21 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero mínima:**

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{F_y} bd$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{2,810} (50 \times 85) \quad A_{s_{\min}} = 21.33 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero máxima:**

Donde:

$$\beta_1 = 0.85 \text{ (} f'_c \leq 280 \text{ Kg. / cm}^2 \text{)}.$$

$$E_s = 2.06 \times 10^6 \text{ Kg. / cm}^2$$

$$\phi = 0.90 \text{ (Factor de reducción para flexión)}$$

Cálculo:

$$\rho_{\text{bal}} = (0.90)(0.85)(2.03 \times 10^6) \frac{0.003(210)}{2,810(0.003(2.03 \times 10^6) + 2,810)}$$

$$\rho_{\text{bal}} = 0.0391$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.50 \rho_{\text{bal}} \text{ (Zona Sísmica)}$$

$$A_{s_{\text{max}}} = \rho_{\text{max}} bd \quad A_{s_{\text{max}}} = 0.5(0.0391)(50)(85)$$

$$A_{s_{\text{max}}} = 83.13 \text{ cm}^2$$

Las normas ACI indican: $A_{s_{min}} \leq A_s \leq A_{s_{max}}$.

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

Como el área de acero calculada cumple la condición estipulado por el ACI, se usará el valor del área de acero calculado ($A_s = 53.21 \text{ cm}^2$).

- **Refuerzo de la viga interna en el extremo**

Para el diseño del refuerzo en el extremo de la viga se utilizarán los cálculos hechos para un cuarto de la luz (3 metros) y se empleará el mismo método que se utilizó para el centro de la viga. ($M_{u(L/4)} = 61,822.22 \text{ Kg - m}$)

$$A_s = 30.48 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 8 (5.07 cm^2) y No. 6 (2.85 cm^2), la distribución queda de la siguiente manera:

Cama inferior = $5 \text{ No. } 8 + 2 \text{ No. } 6 = 31.05 \text{ cm}^2$ corridos

Cama superior = $33 \% A_s M_{max} = 0.33(53.21) = 17.56 \text{ cm}^2$

$A_{s_{min}} = 21.33 \text{ cm}^2$. Como es mayor, colocar $A_{s_{min}}$

$4 \text{ No. } 8 + 1 \text{ No. } 4 = 21.55 \text{ cm}^2$ corridos

- **Refuerzo de la viga interna en el centro de la viga**

- **Cama inferior**

Se tiene que el área de acero a flexión es 53.21 cm^2 , pero ya se ha colocado 31.05 cm^2 corridos, por lo tanto hay que colocar el acero restante.

$$A_s = 53.21 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 53.21 - 31.05 = 22.16 \text{ cm}^2$$

$$4 \text{ No. } 8 + 1 \text{ No. } 6$$

La distribución del acero r queda de la siguiente manera:

$$5 \text{ No. } 8 + 2 \text{ No. } 6 \text{ corridos} + 4 \text{ No. } 8 + 1 \text{ No. } 6 \text{ Bastón}$$

- **Cama superior**

$$4 \text{ No. } 8 + 1 \text{ No. } 4 = 21.55 \text{ cm}^2 \text{ corridos}$$

- **Refuerzo adicional**

Se colocará un refuerzo adicional de 0.25 plg^2 por cada pie de alto (5.29 cm^2 por metro de alto).

$$R_{Ad} = 0.90 * 5.29 = 4.77 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 6 (2.85 cm^2), se distribuye de la manera siguiente:

$$\left. \begin{array}{l} 2.85 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 1 \text{ var} \\ 4.77 \text{ cm}^2 \text{ ----- } X \end{array} \right\} X = 1.67 \Rightarrow 2 \text{ varillas No. 6 G40}$$

Utilizar 2 varillas No. 6 G40.

Figura 10. Detalle de refuerzo viga interna parte central

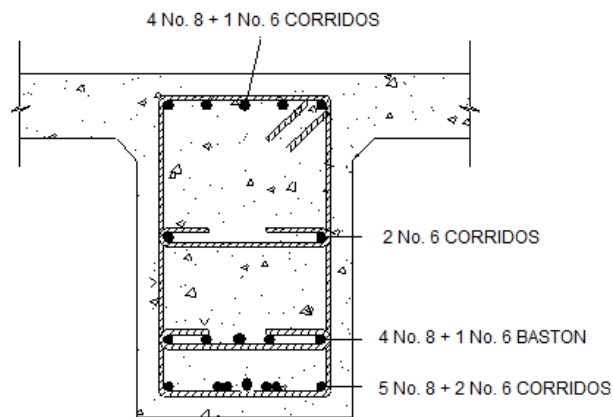
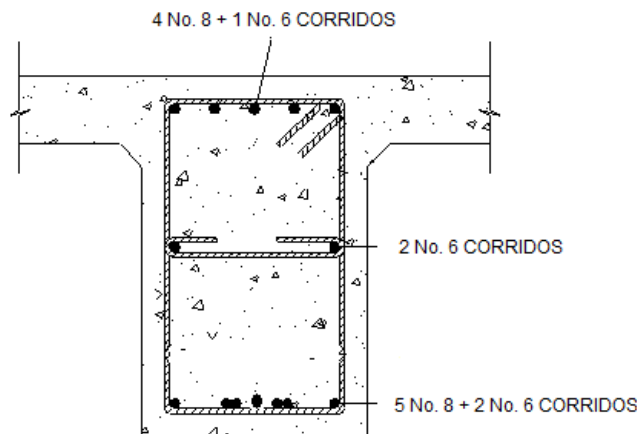


Figura 11. Detalle de refuerzo viga interna a 2.75 m del apoyo



2.1.7.2.2.4.3. Diseño a corte

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

- **Corte debido a carga muerta**

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

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

Donde:

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

W = 1,800 Kg / m.

L = Longitud total de la viga = 12.00 m.

P = Peso de diafragma

Cálculo:

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

$$V_{cm} = \frac{(1,800.00)(12.00)}{2} + \frac{594 \times 2}{2}$$

$$R_1 = R_2 = V_{cm} = 11,394.00 \text{ Kg}$$

$$V_{cm(L/4)} = 11,394.00 - [1,800(3.00) + 594]$$

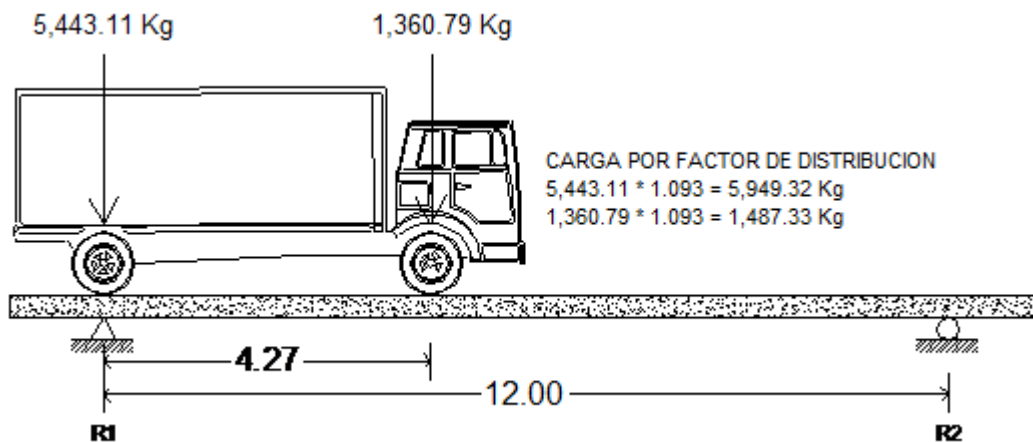
$$V_{cm(L/4)} = 5,400.00 \text{ Kg}$$

- **Corte debido a carga viva**

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

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

Figura 12. Diagrama de cuerpo libre de carga viva para corte de viga interna



Cálculo de reacciones R_1 y R_2

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

$$\Sigma M_{R_2} = R_1 (12.00) - (5,449.32) (12.00) - (1,487.33) (12 - 4.27) = 0$$

$$R_1 = 6,407.41 \text{ Kg.} = V_{cv}$$

$$\Sigma F_y = 0 \uparrow +$$

$$\Sigma F_y = R_2 + 6,407.41 - 5,449.32 + 1,487.33 = 0$$

$$R_2 = 529.24 \text{ Kg.}$$

- **Corte por impacto**

$$V_I = V_{cv} \times l = 6,407.41 \times 1.30 = 8,329.63 \text{ Kg}$$

- **Diseño a corte**

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

$$V_u = 1.3 \left[V_{cm} + \frac{5}{3} (V_{cv} \times l) \right]$$

Cálculo:

$$V_{u_{\max}} = 1.3 \left[11,394.00 + \frac{5}{3} (8,329.63) \right] \Rightarrow V_{u_{\max}} = 32,859.73 \text{ Kg.}$$

Cortante que resiste el concreto:

$$V_{cu} = 0.53 \sqrt{f'_c} \times b d$$

$$V_{cu} = 0.53 \sqrt{210} \times (50)(85.00)$$

$$V_{cu} = 32,641.83 \text{ Kg}$$

Faltante de cortante: (V_s)

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

$$V_s = 32,859.73 - 32,641.83$$

$$V_s = 217.9 \text{ Kg}$$

Cálculo de espaciamiento:

$$S = \frac{2 \times \emptyset \times F_y \times d}{V_s}$$

Donde:

S = Espaciamiento de estribos.

\emptyset = Diámetro de varilla propuesto en cm².

d = Peralte efectivo en cm.

V_s = Cortante faltante en Kg.

Utilizando varillas No. 4 (1.27 cm²)

$$S = \frac{2 \times 1.27 \times 2,810 \times 85.00}{217.9} = 3,111.76 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = d/2 = 85/2 = 42.5 \Rightarrow 42.00 \text{ cm.}$$

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

Figura 13. Detalle de estribos y eslabones viga interna parte central

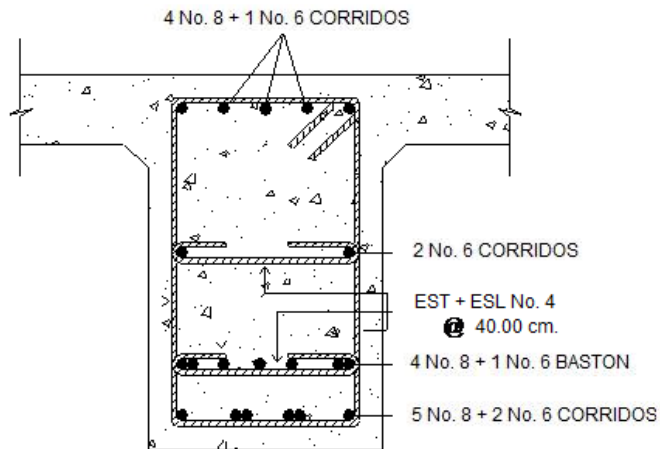
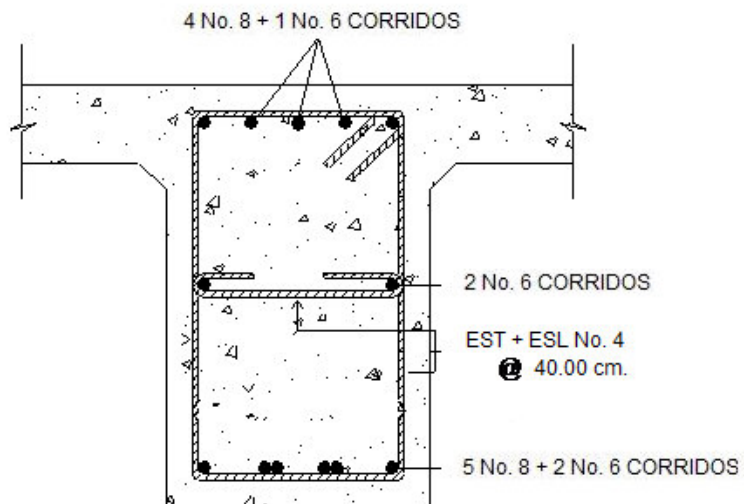


Figura 14. Detalle de armado de viga interna a 2.75 m del apoyo



2.1.7.2.2.5. Diseño de viga exterior

2.1.7.2.2.5.1. Cálculo de momentos:

- **Momento por carga muerta**

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

Cargas muertas

P1 = barandal = 108.00 kg/m

P2 = poste = 23.57 kg/m

P3 = acera = 306.00 kg/m

P4 = mordiente = 32.64 kg/m

P5 = losa voladizo = 480.00 kg/m

P6 = losa interior = 240.00 kg/m

1,190.21 kg/m

Peso de viga = 840.00 kg/m

2,030.21 kg/m

Peso de diafragma actuante en viga exterior = (396 kg/m) (0.25 m) = 99 kg.

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

Donde:

W = Carga muerta.

L = Longitud total del puente.

P = Carga que transmiten los diafragmas.

a = Distancia del diafragma al apoyo.

Cálculo:

$$M_{\text{muerto(max)}} = \frac{(2,030.21)(12.00)^2}{8} + \left(99 \times 2 \times \frac{12}{3}\right)$$

$$M_{\text{muerto(max)}} = 37,335.78 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_{\text{muerto(L/4)}} = \frac{(2,030.21)(9.00)^2}{8} + \left(9 \times 2 \times \frac{12}{3}\right)$$

$$M_{\text{muerto(L/4)}} = 21,347.88 \text{ Kg} - \text{m}$$

- **Momento actuante en viga exterior**

$$M_u = 1.3 \left(M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV} \times l \times FD) \right)$$

$$M_u = 1.3 \left(37,335.78 + \frac{5}{3} (34,135.93) \right)$$

$$M_u = 122,497.70 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_{u(L/4)} = 1.3 \left(21,347.88 + \frac{5}{3} (19,885.01) \right)$$

$$M_{u(L/4)} = 70,836.43 \text{ Kg} - \text{m}$$

2.1.7.2.2.5.2. Cálculo del refuerzo de la viga

Se tiene una viga rectangular de 0.90 x 0.50 m, se procederá al cálculo del refuerzo de la viga y se asignara el recubrimiento mínimo de 5.00 cm.

Datos:

$$\begin{aligned}f'c &= 210 \text{ Kg. / cm}^2 \\F_y &= 2,810 \text{ Kg. / cm}^2 \\M_u &= 12,249,770.00 \text{ Kg. - cm.} \\b &= 50.00 \text{ cm} \\d &= 85.00 \text{ cm}\end{aligned}$$

Cálculo:

$$A_s = 0.85 \frac{(210 \times 50 \times 85.00)}{2,810} - \sqrt{\frac{(0.85 \times 210 \times 50 \times 85.00)^2 - \frac{1.7}{0.9} (210 \times 50 \times 12,249,770)}{(2,810)^2}}$$

$$A_s = 64.75 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero mínima**

$$A_{smin} = \frac{14.1}{F_y} bd$$

$$A_{smin} = \frac{14.1}{2,810} (50 \times 85.00)$$

$$A_{smin} = 21.33 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero máxima**

Cálculo:

$$\rho_{bal} = 0.0391$$

$$As_{max} = 0.5(0.0391)(50)(85.00)$$

$$As_{max} = 83.13 \text{ cm}^2$$

Las normas ACI, indican: $As_{min} \leq As \leq As_{max}$

- **Refuerzo de la viga interna en el extremo**

Para el diseño del refuerzo, en el extremo de la viga, se utilizarán los cálculos hechos para un cuarto de la luz (3 metros) y se empleará el mismo método que se utilizó para el centro de la viga. ($M_{u(L/4)} = 70,836.43 \text{ Kg} \cdot \text{m}$)

$$As = 35.25 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 8 (5.07 cm^2), la distribución queda de la siguiente manera:

$$\text{Cama inferior} = 7 \text{ No. 8} = 35.49 \text{ cm}^2 \text{ corridos}$$

$$\text{Cama superior} = 33 \% As_{M_{max}} = 0.33(64.75) = 21.37 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 21.33 \text{ cm}^2 \text{ Como es mayor, colocar } 33 \% As_{M_{max}}$$

$$4 \text{ No. 8} + 1 \text{ No. 4} = 21.55 \text{ cm}^2 \text{ corridos}$$

- **Refuerzo en el centro de la viga**

- **Cama inferior**

Se tiene que el área de acero a flexión es 64.75 cm^2 , pero ya se ha colocado 35.49 cm^2 corridos, por lo tanto hay que colocar el acero restante.

$$A_s = 64.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 64.75 - 35.49 = 29.26 \text{ cm}^2$$

$$6 \text{ No. } 8 = 30.42 \text{ cm}^2$$

La distribución del acero queda de la siguiente manera:

7 No. 8 corridos + 6 No. 8 Bastón

- **Cama superior**

4 No. 8 + 1 No. 4 = 21.55 cm^2 corridos

- **Refuerzo adicional**

Se colocará un refuerzo adicional de 0.25 plg^2 por cada pie de alto (5.29 cm^2 por metro de alto).

$$R_{Ad} = 0.90 * 5.29 = 4.77 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 6 (2.85 cm^2), se distribuye de la manera siguiente:

$$\left. \begin{array}{l} 2.85 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 1 \text{ var} \\ 4.77 \text{ cm}^2 \text{ ----- } X \end{array} \right\} X = 1.67 \Rightarrow 2 \text{ varillas No. 6 G40}$$

Colocar 2 varillas No. 6 G40.

Figura 15. Detalle de refuerzo viga exterior parte central

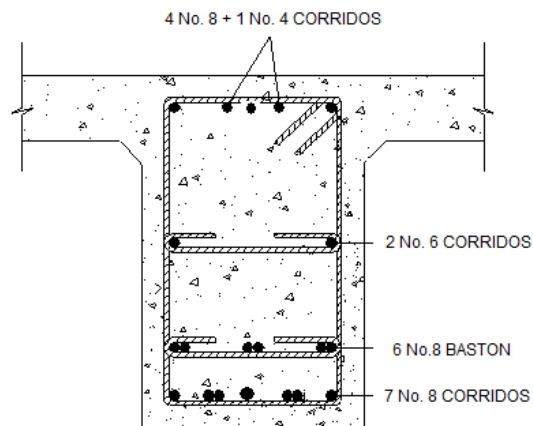
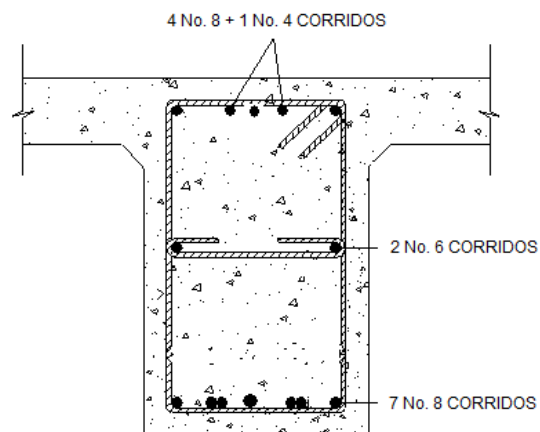


Figura 16. Detalle de refuerzo viga externa a 2.75 m del apoyo



2.1.7.2.2.5.3. Diseño a corte

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

- **Corte debido a carga muerta**

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

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

Donde:

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

W = 2,230.21 Kg / m.

L = Longitud total de la viga = 12.00 m.

P = Peso de diafragma = 99 Kg

Cálculo:

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

$$V_{cm} = \frac{(2,030.21)(12.00)}{2} + \frac{99 \times 2}{2}$$

$$R_1 = R_2 = V_{cm} = 12,280.26 \text{ Kg}$$

$$V_{cm(L/4)} = \frac{(2,030.21)(9.00)}{2} + \frac{99 \times 2}{2}$$

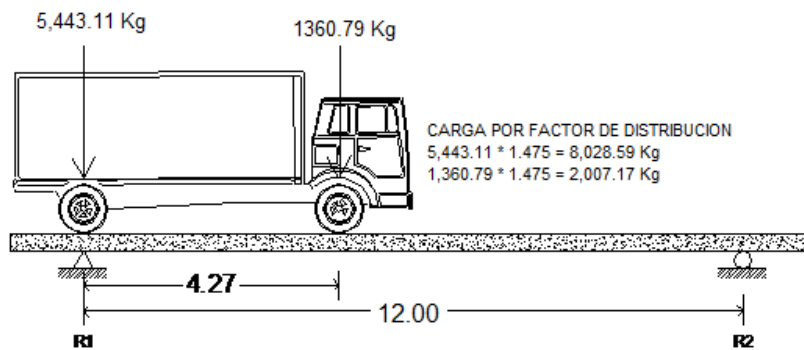
$$V_{cm(L/4)} = 9,234.95 \text{ Kg}$$

- **Corte debido a carga viva**

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

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

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



Cálculo de reacciones R_1 y R_2 :

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

$$\Sigma M_{R_2} = R_1 (12.00) - (8,028.59) (12.00) - (2,007.17) (12 - 4.27) = 0$$

$$R_1 = 9,321.54 \text{ Kg.} = V_{cv}$$

$$\Sigma F_y = 0 \uparrow +$$

$$\Sigma F_y = R_2 + 9,321.54 - 8,028.59 - 2,007.17 = 0$$

$$R_2 = 714.22 \text{ Kg.}$$

- **Corte por impacto**

$$V_I = V_{cv} \times l = 9,321.54 \times 1.30 = 12,118.002 \text{ Kg}$$

- **Diseño a corte**

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

$$V_u = 1.3 \left[V_{cm} + \frac{5}{3} (V_{cv} \times l) \right]$$

Cálculo:

$$V_{u_{\max}} = 1.3 \left[12,280.26 + \frac{5}{3} (12,118.002) \right] \Rightarrow V_{u_{\max}} = 42,220.01 \text{ Kg.}$$

Cortante que resiste el concreto:

$$V_{cu} = 0.53 \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_{cu} = 0.53 \sqrt{210} \times (50) (85.00)$$

$$V_{cu} = 32,641.83 \text{ Kg}$$

Faltante de cortante (V_s):

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

$$V_s = 42,220.01 - 32,641.83$$

$$V_s = 9,578.18 \text{ Kg}$$

Cálculo de espaciamiento:

$$S = \frac{2 \times \emptyset \times F_y \times d}{V_s}$$

Donde:

S = Espaciamiento de estribos.

\emptyset = Diámetro de varilla propuesto en cm².

d = Peralte efectivo en cm.

V_s = Cortante faltante en Kg.

Utilizando varillas No. 4 (1.27 cm²)

$$S = \frac{2 \times 1.27 \times 2,810 \times 85.00}{9,578.18} = 63.34 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = d/2 = 85/2 = 42.5 \Rightarrow 42.00 \text{ cm.}$$

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

Figura 18. Detalle de refuerzo viga exterior parte central

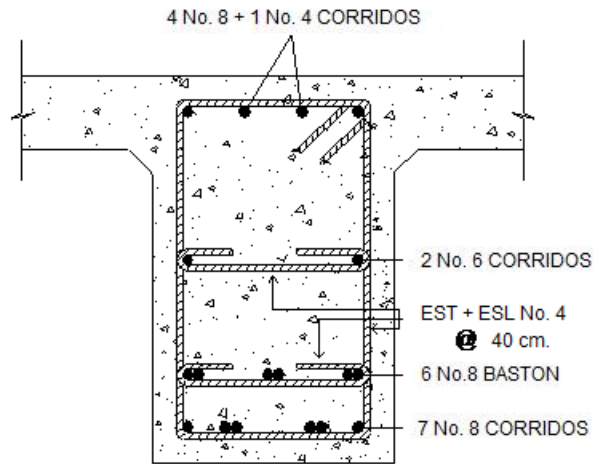
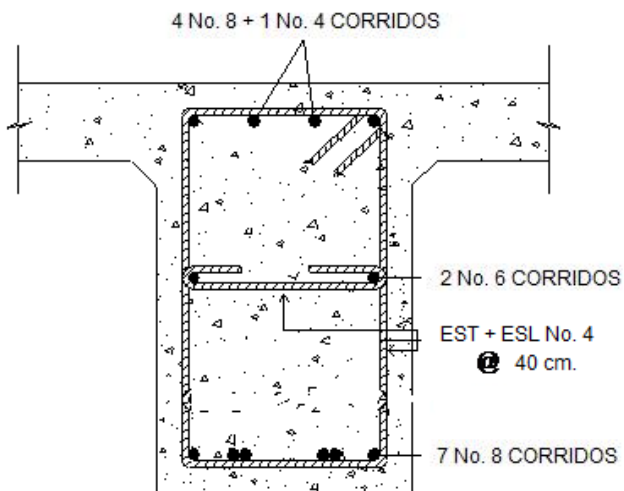


Figura 19. Detalle de armado de viga externa a 2.75 m del apoyo



2.1.7.2.2.6. Diseño de diafragma

Según AASHTO 1.7.4. (D), cuando la luz de la superestructura es mayor que 40 pies (12.19 m), es necesario colocar diafragmas en el punto medio y en los tercios de la luz.

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

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

Para efectos del proyecto se usaran dos diafragmas, a una distancia de 4.00 m. de separación del apoyo, dado que la luz del puente es de 12.00 m. Para determinar su altura es necesario conocer la altura de las vigas principales, ya que los diafragmas se hacen aproximadamente $\frac{3}{4}$ de altura de viga. En cualquiera de los casos, la altura mínima será de 50.00 cm.

$$h = \frac{3}{4} h_{viga} = \frac{3}{4} (0.90 - 0.20) = 0.525m = 0.55m$$

El ancho será de 30.00 cm, pues se considera que dicho ancho es el mínimo recomendable por la facilidad de construcción. El recubrimiento mínimo debe ser de 5 cm.

- **Refuerzo longitudinal**

El refuerzo a colocar es el acero mínimo, en dos camas, superior e inferior. Se recomienda un refuerzo extra de 0.25 plg² por pie de alto (5.29 cm² por metro de alto), y un recubrimiento mínimo de 5.00 cm.

Cálculo del refuerzo:

$$A_s = \frac{14.1}{F_y} bd$$

$$A_s = \frac{14.1}{2,810} \times 30 \times 55$$

$$A_s = 8.28 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 6 (2.85 cm²), se distribuye de la manera siguiente:

$$\left. \begin{array}{l} 2.85 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 1 \text{ var} \\ 8.28 \text{ cm}^2 \text{ ----- } X \end{array} \right\} X = 2.90 \Rightarrow 3 \text{ varillas No. 6 G40}$$

Colocar 3 varillas No. 6 G40 (Cama superior e inferior).

- **Refuerzo transversal**

Los estribos deben ir espaciados a un máximo de ½ d.

S = Espaciamiento de estribos.

$$S_{\max} = \frac{1}{2} d \Rightarrow S_{\max} = \frac{1}{2} (0.55) = S_{\max} = 0.275 \text{ m.}$$

Colocar estribos y eslabones de varilla No. 4 G40 @ 25.00 cm.

- **Refuerzo Adicional**

Se colocará un refuerzo adicional de 0.25 plg^2 por cada pie de alto (5.29 cm^2 por metro de alto).

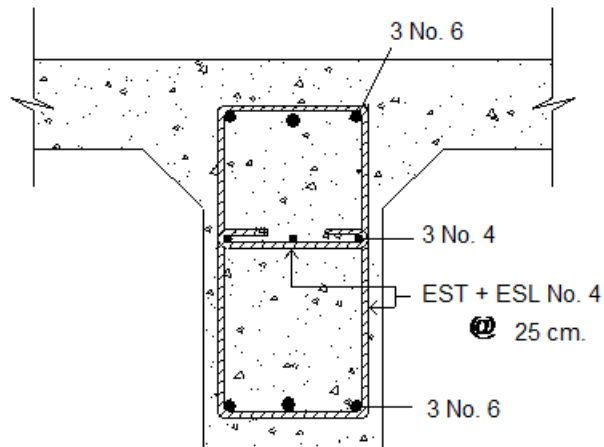
$$R_{Ad} = 0.55 * 5.29 = 2.91 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 4 (1.27 cm^2), se distribuye de la manera siguiente:

1.27 cm^2	-----	1 var	}	$X = 2.30 \Rightarrow 3 \text{ varillas No. 4 G40}$
2.91 cm^2	-----	X		

Colocar 3 varillas No. 4 G40.

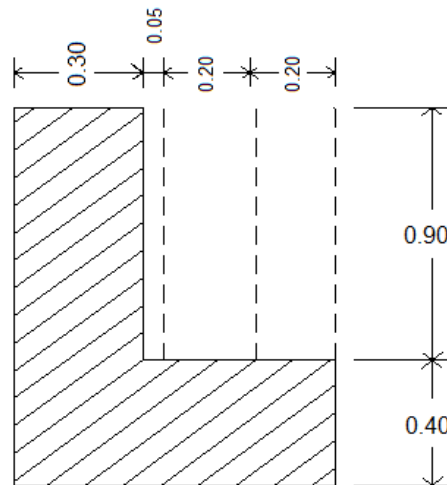
Figura 20. Detalle de armado de diafragma



2.1.7.3. Diseño de la subestructura

2.1.7.3.1. Diseño de la cortina

Figura 21. Dimensiones de la cortina y viga de apoyo.



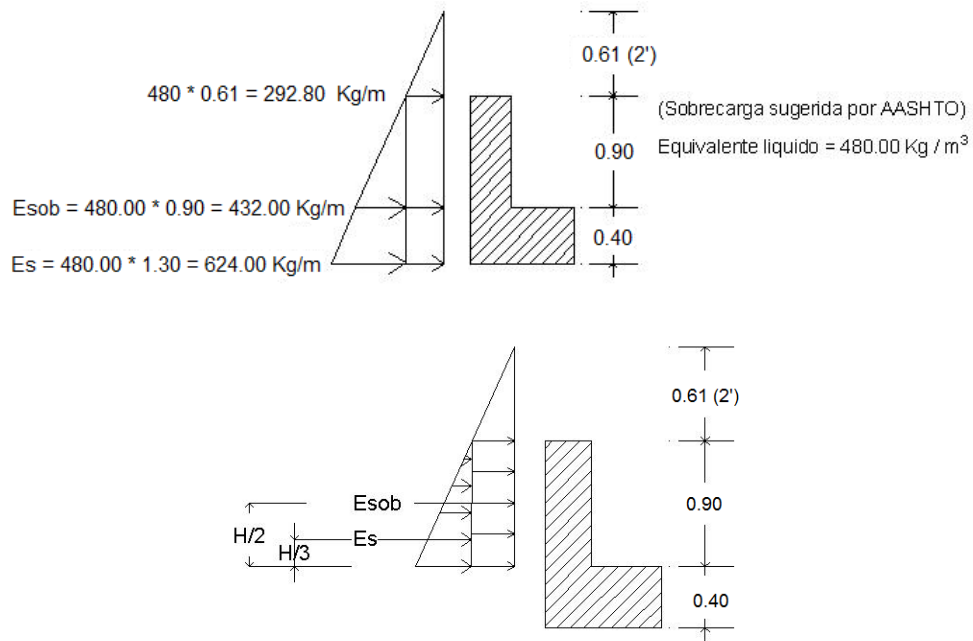
Se asume que la cortina está empotrada sobre la viga de apoyo. Para calcular el momento máximo de empotramiento, se utilizarán los siguientes grupos de cargas: según la AASHTO 1.2.22, los grupos III y VII.

Las fuerzas que intervienen en dichos grupos son:

2.1.7.3.1.1. Empuje de tierra (E)

Se incrementará la altura de relleno en 2 pies (0.61 m), y de acuerdo a AASHTO 1.2.19 la estructura no debe diseñarse para menor de un equivalente líquido igual a 480.00 Kg / m.

Figura 22. Empuje sobre la cortina y viga de apoyo.



Cálculo de empuje:

$$E = \text{Empuje} = E_{\text{sob}} + E_s = (292.80 \times 0.90) + (432.00 \times 0.90 / 2)$$

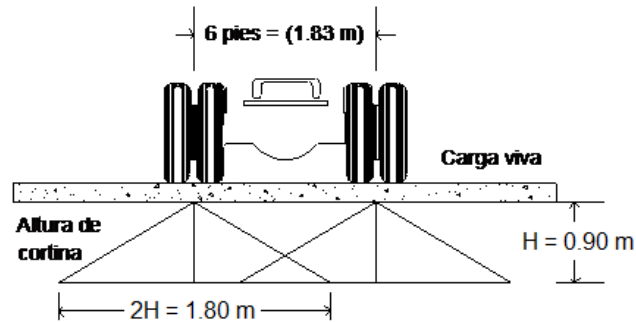
$$E = 457.92 \text{ Kg}$$

2.1.7.3.1.2. Fuerza longitudinal (FL)

Según AASHTO 1.2.13, la fuerza longitudinal debe ser el 5% de la carga viva y su centro de gravedad, se aplica a 1.83 m (6'), sobre la rodadura.

$$FL = \frac{0.05 \times P}{2H}$$

Figura 23. Fuerza longitudinal en viga de apoyo (FL)



$$FL = \frac{0.05 \times 6,803.89}{2(0.90)}$$

$$FL = 189.00 \text{ Kg / m}$$

La carga actuante está aplicada a 6.00 pies (1.83 m) sobre la superficie de la losa (AASHTO 3.9.1).

Brazo de FL = brazo = 1.83 + 0.90 = 2.73 m.

2.1.7.3.1.3. Cálculo por sismo (EQ)

Se usará un coeficiente sísmico del 12% siguiendo las especificaciones de AASHTO 3.21, se multiplicará el peso de la cortina para determinar la fuerza por sismo (EQ), el punto de aplicación de la fuerza se localizará en el centro de la cortina, actuando de forma horizontal.

Peso propio de la cortina para 1.00 m de ancho.

$$W_{\text{cortina}} = 0.30 \times 0.90 \times 1.00 \times 2,400$$

$$W_{\text{cortina}} = 648.00 \text{ Kg.}$$

$$EQ = 0.12 \times W_{\text{cortina}}$$

$$EQ = 0.12 \times 648.00 \Rightarrow 77.76 \text{ Kg.}$$

$$\text{Brazo al centro de gravedad} = \frac{H}{2} = \frac{0.90}{2} = 0.45 \text{ m}$$

2.1.7.3.1.4. Combinación de cargas para momento

Se sigue lo especificado en AASHTO 3.22.1

Para momentos:

$$\text{Grupo III: } 1.3 (E_{\text{sob1}} + E_{\text{S1}} + FL_1)$$

$$\text{Grupo VII: } 1.3 (E_{\text{sob1}} + E_{\text{S1}} + S)$$

Para corte:

$$\text{Grupo III: } 1.3 (E + FL)$$

$$\text{Grupo VII: } 1.3 (E + EQ)$$

Donde:

E_s = Carga del suelo aplicada.

E_{s1} = Carga del suelo aplicada (E_s), aplicada a $1/3$ de H .

E_{sob} = Carga equivalente del rectángulo.

E_{sob1} = Carga equivalente del rectángulo (E_{sob}), aplicada a $1/2$ de H .

FL_1 = Momento de fuerza longitudinal.

EQ = Momento de fuerza de sismo.

Cálculo para momentos:

$$E_{sob1} = (292.80 \times 0.90) \times 0.90 / 2 = 118.58 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$E_{s1} = (1/2 \times 432 \times 0.90) \times 0.90 / 3 = 58.32 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$FL_1 = 189 \times 2.73 = 515.97 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$EQ = 77.76 \times 0.45 = 28.35 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$\text{Grupo III: } 1.3 (E_{sob1} + E_{s1} + FL_1)$$

$$\text{Grupo III: } 1.3 (118.58 + 58.32 + 515.97)$$

$$\text{Grupo III: } 900.73 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$\text{Grupo VII: } 1.3 (E_{sob} + E_s + EQ)$$

$$\text{Grupo VII: } 1.3 (118.58 + 58.32 + 34.99)$$

$$\text{Grupo VII: } 275.46 \text{ Kg} - \text{m}$$

Cálculo para corte:

$$\text{Grupo III: } 1.3 (E + FL)$$

$$\text{Grupo III: } 1.3 (457.92 + 210.44)$$

$$\text{Grupo III: } 868.87 \text{ Kg}$$

$$\text{Grupo VII: } 1.3 (E + EQ)$$

$$\text{Grupo VII: } 1.3 (457.92 + 77.76)$$

$$\text{Grupo VII: } 696.38 \text{ Kg}$$

El momento máximo y corte máximo se determina al comparar el momento producido por los dos grupos de cargas, el mayor corresponde al Grupo III.

2.1.7.3.1.5. Cálculo del refuerzo

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

$$A_s = 0.85 \frac{f_c b d}{F_y} - \sqrt{\frac{(0.85 f_c b d)^2 - \frac{1.7}{0.9} (f_c b M_u)}{F_y^2}}$$

Donde:

A_s = Área de acero en cm^2 .

f_c = Módulo de fluencia del concreto en Kg / cm^2

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

M_u = Momento Último en $\text{Kg} - \text{cm}$.

b = Base en m.

d = Peralte efectivo en m.

Datos:

f_c = 210 Kg / cm^2

F_y = 2,810 Kg / cm^2

M_u = 90,073.00 $\text{Kg} - \text{cm}$.

b = 100.00 cm

d = 21.50 cm

Cálculo:

$$A_s = 0.85 \frac{(210 \times 100 \times 21.5)}{2,810} - \sqrt{\frac{(0.85 \times 210 \times 100 \times 21.5)^2 - \frac{1.7}{0.9} (210 \times 21.5 \times 90,073)}{(2,810)^2}}$$

$$A_s = 1.67 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínima: $A_{s_{min}} = 10.79 \text{ cm}^2$

Área de acero máxima: $A_{s_{max}} = 42.05 \text{ cm}^2$

Las normas ACI, indican:

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

Cómo el área de acero calculada debe de estar entre el área de acero mínima y el área de acero máxima, no cumple ésta condición, por eso se tomara el área de acero mínima cómo el área de refuerzo.

- **Distribución de varillas**

Utilizando varilla No. 4 (1.27 cm^2), se distribuye de la manera siguiente:

$$\left. \begin{array}{l} 10.79 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100\text{cm} \\ 1.27 \text{ cm}^2 \text{ ----- } \quad \quad \quad x \end{array} \right\} X = 11.77 \text{ cm} \Rightarrow 11,50 \text{ cm}$$

Usar No 4 G40 @ 11.50 cm.

2.1.7.3.1.6. Diseño a corte

Corte que resiste el concreto:

$$V_{cu} = 0.53 \sqrt{f'_c} \times b d$$

$$V_{cu} = 0.53 \sqrt{210} \times (30)(85.00)$$

$$V_{cu} = 16,647.33 \text{ Kg}$$

$$V_u = 868.87 \text{ Kg}$$

Como $V_u < V_{cu}$ por lo tanto el concreto resiste y no se usará refuerzo.

2.1.7.3.2. Diseño de la viga de apoyo

En la viga transversal, donde se apoyaran las vigas principales (longitudinales), se diseñará por aplastamiento, ya que ésta no soporta flexión. La base no debe ser menor de 40.00 cm, y se colocara refuerzo longitudinal por temperatura o refuerzo mínimo.

Cálculo:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{2,810} b \times h$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{2,810} \times 75 \times 35 \Rightarrow 13.17 \text{ cm}^2.$$

- **Distribución del acero**

El área de acero mínimo se distribuye de la siguiente forma:

Utilizando varilla No. 5 (1.98 cm^2), se distribuye de la manera siguiente:

$$\begin{array}{l} 13.17 \text{ cm}^2 \text{ ----- } X \\ 1.98 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 1 \text{ var} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} 13.17 \text{ cm}^2 \\ 1.98 \text{ cm}^2 \end{array}} \right\} X = 6.65 \Rightarrow 7 \text{ varillas}$$

Por fines constructivos usar 8 varillas No 5 G40, corrido.

El refuerzo por corte en la cortina estará a $d / 2 = 35 / 2 = 17.50 \text{ cm}$

Usar estribo No 3 G40 @ 17.00 cm.

2.1.7.3.3. Diseño de asentamiento o base de neopreno

Es una especie de caucho, que permite una homogeneidad en la unión de la viga principal con la viga de apoyo, genera un equilibrio de esfuerzos, no es necesario colocar neopreno en toda la superficie de contacto de la viga de la superestructura con la viga de apoyo.

Se calcula de la siguiente forma:

$$A_p = \frac{2P}{\phi \times f_c}$$

Donde:

P = corte último de diseño (42,220.01 Kg)

A_p = Área de aplastamiento en cm².

ϕ = 0.70 (compresión).

Cálculo:

$$A_p = \frac{2 \times 42,220.01}{0.70 \times 210.00}$$

$$A_p = 574.42 \text{ cm}^2$$

$$b = \sqrt{574.42} = 23.96 \text{ cm}$$

Utilizar una base de neopreno de 25 x 25 cm con un espesor de ¾ de pulgada.

2.1.7.3.4. Diseño del estribo

Es difícil establecer un límite de altura para utilizar un determinado tipo de subestructura por gravedad pero, en general los estribos por gravedad se emplean cuando la subestructura a utilizar sea de poca altura y no pase de los 5.00 m, después de la cual la estructura resulta muy pesada y costosa.

El análisis consistirá en calcular el momento de volteo que produce el empuje de tierra sobre el estribo y el momento estabilizante que produce el peso de la estructura sobre el suelo. Calculados los momentos se procederá a efectuar la comprobación correspondiente.

Los análisis se realizarán con las siguientes fórmulas:

$$\text{Volteo} = \frac{ME}{MV} > 1.50$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.50 \times \frac{W}{E} > 1.50$$

$$\text{Presiones} = \frac{W}{A} \left[1 \pm \left(6 \times \frac{e}{b} \right) \right] < 20,000 \text{ Kg}$$

Donde:

ME = Momento estabilizante.

MV = Momento de volteo.

W = Fuerza resistente.

E = Fuerzas horizontales.

e = $b/2 - a$ = excentricidad siendo $a = \frac{(ME - MV)}{W}$

Datos:

Peso del concreto ciclópeo	W_{cc}	2,700	Kg / m^3
Peso del concreto armado	W_c	2,400	Kg / m^3
Peso del suelo	W_s	1,800	Kg / m^3
Equivalente liquido		480	Kg / m^3
Capacidad soporte del suelo	V_s	20,000	Kg / m^3

Figura 24. Diagrama de presiones en el estribo

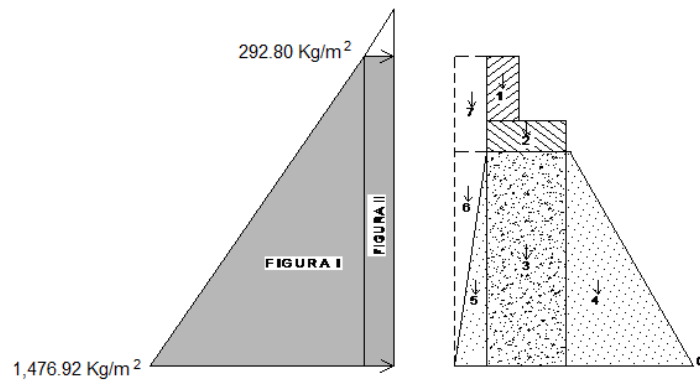


Figura 25. Diagrama de presiones en el estribo

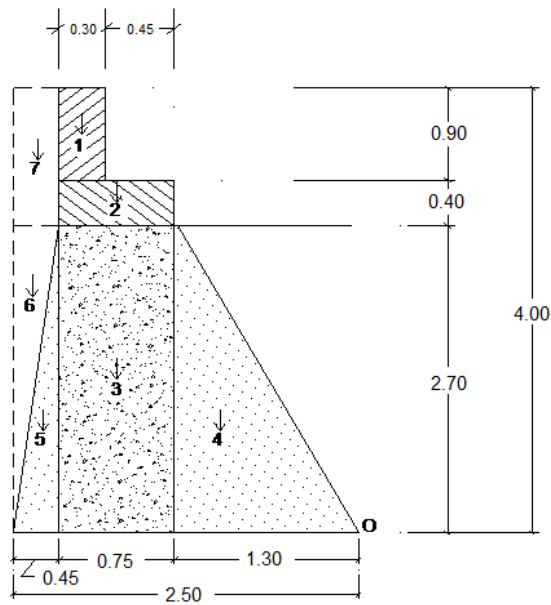


Tabla I. Presiones, momentos y empujes en el estribo

Sección	Altura (m)	Presión Kg/m ²	Empuje Wv	Brazo (m)	Momento MV (Kg-m)
I	4.00	292.90	1,171.20	2.00	2,342.40
II	2.00	1,476.92	2,953.84	1.33	3,928.61
			4,125.04		6,271.01

Tabla II. Cálculo del momento estabilizante (ME)

Sección	Área (m ²)	Peso Vol. (Kg/m ³)	Peso WE	Brazo (m)	Momento ME (Kg-m)
1	0.27	2,400	648.00	1.900	1,231.20
2	0.30	2,400	720.00	1.675	1,206.00
3	2.03	2,700	5,481.00	1.675	9,180.68
4	1.76	2,700	4,752.00	0.867	4,119.98
5	0.61	2,700	1,647.00	2.200	3,623.40
6	0.61	1,800	1,098.00	2.350	2,580.30
7	0.59	1,800	1,062.00	2.275	2,416.05
			15,408.00		24,357.61

2.1.7.3.4.1. Revisión del estribo

2.1.7.3.4.1.1. Sin considerar la sobrecarga (sin superestructura)

$$\text{Volteo} = \frac{ME}{MV} = \frac{24,357.61}{6,271.01} = 3.88 > 1.50 \Rightarrow \text{Resiste Volteo}$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.50 \frac{WE}{Wv} = 0.50 \times \frac{15,408.00}{4,125.04} = 1.87 > 1.50 \Rightarrow \text{Resiste Deslizamiento}$$

Presiones

$$a = \frac{ME - MV}{WE} = \frac{24,357.61 - 6,271.01}{15,408.00} = 1.17$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{2.50}{2} - 1.17 = 0.08$$

$$3a = 3 \times 1.17 = 3.51 \text{ m} > 2.50 \text{ m} \quad \Rightarrow \text{No existen presiones negativas}$$

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

$$P = \frac{15,408.00}{2.50 \times 1.00} \times \left[1 \pm \left(\frac{6 \times (0.08)}{2.50} \right) \right]$$

$$P_{\max} = 7,346.53 < 20,000 \text{ Kg} / \text{m}^3.$$

$$P_{\min} = 4,979.86 > 0 \text{ Kg} / \text{m}^3.$$

La presión máxima es menor que la capacidad soporte del suelo y la presión mínima es mayor que cero.

El suelo resiste el peso del estribo de concreto ciclópeo sin sufrir asentamientos, por lo que las dimensiones del muro son aptas para su construcción.

2.1.7.3.4.1.2. Comprobación del muro con superestructura y carga viva

La siguiente comprobación que se hará al estribo es sumarle su propio peso, el peso propio de la superestructura y la carga viva.

La carga viva es la reacción que resulta cuando el eje trasero de la sobrecarga esta en el apoyo $R_1 = 9,321.54 \text{ Kg}$, y su punto de aplicación (brazo) será el punto medio de la base del estribo (1.25 m).

- **Peso de la superestructura**

Carga muerta:

$$CM = \left(W_{CM} * \frac{L}{2} \right) + W_{DIAF}$$

$$CM = \left(2030.21 * \frac{12}{2} \right) + (2,400 * 3 * 0.3 * 0.55)$$

$$CM = 13,369.26 \text{ Kg}$$

Luego de integrar las cargas, se obtiene un nuevo momento estabilizante (ME_2), que es el que produce la aplicación de la carga viva y la carga muerta.

La suma de ME_2 y ME (peso propio del estribo), dará como resultado el momento estabilizante total.

$$ME_2 = (CV + CM) \times \text{brazo}$$

$$ME_2 = (9,321.54 + 13,369.26) \times 1.25$$

$$ME_2 = 28,363.50 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$MET = ME_2 + ME = 28,363.50 + 24,357.61$$

$$MET = 52,721.11 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$WE_2 = W + CV + CM$$

$$WE_2 = 15,408.00 + 9,321.54 + 13,369.26$$

$$WE_2 = 38,098.80 \text{ Kg}$$

Chequeo:

$$\text{Volteo} = \frac{ME_2}{MV} = \frac{52,721.11}{6,271.01} 8.41 > 1.50 \Rightarrow \text{Resiste volteo}$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.50 \times \frac{WE_2}{W_v} = \frac{38,098.80}{4,125.04} = 4.62 > 1.50 \Rightarrow \text{Resiste deslizamiento}$$

Verificación de presiones:

$$a = \frac{MET - MV}{WE_2} = \frac{52,721.11 - 6,271.01}{38,098.80} = 1.22$$

$$3a = 3 \times 1.22 = 3.66 > 2.50 \quad \text{OK}$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{2.50}{2} - 1.22 = 0.03 \text{ m}$$

$$P = \frac{WE_2}{A} \times \left[1 \pm \left(\frac{6e}{b} \right) \right]$$

$$P = \frac{38,098.80}{2.50 \times 1.00} \times \left[1 \pm \left(\frac{6 \times (0.03)}{2.50} \right) \right]$$

$$P_{\max} = 16,336.77 < 20,000 \text{ Kg / m}^3.$$

$$P_{\min} = 14,142.27 > 0 \text{ Kg / m}^3.$$

De acuerdo a las condiciones anteriores el estribo chequea.

2.1.7.3.4.1.3. Revisión del muro con sismo

La tercera y última verificación se hará por sismo; para esta prueba no se considerara la carga viva, se sumara el peso del muro (W) y la carga muerta (CM), para obtener una carga total (W₃). Así mismo, se sumara el momento estabilizante (ME) y el generado por la carga muerta (CM x brazo), para obtener el momento estabilizante (ME₃), también se calcula la fuerza horizontal (FH) que se produce, aplicándose el factor por sismo del 8%.

$$W_3 = WE + CM$$

$$W_3 = 15,408.00 + 13,369.26 = 28,777.26 \text{ Kg.}$$

$$ME_3 = ME + (CM \times \text{brazo})$$

$$ME_3 = 24,357.26 + (13,369.26 \times 1.25) = 41,069.19 \text{ Kg} - \text{m.}$$

$$FH = 1.08 \times W_v + 0.08 W_2$$

$$FH = (1.08 \times 4,125.04) + (0.08 \times 28,777.26)$$

$$FH = 6,757.22 \text{ Kg}$$

Tabla III. Cálculo del momento estabilizante considerando sismo.

Sección	Área (m ²)	Peso Vol. (Kg/m ³)	Peso WE	Brazo (m)	Momento ME (Kg-m)
1	0.27	2,400	648.00	3.55	2,300.40
2	0.30	2,400	720.00	2.90	2,088.00
3	2.03	2,700	5,481.00	1.35	7,399.35
4	1.76	2,700	4,752.00	0.90	4,276.80
5	0.61	2,700	1,647.00	0.90	1,482.30
6	0.61	1,800	1,098.00	1.80	1,976.40
7	0.59	1,800	1,062.00	3.35	3,557.70
			15,408.00		23,080.95

$$MEQ = 0.08 \times ME$$

$$MEQ = 0.08 \times 23,080.95 = 1,846.48 \text{ Kg-m}$$

$$MV_3 = (1.08 \times MV) + (CM \times 0.08 \times h') + MEQ$$

$$MV_3 = (1.08 \times 6,271.01) + (13,369.26 \times 0.08 \times 3.10) + 1,846.48$$

$$MV_3 = 11,934.75 \text{ Kg - m.}$$

Chequeo:

$$\text{Volteo} = \frac{ME_3}{MV_3} = \frac{41,069.19}{11,934.75} = 3.44 > 1.50$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.50 \times \frac{WE_3}{FH} = 0.50 \times \frac{28,777.26}{6,757.22} = 2.13 > 1.50$$

Verificación de presiones

$$a = \frac{ME_3 - MV_3}{W_2} = \frac{41,069.19 - 11,934.75}{28,777.26} = 1.01$$

$$3a = 3 \times 1.01 = 3.03 > 2.50 \quad \text{OK}$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{2.50}{2} - 1.01 = 0.24 \text{ m}$$

$$P = \frac{W_2}{A} \times \left[1 \pm \left(\frac{6e}{b} \right) \right]$$

$$P = \frac{28,777.26}{2.50 \times 1.00} \times \left[1 \pm \left(\frac{6 \times (0.24)}{2.50} \right) \right]$$

$$P_{\max} = 18,141.18 < 20,000 \text{ Kg / m}^3.$$

$$P_{\min} = 4,880.62 > 0 \text{ Kg / m}^3.$$

Con los resultados anteriores, se puede concluir que los valores de las fuerzas no sobrepasan el valor soporte, por lo que se tiene las dimensiones del muro propuesto son aptas para soportar la superestructura.

2.1.7.3.5. Diseño del barandal

La dimensión variable es la separación centro a centro de los postes. Con el objeto de ajustar la separación de los mismos a la longitud de la superestructura, dicha distancia varia de un mínimo de 1.50 m a un máximo de 2.40 m. Para el diseño de este proyecto la separación que se utilizo es la distancia más grande. Además de la carga del camión estandarizado, AASHTO recomienda para el diseño de los postes una carga vertical de 100 lb / pie = 148.80 kg / m y una carga horizontal de 300 lb / pie = 446.39 kg / m.

- **Pasamanos**

Colocar 4 No. 4 G40 + Est No. 2 @ 0.10 m.

- **Poste**

Colocar No. 4 G40 + Est No. 2 @ 0.20 m.

2.1.8. Presupuesto

En la integración del presupuesto del puente vehicular se consideraron los siguientes aspectos:

- a. Materiales: para el efecto se tomaron como base los precios que se manejan en la región.
- b. Mano de obra: en este renglón se consideró la mano de obra calificada y no calificada aplicando un promedio de los salarios que se pagan en la región.
- c. Costo indirecto: es la suma de todos los gastos técnico-administrativos necesarios para la correcta realización de cualquier proceso constructivo.
- d. Imprevistos: en este renglón se tomaron en cuenta las posibles variaciones de precios de materiales.

Tabla IV. Presupuesto de puente vehicular.

CUADRO DE RESUMEN

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE
INGENIERIA**

EPS INGENIERIA CIVIL

EPESISTA: WALTER NEFTALY MORALES PEÑATE.

MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA.

PROYECTO: PUENTE VEHICULAR, CASERIO VALLE NUEVO.



No.	COMPONENTE	CANTIDAD	UNIDAD DE MEDIDA	PRECIO UNITARIO	TOTAL	TOTAL
1	Preliminares	204	m2	Q 16.20	Q 3,304.80	\$ 428.08
2	Estribos y aletón	2	Unidad	Q46,030.20	Q 92,060.40	\$ 11,924.92
3	Viga de apoyo y cortina	12	ml	Q 2,152.23	Q 25,826.77	\$ 3,345.44
4	Base de neopreno	6	Unidad	Q 5,575.63	Q 33,453.75	\$ 4,333.39
5	Viga interior	12	ml	Q 1,969.57	Q 23,634.89	\$ 3,061.51
6	Viga exterior	24	ml	Q 2,127.07	Q 51,049.56	\$ 6,612.64
7	Diafragmas	8	ml	Q 650.84	Q 5,206.69	\$ 674.44
8	Losa	72	m2	Q 766.40	Q 55,180.96	\$ 7,147.79
9	Banqueta	24	m2	Q 754.50	Q 18,107.98	\$ 2,345.59
10	Poste	12	Unidad	Q 173.57	Q 2,082.78	\$ 269.79
11	Pasamanos	24	ml	Q 205.07	Q 4,921.59	\$ 637.51
TOTAL				Q	314,830.18	\$ 40,781.11

Tipo de cambio: Q. 7.72 por \$1
al 28 de septiembre de
2007

EL COSTO DEL PROYECTO ES DE:

TRESCIENTOS CATORCE MIL OCHOCIENTOS TREINTA QUETZALES CON
DIESCIOCHO CENTAVOS.

2.1.9. Cronograma de ejecución física y financiera

Tabla V. Cronograma de ejecución física y financiera de puente vehicular

CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN FÍSICO-FINANCIERO DEL PROYECTO/PUENTE VEHICULAR CASERÍO VALLE NUEVO																															
RENGLONES DE TRABAJO		1 MES				2 MES				3 MES				4 MES				5 MES				6 MES				7 MES				%	COSTO Q.
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4		
1	Preliminares	■	■	■																										1.05	Q 3,304.80
2	Estribos y aletón				■	■	■	■	■	■	■	■	■																	29.24	Q 92,060.40
3	Viga de apoyo y cortina												■	■	■	■													8.20	Q 25,826.77	
4	Base de neopreno													■															10.63	Q 33,453.75	
5	Viga interior													■	■	■	■													7.51	Q 23,634.89
6	Viga exterior													■	■	■	■													16.21	Q 51,049.56
7	Diafragmas																■	■	■	■									1.65	Q 5,206.69	
8	Losa																■	■	■	■									17.53	Q 55,180.96	
9	Banqueta																			■	■	■	■					5.75	Q 18,107.98		
10	Poste																							■	■	■	■	0.66	Q 2,082.78		
11	Pasamanos																									■	■	■	1.56	Q 4,921.59	
		TOTAL																												100.00	Q 314,830.18

2.1.10. Evaluación preliminar ambiental

Para la construcción de un puente, los impactos generados se consideran poco significativos por lo que se puede realizar una evaluación rápida.

- **Descripción del proyecto**

El proyecto consiste en el diseño, cálculo y planificación para la construcción del puente que comunicará la cabecera municipal con las aldeas El Brasil, San Nicolás, Buena Vista, El Jocotillo y Llano de Chinchilla; este estará ubicado en el caserío Valle Nuevo.

Datos del puente:

- Longitud del puente: 12 metros.
- Cantidad de vías: 2 vías.
- Ancho de vías: 3.00 metros.
- Material de construcción: concreto armado y concreto ciclópeo.

- **Consideraciones sobre áreas protegidas**

El proyecto no se encuentra ubicado dentro de un área protegida por lo tanto no se tienen consideraciones sobre estas áreas.

- **Consideraciones sobre ecosistemas naturales**

- ¿Cruza el proyecto un sistema terrestre natural? No.
- Estado actual del ecosistema: No aplica.

- **Otras consideraciones**

Cruza el proyecto alguna de las siguientes zonas:

— Zona de alto valor escénico:	No
— Área turística:	No
— Sitio ceremonial:	No
— Sitio arqueológico:	No
— Área de protección agrícola:	No
— Área de asentamiento humano:	Si
— Área de producción forestal:	No
— Área de producción pecuaria:	No

- **Trabajos necesarios para la preparación del terreno**

El manejo y disposición final de los desechos sólidos provenientes de la limpieza, explotación de bancos, cortes y excavaciones del terreno, derrame de lubricantes, combustibles, como preparación de bancos de depósito de desperdicio.

- **Uso de recursos naturales del área**

El río no es caudaloso y no traslada materiales que puedan ser utilizados para la construcción, únicamente cantos rodados que arrastra en época de crecidas. De todos modos es canto rodado joven al que se le debe realizar ensayos de pureza y dureza para evaluar si pueden ser utilizados como parte de la construcción.

- **Sustancias o materiales que serán utilizados**

Diesel y lubricantes para la maquinaria y equipo menor, madera, cemento, arena, piedra graduada, material de relleno, algún aditivo para el concreto.

2.1.10.1. Impacto ambiental que será producido

- **Residuos y/o contaminantes que serán generados**

Dentro de los residuos generados se tendrán las emisiones de partículas a la atmósfera, descarga de aguas residuales y descargas de lubricantes, entre otros.

- **Emisiones a la atmósfera**

El componente atmosférico se verá impactado por las siguientes actividades:

- a) Operación de maquinaria y equipo, debido a la emanación de gases producto de la combustión de derivados del petróleo.
- b) Explotación de bancos de material.
- c) Acarreo de material.

Durante la realización de estas actividades se generan partículas de polvo, los cuales quedan en suspensión. Este impacto puede producir enfermedades respiratorias a los trabajadores y habitantes del área de influencia directa.

- **Sitios arqueológicos**

No existen sitios arqueológicos en el área de influencia del área a construir.

- **Desechos sólidos**

Dentro de los contaminantes que se producirán en la fase de construcción y operación del proyecto se tienen los residuos del material de excavación. Además se tendrán desechos, producto de la maquinaria como: filtros, repuestos usados, depósitos de aceite y basura producida por los trabajadores.

- **Ruidos y/o vibraciones**

Los impactos ambientales por ruido se dan principalmente por la utilización de maquinaria y equipo durante la fase de preparación del sitio, explotación de bancos de material, de ser necesario, y durante la fase de construcción del puente. El ruido puede resultar perjudicial para los trabajadores de la empresa contratista y a los pobladores de las comunidades aledañas al proyecto.

- **Contaminación visual**

Una mala selección del sitio donde se instale la bodega, la explotación de bancos de material de préstamo o donde se deposite el material de desperdicio, puede ocasionar alteraciones al paisaje.

2.1.10.2. Medidas de mitigación

- **Emisiones a la atmósfera**

Verificar que a toda la maquinaria y equipo que se utilizará en la construcción del proyecto tenga los mejores controles en sus servicios preventivos, realizándolos a tiempo y usando elementos de calidad, así se podrá reducir en buen porcentaje el daño a la atmósfera.

- **Desechos sólidos**

El material que sea producto del corte de desperdicio tendrá que ser depositado en bancos autorizados por la municipalidad y debidamente controlados para no ocasionar daños a la vegetación o propiedades cercanas. Los productos resultantes del mantenimiento de la maquinaria y equipo (lubricantes, aceites, filtros, etc.) será necesario contactar a empresas que reciclan con este tipo de residuos para evitar una contaminación del suelo.

- **Ruidos y/o vibraciones**

Se necesitaría equipo adecuado para las personas que trabajen con maquinaria que produce decibels mayores a lo normal y que puedan afectar de forma parcial o permanente el sistema auditivo o el sistema nervioso.

- **Contaminación visual**

Para no crear alteración de paisajes en donde se instalen campamentos de trabajo y donde se realice el depósito de material de desperdicio será necesario sembrar árboles.

2.1.11. Evaluación socioeconómica

2.1.11.1. Valor presente neto (VPN)

Esta es una alternativa para toma de decisiones de inversión, lo cual permite determinar de ante mano si una inversión vale la pena o no, realizarla, y no hacer así malas inversiones que provoquen en un futuro pérdidas. Es muy utilizado por dos razones: la primera porque es de muy fácil aplicación y la segunda porque todos los ingresos y egresos futuros se transforman al presente y así puede verse fácilmente, si los ingresos son mayores que los egresos.

Las fórmulas del VPN son:

$$P = F \left[\frac{1}{(1+i)^n - 1} \right]$$

$$P = A \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right]$$

Donde:

P = Valor de pago único en el valor inicial a la operación, o valor presente.

F = Valor de pago único al final del periodo de la operación, o valor de pago futuro.

A = Valor de pago uniforme en un periodo determinado o valor de pago constante o renta, de ingreso o egreso.

i = Tasa de interés de cobro por la operación, o tasa de utilidad por la inversión a una solución.

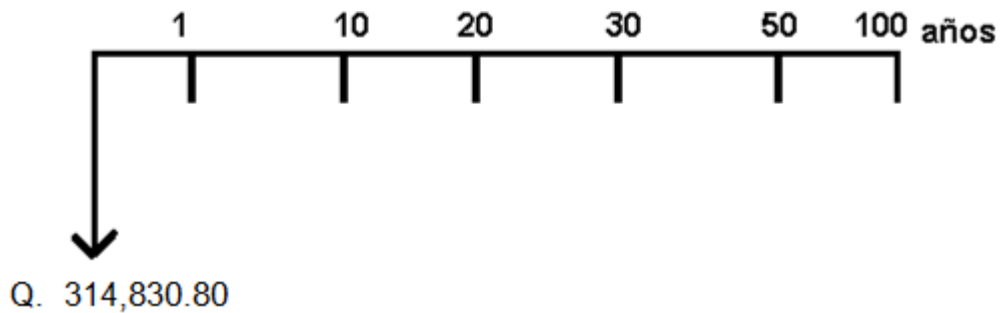
n = Periodo de tiempo que pretende la duración de la operación.

Proyecto de construcción de puente vehicular para el caserío Valle Nuevo:

Datos del proyecto:

Costo total del proyecto = Q 314,830.18

Figura 26. Esquema de ingresos y egresos económicos para puente vehicular



$$\text{VPN} = \text{Ingresos} - \text{Egresos}$$

$$\text{VPN} = 0 - 314,830.80$$

$$\text{VPN} = -314,830.80$$

Como el VPN es menor que cero, nos indica que el proyecto no es rentable. Esto es debido a que, por ser un proyecto de carácter social, no se estipulan ingresos.

2.1.11.2. Tasa interna de retorno (TIR)

La tasa interna de retorno, como su nombre lo indica es el interés que hace que los ingresos y los egresos tengan el mismo valor, cuando se analiza una alternativa de inversión.

La tasa interna de retorno puede calcularse mediante las ecuaciones siguientes:

$$a) (P-L) * (R/P, i\%, n) + L*i + D = I$$

Donde:

P = Inversión inicial

L = Valor de rescate

D = Serie uniforme de todos los costos

I = Ingresos anuales

R/P = Valor presente dada una anualidad

$$b) \text{Valor Presente de Costos} = \text{Valor Presente de Ingresos}$$

$$c) \text{Costo anual} = \text{Ingreso anual}$$

En las tres formas el objetivo es satisfacer la ecuación, a través de la variación de la tasa de interés. La tasa de interés que cumpla con la igualdad, es la tasa interna de retorno del proyecto que se está analizando.

Como puede observarse en las tres fórmulas mencionadas anteriormente, todas requieren de un valor de ingreso, y para éste proyecto, por ser de carácter social, no se prevé ningún tipo de ingreso, por lo que no se puede hacer el cálculo de la TIR mediante el uso de las fórmulas. Lo que procede para este caso, es tomar el valor de la TIR igual a 4.5%, la cual representa el costo que el estado debe desembolsar para la ejecución de dicho proyecto.

Esta tasa fue calculada tomando en cuenta la tasa libre de riesgo de Guatemala que corresponde a la inversión en títulos públicos que actualmente pagan esa cantidad y es lo que le cuesta al Estado captar esos fondos para invertirlos en obra pública.

2.2. Diseño de muro de contención

2.2.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en la elaboración del diseño de un muro de contención en voladizo de concreto reforzado, de 75 cm de espesor de cimienta, 6.75 m. de pantalla y un alto total de 7.50 m. El muro tiene un largo de 50.00 metros. Para evitar filtraciones masivas de agua, se colocará una acequia.

2.2.2. Datos necesarios para diseño de muro

$$\gamma_s = 1,600 \text{ kg/m}^3$$

$$\Phi = 30^\circ$$

$$VS = 14,000 \text{ Kg/m}^2$$

$$\mu = 0.40$$

$$\gamma_c = 2,400 \text{ kg/m}^3$$

$$q_o = 0$$

$$f'y = 2,812 \text{ kg/cm}^2$$

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

Nota: la mayoría de los datos anteriores fueron obtenidos del reconocimiento del suelo (arena limosa) y con la ayuda de las tablas que se encuentran en el apéndice páginas 139 y 140, datos de resistencia de materiales y datos de prediseño.

2.2.3. Predimensionamiento del muro

El muro debe contener un talud de 6.00 m. de altura, se recomienda establecer una profundidad de hincamiento del 20% de la altura a contener, la base debe ser del 60% de la altura total del muro, el pie debe medir un tercio de la base y la pantalla debe tener un espesor mínimo de 30 cm.

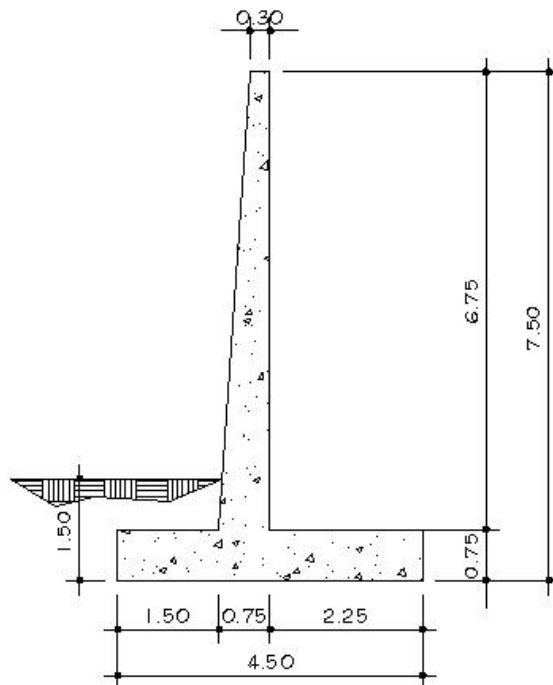
$$H_T = 1.20 h \quad H_T = 1.20 * 6.00 = 7.20m$$

Debido a la altura del muro se usara una altura total de 7.50 m.

$$B = 0.60H \quad B = 0.60 * 7.50 = 4.5m$$

$$PIE = \frac{B}{3} \quad PIE = \frac{4.5}{3} = 1.50m$$

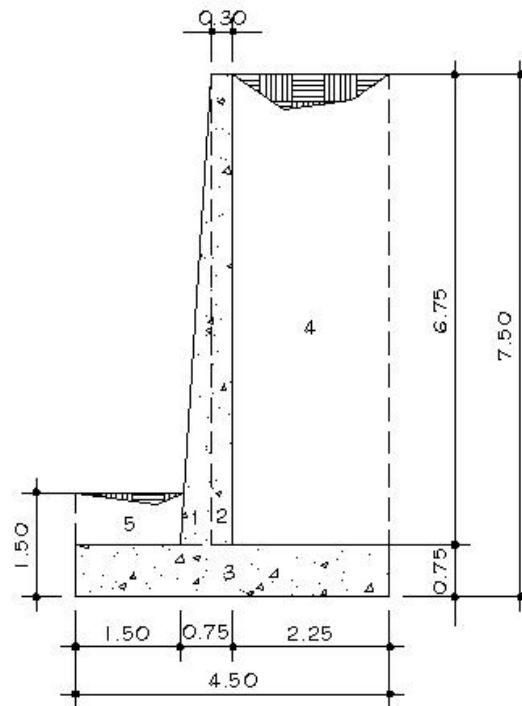
Figura 27. Geometría del muro de contención.



2.2.4. Chequeos de estabilidad del muro de contención

Para los chequeos de estabilidad del muro se secciono la estructura como se muestra a continuación:

Figura 28. Secciones del muro de contención



2.2.4.1. Chequeo contra volteo

En el chequeo contra volteo interviene como momento resistente el que provoca el peso de la estructura, y como actuante el que provoca las presiones activas.

Tabla VI. Cálculo del momento resistente en el muro de contención

SECCIÓN	PESO (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
1	$0.45 \cdot 6.75 \cdot 0.5 \cdot 2,400 =$ 3,645.00	1.800	6,651.00
2	$0.30 \cdot 6.75 \cdot 2,400 =$ 4,860.00	2.100	10,206.00
3	$4.50 \cdot 0.75 \cdot 2,400 =$ 8,100.00	2.250	18,225.00
4	$2.25 \cdot 6.75 \cdot 1,600 =$ 24,300.00	3.375	82,012.50
5	$0.75 \cdot 1.50 \cdot 1,600 =$ 1,800.00	0.75	1,350.00
	42,705.00		118,354.50

- **Cálculo de los coeficientes de Rankie**

$$K_a = \frac{1 - \text{Sen}\phi}{1 + \text{Sen}\phi} = 1/3$$

$$K_a = \frac{1 - \text{Sen}30}{1 + \text{Sen}30} = 1/3$$

$$K_p = \frac{1 + \text{Sen}\phi}{1 - \text{Sen}\phi} = 3$$

$$K_p = \frac{1 + \text{Sen}30}{1 - \text{Sen}30} = 3$$

- **Cálculo del momento actuante**

$$M_v = P_a \cdot (H/3)$$

$$P_a = \frac{\gamma \cdot H^2 \cdot K_a}{2}$$

$$P_a = \frac{1,600 \cdot 7.20^2 \cdot 1/3}{2} = 13,824.00 \text{Kg.}$$

$$M_v = 13,824.00 \cdot (7.20/3) = 33,177.60 \text{Kg} - m/m$$

Chequeo:

$$FS_v \frac{MR}{M_v} \geq 1.5 \qquad FS_v \frac{118,354.50}{33,177.60} = 3.57 \geq 1.5$$

Por ser mayor que 1.5 la relación momento resistente-momento actuante, chequea por volteo.

2.2.4.2. Chequeo contra deslizamiento

En el chequeo por deslizamiento intervienen como fuerzas actuantes las presiones activas y como resistentes las presiones pasivas y las fuerzas de fricción.

- **Presiones pasivas**

$$P_p = \frac{\gamma * H^2 * K_p}{2} \qquad P_p = \frac{1,600 * 1.50^2 * 3}{2} = 5,400.00Kg.$$

- **Fuerzas de fricción**

$$F_f = \mu W \qquad F_f = 0.40 * 42,705.00 = 17,802.00Kg$$

Chequeo:

$$FS_D = \frac{\sum Pr}{\sum P_{act.}} = \frac{P_p + F_f}{P_a} \qquad FS_D = \frac{5,400.00 + 17,082.00}{13,824.00} = 1.63 \geq 1.5$$

Como $FS_D \geq 1.5$. Chequea contra deslizamiento.

2.2.4.3. Chequeo contra asentamiento

Calculando la excentricidad de la resultante

$$a = \frac{MR - MA}{W} \qquad a = \frac{118,354.50 - 33,177.60}{42,705.00} = 1.99$$

$$e = \frac{B}{2} - a \leq \frac{B}{6} \qquad e = \frac{4.55}{2} - 1.99 = 0.26 \leq \frac{B}{6} = 0.75$$

Como $e \leq B/6$, todo el suelo es reactivo y no hay presiones negativas.

Calculando cargas de asentamiento:

$$q = \frac{W}{1.00 * B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \qquad q = \frac{42,705.00}{1.00 * 4.50} \left(1 + \frac{6 * 0.26}{4.50} \right)$$

$$q_{(+)} = 12,779.87 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$q_{(-)} = 6,200.13 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

Como 12,779.87 Kg/m² y 6,200.13 Kg/m² son menores que el valor soportante del suelo (14,000 Kg/m²), chuequea contra asentamiento.

2.2.5. Diseño de la cortina

2.2.5.1. Determinación del corte actuante en la cortina:

Para el cálculo de la cortina se calcula el peralte a la mitad de la altura de esta.

$$\frac{R}{H} = \frac{0.45m}{6.75m} = 0.067$$

Para $h = H/2 = 6.75/2 = 3.375$

$$R = 3.375 * 0.067 = 0.225 \text{ m.}$$

$$r = 7.5 \text{ cm.}$$

$$d = 22.5 \text{ cm} + 30 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} = 45 \text{ cm.}$$

Cálculo del cortante:

$$V = Pa = \frac{\gamma * H^2 * Ka}{2}$$

$$V = Pa = \frac{1,600 * 6.75^2 * \frac{1}{3}}{2} = 12,150.00Kg$$

2.2.5.2. Verificación de corte actuante y corte resistente

El corte resistente debe ser mayor que el corte resistente y se evalúa a continuación:

Corte actuante:

$$Vu = 1.7 * V$$

$$Vu = 1.7 * 12,150.00 = 20,655.00Kg$$

Corte resistente:

$$\phi Vc = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 45 = 29,377.64Kg$$

Como $29,277.64 \text{ Kg} \geq 20,655.00 \text{ Kg}$ ($\phi Vc \geq Vu$), chequea.

2.2.5.3. Determinación del momento flector

$$M = \frac{\gamma * H^3 * Ka}{6} \qquad M = \frac{1,600 * 6.75^3 * \frac{1}{3}}{6} = 27,337.50 \text{Kg} - m.$$

- **Momento último**

$$Mu = 1.7 * M \qquad Mu = 1.7 * 27,337.50 = 46,473.75 \text{Kg} - m$$

2.2.5.4. Determinación de acero de refuerzo principal (cortina)

La cortina debe soportar el momento último y se considera como una viga en voladizo, calculado para una tira de un metro de ancho.

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

$$As = 0.85 \frac{f'cbd}{Fy} - \sqrt{\frac{(0.85f'cbd)^2 - \frac{1.7}{0.9}(f'cbMu)}{Fy^2}}$$

Donde:

A_s = Área de acero en cm^2 .

f'_c = Módulo de fluencia del concreto en Kg / cm^2

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

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

b = Base de 1.00 m.

d = Peralte efectivo en m.

Datos:

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

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

$$M_u = 4,647,375 \text{ Kg – cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 45.00 \text{ cm}$$

Cálculo:

$$A_s = 0.85 \frac{(210 \times 100 \times 45)}{2,810} - \sqrt{\frac{(0.85 \times 210 \times 100 \times 45)^2 - \frac{1.7}{0.9} (210 \times 100 \times 4,647,375.00)}{(2,810)^2}}$$

$$A_s = 44.26 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínima:

$$A_{smin} = \frac{14.1}{F_y} bd$$

$$A_{smin} = \frac{14.1}{2,810} (100 \times 45) \quad A_{smin} = 22.58 \text{ cm}^2$$

Área de acero máxima:

$$\rho_{bal} = \phi \beta_1 E_s \frac{0.003 f'_c}{F_y (0.003 E_s + F_y)}$$

Donde:

$$\beta_1 = 0.85 \text{ (} f'_c \leq 280 \text{ Kg / cm}^2\text{)}.$$

$$E_s = 2.06 \times 10^6 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\phi = 0.90 \text{ (factor de reducción para flexión)}$$

Cálculo:

$$\rho_{bal} = (0.90)(0.85)(2.03 \times 10^6) \frac{0.003(210)}{2,810 [0.003(2.03 \times 10^6) + 2,810]}$$

$$\rho_{bal} = 0.0391$$

$$\rho_{max} = 0.50\rho_{bal} \text{ (Zona Sismica)}$$

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

$$A_{s_{max}} = 0.5(0.0391)(100)(45) \quad A_{s_{max}} = 88.02 \text{ cm}^2$$

Las normas ACI, indican:

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

El área calculada tiene que ser mayor que el área de acero mínima y mayor que el área de acero máxima. Esta condición se cumple por lo que se deberán colocar 44.26 cm² de acero.

- **Distribución de varillas**

Utilizando varilla No. 8 (5.07 cm²), se distribuye de la manera siguiente:

$$\begin{array}{l} 44.26 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm} \\ 5.07 \text{ cm}^2 \text{ ----- } x \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} 44.26 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm} \\ 5.07 \text{ cm}^2 \text{ ----- } x \end{array}} \right\} X = 11.5 \text{ cm}$$

Usar varilla No. 8 G40 @ 11.5 cm.

2.2.5.5. Determinación de acero por temperatura

Se determina por metro lineal de altura de la cortina; es el área de acero que se coloca longitudinalmente en la cortina.

Se utilizará la fórmula siguiente:

$$A_{s_t} = 0.002 * b * d \qquad A_{s_t} = 0.002 * 100 * 45 = 9 \text{ cm}^2$$

- **Distribución de Varillas**

Utilizando varilla No. 4 (1.27 cm²), se distribuye de la manera siguiente:

$$\begin{array}{l} 9.00 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm} \\ 1.27 \text{ cm}^2 \text{ ----- } x \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} 9.00 \text{ cm}^2 \\ 1.27 \text{ cm}^2 \end{array}} \right\} X = 14.11 \Rightarrow 14 \text{ cm}$$

Usar varilla No. 4 G40 @ 14 cm.

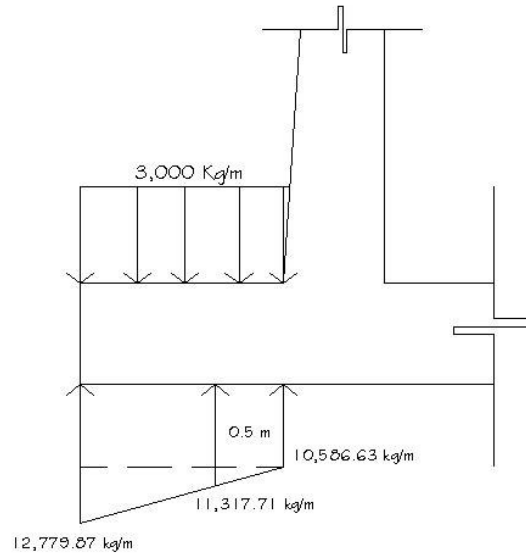
Además se colocará en el área a compresión, para evitar agrietamiento, varilla No. 4 @ 25 cm. En ambos sentidos.

2.2.6. Diseño del pie

$$\text{Carga del suelo} = 0.75 \text{ m} * 1,600 \text{ Kg/m}^3 = 1,200.00 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Carga del pie} = 0.75 \text{ m} * 2,400 \text{ Kg/m}^3 = 1,800 \text{ Kg/m}^3$$

Figura 29. Distribución de cargas en el pie.



2.2.6.1. Chequeo por corte

- **Corte actuante**

El cortante se calcula a una distancia de 50 cm del rostro de la pantalla.

$$V = 1,462.16 * 1.00 * 0.50 + 11,317.71 * 1.00 - 3,000.00 * 1.00 = 9,048.79 Kg$$

$$Vu = 1.7 * 9,048.79 = 15,328.94 Kg.$$

- **Corte resistente**

$$\phi Vc = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 67.5 = 44,066.47 Kg$$

Como $\phi Vc \geq Vu$ chequea.

2.2.6.2. Determinación del momento flector

$$M = 2,193.40 * 1.5 * 0.5 * \frac{2}{3} + \frac{10,586.63 * 1.50^2}{2} - \frac{3,000 * 1.5^2}{2} = 9,631.66 \text{Kg} - m$$

$$Mu = 1.7 * M \quad Mu = 1.7 * 9,631.66 = 16,373.82 \text{Kg} - m$$

2.2.6.3. Determinación de acero de refuerzo principal (pie)

El pie debe soportar el momento último y se considera como una viga en voladizo, calculado para una tira de un metro de ancho.

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

$$As = 0.85 \frac{f'cbd}{Fy} - \sqrt{\frac{(0.85f'cbd)^2 - \frac{1.7}{0.9}(f'cbMu)}{Fy^2}}$$

Donde:

A_s = Área de acero en cm^2 .

f'_c = Módulo de fluencia del concreto en Kg / cm^2

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

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

b = Base de 1.00 m.

d = Peralte efectivo en m.

Datos:

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

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

$$M_u = 1,637,382 \text{ Kg – cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 67.50 \text{ cm}$$

Cálculo:

$$A_s = 0.85 \frac{(210 \times 100 \times 67.50)}{2,810} - \sqrt{\frac{(0.85 \times 210 \times 100 \times 67.50)^2 - \frac{1.7}{0.9} (210 \times 100 \times 1,636,382.00)}{(2,810)^2}}$$

$$A_s = 9.70 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínima:

$$A_{smin} = \frac{14.1}{F_y} bd$$

$$A_{smin} = \frac{14.1}{2,810} (100 \times 67.50) \quad A_{smin} = 33.87 \text{ cm}^2$$

Área de acero máxima:

$$\rho_{bal} = \phi \beta_1 E_s \frac{0.003 f'_c}{F_y (0.003 E_s + F_y)}$$

Donde:

$$\beta_1 = 0.85 \text{ (} f'c \leq 280 \text{ Kg. / cm}^2\text{)}.$$

$$E_s = 2.06 \times 10^6 \text{ Kg. / cm}^2$$

$$\phi = 0.90 \text{ (Factor de reducción para flexión)}$$

Cálculo:

$$\rho_{bal} = (0.90)(0.85)(2.03 \times 10^6) \frac{0.003(210)}{2,810[0.003(2.03 \times 10^6) + 2,810]}$$

$$\rho_{bal} = 0.0391$$

$$\rho_{max} = 0.50\rho_{bal} \text{ (Zona Sísmica)}$$

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

$$A_{s_{max}} = 0.5(0.0391)(100)(67.50) \quad A_{s_{max}} = 132.03 \text{ cm}^2$$

Las normas ACI, indican: $A_{s_{min}} \leq A_s \leq A_{s_{max}}$

El área calculada tiene que ser mayor que el área de acero mínima y menor que el área de acero máxima. Como esta condición no se cumple se utilizará el área de acero mínima (33.87 cm²).

- **Distribución de Varillas**

Utilizando varilla No. 8 (5.07 cm²), se distribuye de la manera siguiente:

$$\begin{array}{l} 33.87 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm} \\ 5.07 \text{ cm}^2 \text{ ----- } x \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} 33.87 \text{ cm}^2 \\ 5.07 \text{ cm}^2 \end{array}} \right\} X = 14.97 \Rightarrow 15.00 \text{ cm}$$

Usar varilla No. 8 G40 @ 15 cm.

2.2.6.4. Determinación de acero por temperatura

En el sentido longitudinal se colocará acero por temperatura.

$$A_{s_t} = 0.002 * b * d \qquad A_{s_t} = 0.002 * 100 * 67.50 = 13.50 \text{ cm}^2$$

Además se colocará en el área a compresión, para evitar agrietamiento, varilla No. 4 @ 25 cm. En ambos sentidos.

- **Distribución de varillas**

Utilizando varilla No. 5 (1.98 cm²), se distribuye de la manera siguiente:

$$\begin{array}{l} 13.50 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm} \\ 1.98 \text{ cm}^2 \text{ ----- } x \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} 13.50 \text{ cm}^2 \\ 1.98 \text{ cm}^2 \end{array}} \right\} X = 14.67 \Rightarrow 14.50 \text{ cm}$$

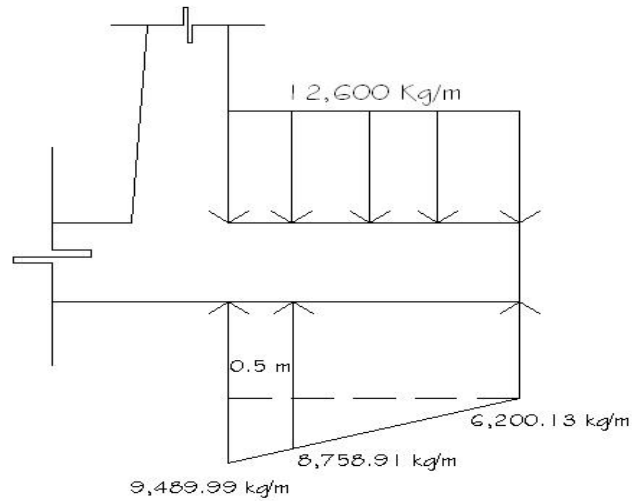
Usar varilla No. 5 G40 @ 14.50 cm.

2.2.7. Diseño del talón

$$\text{Carga del suelo} = 6.75 \text{ m} * 1,600 \text{ Kg/m}^3 = 10,800.00 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Carga del pie} = 0.75 \text{ m} * 2,400 \text{ Kg/m}^3 = 1,800 \text{ Kg/m}^3$$

Figura 30. Distribución de cargas en el talón.



2.2.7.1. Chequeo por corte

- **Corte actuante**

El cortante se calcula a una distancia de 50 cm del rostro de la pantalla.

$$V = 2,558.78 * 1.75 * 0.50 + 6,200.13 * 1.75 - 12,600.00 * 1.75 = 8,960.84 Kg$$

$$Vu = 1.7 * 8,960.84 = 15,233.43 Kg.$$

- **Corte resistente**

$$\phi Vc = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 67.5 = 44,066.47 Kg$$

Como $\phi Vc \geq Vu$ chequea.

2.2.7.2. Determinación del momento flector

$$M = \frac{12,600.00 * 2.25^2}{2} - 3,289.86 * 2.25^2 * 0.5 * \frac{1}{3} - \frac{6,200.13 * 2.25^2}{2} = 13,423.85 \text{ Kg} - m$$

$$M_u = 1.7 * M \quad M_u = 1.7 * 13,423.85 = 22,820.55 \text{ Kg} - m$$

2.2.7.3. Determinación de acero de refuerzo principal (talón)

El talón debe soportar el momento último y se considera como una viga en voladizo, calculado para una tira de un metro de ancho.

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

$$A_s = 0.85 \frac{f'_c b d}{F_y} - \sqrt{\frac{(0.85 f'_c b d)^2 - \frac{1.7}{0.9} (f'_c b M_u)}{F_y^2}}$$

Donde:

A_s = Área de acero en cm^2 .

f'_c = Módulo de fluencia del concreto en Kg / cm^2

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

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

b = Base de 1.00 m.

d = Peralte efectivo en m.

Datos:

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

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

$$M_u = 2,282,055 \text{ Kg - cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 67.50 \text{ cm}$$

Cálculo:

$$A_s = 0.85 \frac{(210 \times 100 \times 67.50)}{2,810} - \sqrt{\frac{(0.85 \times 210 \times 100 \times 67.50)^2 - \frac{1.7}{0.9} (210 \times 100 \times 2,282,055.00)}{(2,810)^2}}$$

$$A_s = 13.58 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínima:

$$A_{smin} = \frac{14.1}{F_y} bd$$

$$A_{smin} = \frac{14.1}{2,810} (100 \times 67.50) \quad A_{smin} = 33.87 \text{ cm}^2$$

Área de acero máxima:

$$\rho_{bal} = \phi \beta_1 E_s \frac{0.003 f'_c}{F_y (0.003 E_s + F_y)}$$

Donde:

$$\beta_1 = 0.85 \text{ (} f'_c \leq 280 \text{ Kg. / cm}^2\text{)}.$$

$$E_s = 2.06 \times 10^6 \text{ Kg. / cm}^2$$

$$\phi = 0.90 \text{ (Factor de reducción para flexión)}$$

Cálculo:

$$\rho_{bal} = (0.90)(0.85)(2.03 \times 10^6) \frac{0.003(210)}{2,810[0.003(2.03 \times 10^6) + 2,810]}$$

$$\rho_{bal} = 0.0391$$

$$\rho_{max} = 0.50\rho_{bal} \text{ (Zona Sísmica)}$$

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

$$A_{s_{max}} = 0.5(0.0391)(100)(67.50) \quad A_{s_{max}} = 132.03 \text{ cm}^2$$

Las normas ACI indican: $A_{s_{min}} \leq A_s \leq A_{s_{max}}$

El área calculada tiene que ser mayor que el área de acero mínima y menor que el área de acero máxima. Como esta condición no se cumple se utilizará el área de acero mínima (33.87 cm^2).

- **Distribución de Varillas**

Utilizando varilla No. 8 (5.07 cm^2), se distribuye de la manera siguiente:

$$\begin{array}{l} 33.87 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm} \\ 5.07 \text{ cm}^2 \text{ ----- } x \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} 33.87 \text{ cm}^2 \\ 5.07 \text{ cm}^2 \end{array}} \right\} X = 14.97 \Rightarrow 15.00 \text{ cm}$$

Usar varilla No. 8 G40 @ 15 cm.

2.2.7.4. Determinación de acero por temperatura

En el sentido longitudinal se colocará acero por temperatura.

$$A_{s_t} = 0.002 * b * d \qquad A_{s_t} = 0.002 * 100 * 67.50 = 13.50 \text{ cm}^2$$

Además se colocará en el área a compresión, para evitar agrietamiento, varilla No. 4 @ 25 cm. en ambos sentidos.

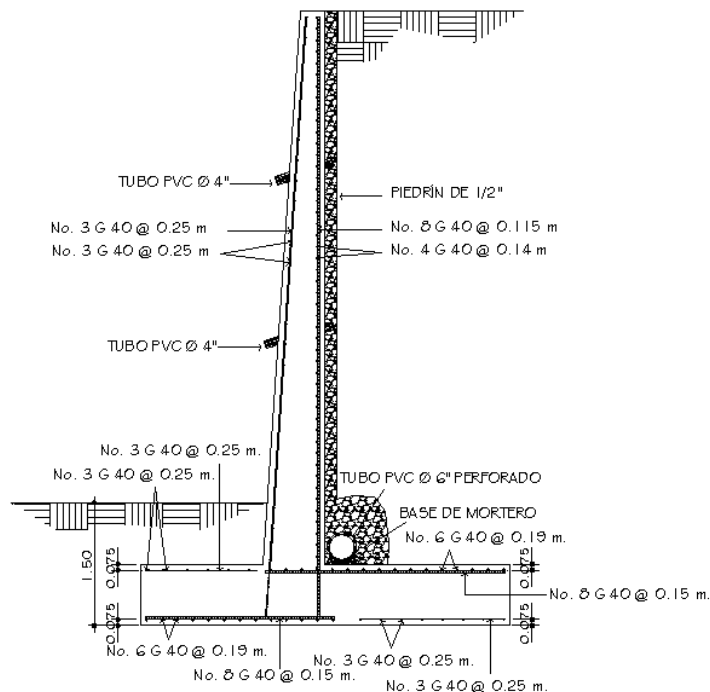
- **Distribución de Varillas**

Utilizando varilla No. 5 (1.98 cm²), se distribuye de la manera siguiente:

$$\left. \begin{array}{l} 13.50 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm} \\ 1.98 \text{ cm}^2 \text{ ----- } x \end{array} \right\} X = 14.67 \Rightarrow 14.50 \text{ cm}$$

Usar varilla No. 5 G40 @ 14.50 cm.

Figura 31. Detalle de armado de muro de contención.



2.2.8. Presupuesto

En la integración del presupuesto del puente vehicular de la aldea El Aguacate se consideraron los siguientes aspectos.

- a. Materiales: para el efecto se tomaron como base los precios que se manejan en la región.
- b. Mano de obra: en este renglón se consideró la mano de obra calificada y no calificada aplicando un promedio de los salarios que se pagan en la región.
- c. Costo indirecto: es la suma de todos los gastos técnico-administrativos necesarios para la correcta realización de cualquier proceso constructivo.
- d. Imprevistos: en este renglón se tomaron en cuenta las posibles variaciones de precios de materiales.

Tabla VII. Presupuesto del muro de contención.

CUADRO DE RESUMEN

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA

EPS INGENIERIA CIVIL

EPESISTA: WALTER NEFTALY MORALES PEÑATE.

MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA.

PROYECTO: MURO DE CONTENCIÓN, STA. CATARINA MITA.



No.	COMPONENTE	CANTIDAD	UNIDAD DE MEDIDA	PRECIO UNITARIO	TOTAL	TOTAL*
1	Preliminares	112.5	m2	Q 14.11	Q 1,587.60	\$ 205.65
2	Pie	50	ml	Q 2,916.01	Q145,800.44	\$ 18,886.07
3	Talón	50	ml	Q 3,309.02	Q165,451.09	\$ 21,431.49
4	Pantalla	50	ml	Q 8,531.71	Q428,258.90	\$ 55,473.95
5	Drenaje	50	ml	Q 587.22	Q 29,360.99	\$ 3,803.24
			TOTAL	Q	770,459.01	\$ 99,800.39

*Tipo de cambio: Q. 7.72 por \$1

al 28 de septiembre de 2007

EL COSTO DEL PROYECTO ES DE:

SETECIENTOS SETENTA MIL CUATROCIENTOS CINCUENTA Y NUEVE QUETZALES CON UN CENTAVO.

2.2.9. Cronograma de ejecución física y financiera

CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN FÍSICO-FINANCIERO DEL PROYECTO/MURO DE CONTENCIÓN																	
---	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

REGLONES DE TRABAJO	1 MES				2 MES				3 MES				4 MES				%	COSTO Q.
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4		
1 Preliminares	■	■	■														0.21	Q 1,587.60
2 Pie				■	■	■	■	■	■								18.92	Q145,800.44
3 Talón				■	■	■	■	■	■								21.47	Q165,451.09
4 Pantalla										■	■	■	■				55.58	Q428,258.90
5 Drenaje															■	■	3.81	Q 29,360.99
TOTAL																100.00	Q770,459.01	

2.2.10. Evaluación preliminar ambiental

Para la construcción de un muro de contención, los impactos generados se consideran poco significativos por lo que se puede realizar una evaluación rápida.

- **Descripción del proyecto**

El proyecto consiste en el diseño, cálculo y planificación para la construcción de un muro de contención, ubicado en la colonia El Tamarindo, de la cabecera municipal de Santa Catarina Mita.

Datos del muro de contención:

- Longitud del muro: 50.00 metros.
- Alto del talud a contener: 6.00 metros.
- Alto total del muro: 7.50 metros.
- Material de construcción: concreto armado.

- **Consideraciones sobre áreas protegidas**

El proyecto no se encuentra ubicado dentro de un área protegida por lo tanto no se tienen consideraciones sobre estas áreas.

- **Consideraciones sobre ecosistemas naturales**

- ¿Cruza el proyecto un sistema terrestre natural? No.
- Estado actual del ecosistema: No aplica.

- **Otras consideraciones**

Cruza el proyecto, alguna de las siguientes zonas:

— Zona de alto valor escénico:	No
— Área turística:	No
— Sitio ceremonial:	No
— Sitio arqueológico:	No
— Área de protección agrícola:	No
— Área de asentamiento humano:	Si
— Área de producción forestal:	No

- **Trabajos necesarios para la preparación del terreno**

El manejo y disposición final de los desechos sólidos provenientes de la limpieza, cortes y excavaciones del terreno, derrame de lubricantes, combustibles.

- **Uso de recursos naturales del área**

No se hará uso de los recursos naturales del área.

- **Sustancias o materiales que serán utilizados**

Diesel y lubricantes para la maquinaria, madera, cemento, arena, piedra graduada, material de relleno, algún aditivo para el concreto.

2.2.10.1. Impacto ambiental que será producido

- **Residuos y/o contaminantes que serán generados**

Dentro de los residuos generados se tendrán las emisiones de partículas a la atmósfera, descarga de aguas residuales y descargas de lubricantes, entre otros.

- **Emisiones a la atmósfera**

El componente atmosférico se verá impactado por las siguientes actividades:

- a) Operación de maquinaria y equipo, debido a la emanación de gases producto de la combustión de derivados del petróleo.
- b) Acarreo de material.

Durante la realización de estas actividades se generan partículas de polvo, los cuales quedan en suspensión. Este impacto puede producir enfermedades respiratorias a los trabajadores y habitantes del área de influencia directa.

- **Sitios arqueológicos**

No existen sitios arqueológicos en el área de influencia del área a construir.

- **Desechos sólidos**

Dentro de los contaminantes que se producirán en la fase de construcción se tienen los residuos del material de excavación. Además se tendrán desechos, producto de la maquinaria como: filtros, repuestos usados, depósitos de aceite y basura producida por los trabajadores.

- **Ruidos y/o vibraciones**

Los impactos ambientales por ruido se dan principalmente por la utilización de maquinaria y equipo durante la fase de preparación del sitio y durante la fase de construcción del muro de contención. El ruido puede resultar perjudicial para los trabajadores de la empresa contratista y a los pobladores de la colonia aledaña al proyecto.

- **Contaminación visual**

Una mala selección del sitio donde se instale la bodega o donde se deposite el material de desperdicio, puede ocasionar alteraciones al paisaje.

2.2.10.2. Medidas de mitigación

- **Emisiones a la atmósfera**

Verificar que a toda la maquinaria y equipo que se utilizará en la construcción del proyecto tenga los mejores controles en sus servicios preventivos, realizándolos a tiempo y usando elementos de calidad, así se podrá reducir en buen porcentaje el daño a la atmósfera.

- **Desechos sólidos**

El material que sea producto del corte de desperdicio tendrá que ser depositado en bancos autorizados por la municipalidad y debidamente controlados para no ocasionar daños a la vegetación o propiedades cercanas. Los productos resultantes del mantenimiento de la maquinaria y equipo (lubricantes, aceites, filtros, etc.) será necesario contactar a empresas que reciclan con este tipo de residuos para evitar una contaminación del suelo.

- **Ruidos y/o vibraciones**

Se necesita equipo adecuado para las personas que trabajen con maquinaria que produce decibels mayores a lo normal y que puedan afectar de forma parcial o permanente el sistema auditivo o el sistema nervioso.

- **Contaminación visual**

Para no crear alteración de paisajes en donde se instalen campamentos de trabajo y donde se realice el depósito de material de desperdicio será necesario sembrar árboles.

2.2.11. Evaluación socioeconómica

2.2.11.1. Valor presente neto (VPN)

Esta es una alternativa para toma de decisiones de inversión, lo cual permite determinar de ante mano si una inversión vale la pena o no, realizarla, y no hacer así malas inversiones que provoquen en un futuro pérdidas. Es muy utilizado por dos razones: la primera porque es de muy fácil aplicación y la segunda porque todos los ingresos y egresos futuros se transforman al presente y así puede verse fácilmente, si los ingresos son mayores que los egresos.

Las fórmulas del VPN son:

$$P = F \left[\frac{1}{(1+i)^n - 1} \right]$$

$$P = A \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right]$$

Donde:

P = Valor de pago único en el valor inicial a la operación, o valor presente.

F = Valor de pago único al final del período de la operación, o valor de pago futuro.

A = Valor de pago uniforme en un período determinado o valor de pago constante o renta, de ingreso o egreso.

i = Tasa de interés de cobro por la operación, o tasa de utilidad por la inversión a una solución.

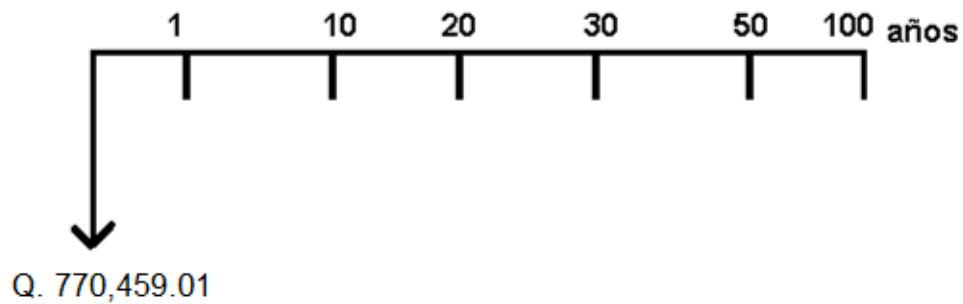
n = Período de tiempo que pretende la duración de la operación.

Proyecto de construcción de muro de contención en la cabecera municipal de Santa Catarina Mita.

Datos del proyecto:

Costo total del proyecto = Q 770,459.01

Figura 32. Esquema de ingresos y egresos económicos para el muro de contención



$VPN = \text{Ingresos} - \text{Egresos}$

$VPN = 0 - 770,459.01$

$VPN = -770,459.01$

Como el VPN es menor que cero, nos indica que el proyecto no es rentable. Esto es debido a que, por ser un proyecto de carácter social, no se estipulan ingresos.

2.2.11.2. Tasa Interna de Retorno (TIR)

La tasa interna de retorno, como su nombre lo indica es el interés que hace que los ingresos y los egresos tengan el mismo valor, cuando se analiza una alternativa de inversión.

La tasa interna de retorno puede calcularse mediante las ecuaciones siguientes:

$$a) (P-L) * (R/P, i\%, n) + L*i + D = I$$

Donde:

P = Inversión inicial

L = Valor de rescate

D = Serie uniforme de todos los costos

I = Ingresos anuales

R/P = Valor presente dada una anualidad

$$b) \text{Valor presente de costos} = \text{Valor presente de ingresos}$$

$$c) \text{Costo anual} = \text{Ingreso anual}$$

En las tres formas, el objetivo es satisfacer la ecuación, a través de la variación de la tasa de interés. La tasa de interés que cumpla con la igualdad, es la tasa interna de retorno del proyecto que se está analizando.

Como puede observarse en las tres fórmulas mencionadas anteriormente, todas requieren de un valor de ingreso, y para este proyecto, por ser de carácter social, no se prevé ningún tipo de ingreso, por lo que no se puede hacer el cálculo de la TIR mediante el uso de estas fórmulas. Lo que procede para este caso, es tomar el valor de la TIR igual a 4.5%, la cual representa el costo que el estado debe desembolsar para la ejecución de dicho proyecto.

Esta tasa fue calculada tomando en cuenta la tasa libre de riesgo de Guatemala que corresponde a la inversión en títulos públicos que actualmente pagan esa cantidad y es lo que le cuesta al Estado captar esos fondos para invertirlos en obra pública.

CONCLUSIONES

1. Los criterios utilizados para el diseño de las estructuras se basan en las normas que establecen la American Association State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y el American Concrete Institute (ACI).
2. El costo total del puente es de Q. 314,830.18, lo que da un costo por metro lineal de Q. 26,235.85, costo similar comparado con otros proyectos equivalentes de la región, en donde los costos promedios por metro lineal oscilan entre Q.22,000.00 y Q.32,000.00.
3. Amparado en el estudio de tránsito, se diseñó el puente para soportar una carga de 15,000 Libras.
4. La construcción del muro de contención implicará un gran aporte socioeconómico a los habitantes del sector al protegerlos contra cualquier derrumbe o deslizamiento, y garantizar así la seguridad de su patrimonio e incluso la vida de los vecinos afectados.
5. Los beneficiarios directos con la construcción del puente vehicular son los habitantes de las aldeas El Brasil, San Nicolás, Buena Vista, El Jocotillo y Llano de Chinchilla que en total hacen un aproximado de 1,050 habitantes.

6. Durante la construcción de las obras se provocarán impactos al ambiente, debido a la manipulación de materiales, instalación de campamentos en el área, producción de desechos, ruidos y vibraciones producidas por maquinarias, entre otros. Situación que debe ser atendidas por las autoridades ambientales.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de Santa Catarina Mita, Jutiapa:

1. Garantizar una supervisión profesional y constante en la construcción de los proyectos de infraestructura, para que se cumplan con las especificaciones contenidas en el estudio.
2. Tomar en cuenta que si la construcción no es en corto plazo, se deberán actualizar los precios de los materiales, pues en el mercado actual se dan fluctuaciones constantemente; de modo que deben estimarse correctamente los fondos necesarios para la ejecución de los proyectos.
3. Atender el mantenimiento necesario a cada proyecto una vez sea ejecutado, para que el período de diseño se prolongue.
4. Debido a los impactos al ambiente que se tendrán con la ejecución de los proyectos es necesario atender al estudio de impacto ambiental para cubrir las medidas mínimas de mitigación.

A la Facultad de Ingeniería:

1. Impulsar el E.P.S en forma obligatoria y así contribuir a resolver los problemas de servicios básicos e infraestructura que padecen las áreas mas necesitadas de nuestro país.

2. Formalizar la interacción entre la teoría y la práctica en los cursos impartidos en la Facultad de Ingeniería, para que así el estudiante tenga una mejor visión de la realidad en la obra civil.

BIBLIOGRAFÍA

1. AASHTO. The American Association of State (Highway and Transportation Official). Standard Specifications for Highway Brioges. USA 1985.
2. American Concrete Institute. Reglamento de las construcciones de Concreto reforzado (ACI 318-89) y comentarios. Traducido por el Instituto Mexicano del cemento y del concreto. Segunda edición. México editorial Noriega Limusa. 1988.
3. Cabrera Seis Jadenon Vinicio. Guía teórica practica del curso de cimentaciones 1. Tesis de Graduación de Ingeniero Civil: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala. 1994, 170 pp.
4. Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones y Obras Públicas. Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes. República de Guatemala, impresos industriales, 1975.
5. García Chinchilla, Abilio Eddy. Diseño: Introducción de agua potable, aldea El Mirador y muro de contención de mampostería reforzada en el instituto de la aldea Marajuma, del municipio de Morazán, departamento de El Progreso. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Marzo de 2006.
6. Morales Muñoz, Carlos Enrique. Algoritmos para el diseño de muros de contención de mampostería. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala. 1985, 159 pp.
7. Par Cutz, Héctor Antonio. Diseño de puente vehicular aldea El Aguacate y edificio escolar aldea Chuijá, San Pedro Jocopilas, departamento de Quiché. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Mayo de 2004.

8. Rodríguez Barrios, Ricardo David. Diseño, cálculo y planificación para la construcción del puente que comunica la avenida La Recolección, Antigua Guatemala, sobre la finca Retana, hacia ruta nacional número 14 (RN-14). Trabajo de graduación de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Junio de 2007.

APÉNDICE

DATOS DE DISEÑO

Tabla IX. Pesos específicos de algunos suelos.

CLASE DE MATERIAL	PESO VOL. EN kg/m ³	COEFICIENTE DE FRICCION
LIMO SECO	1500	0.2 - 0.4
LIMO MOJADO	1900	0.2
ARCILLA SECA	1500 - 1600	0.2 - 0.35
TIERRA ARCILLA SECA	1900 - 2000	0.33
ARENA FINA SECA	1600	0.32
ARENA TERROSA	1600	0.3
ARENA LIMOSA	1600 - 1700	0.3 - 0.40
ARENA Y GRAVILLA MOJADA	1600 - 1700	0.5 - 0.6
ESCOMBROS MOJADOS	1900 - 2000	0.6
GRAVILLA	1800	0.4
TIERRA VEGETAL SECA	1850	0.4 - 0.5
TIERRA VEGETAL HUMEDA	1400	0.45
TIERRA VEGETAL MOJADA	1500 - 1600	0.5
TALPETATE	640	0.3 - 0.4
BARRO SECO	2080	0.4
ARCILLA CON PIEDRA GRAVA	2160	0.6

Fuente: Morales Muños, Carlos Enrique. Trabajo de graduación Facultad de Ingeniería 1987.

Tabla X. Valores representativos de ϕ para arenas y limos.

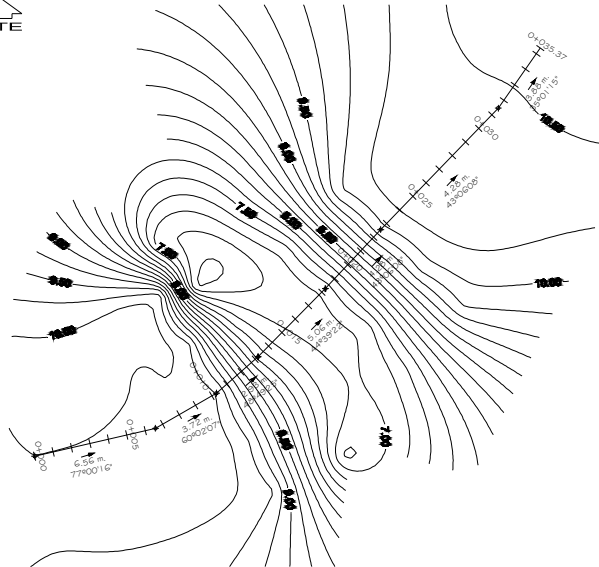
MATERIAL	SUELTO	DENSO
ARENA, GRANOS REDONDOS, UNIFORMES	27.5	34
ARENA, GRANOS ANGULARES BIEN GRADUADOS	33	45
GRAVAS ARENOSAS	35	50
ARENA LIMOSA	27 - 35	30 - 34
LIMO INORGANICO	27 - 30	30 - 35

Fuente: Morales Muños, Carlos Enrique. Trabajo de graduación Facultad de Ingeniería 1987.

Tabla XI. Cargas unitarias admisibles típicas, dadas en kg/cm².

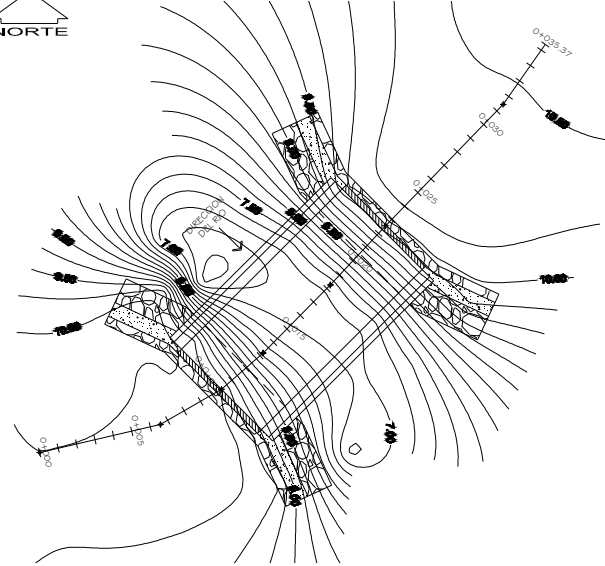
MATERIAL	
Roca masiva sana	40.00 - 100.00
Roca masiva con algunas fisuras	15.00 - 40.00
Roca en capas, laminada o fracturada	5.00 - 15.00
Arcilla dura	2.50 - 5.00
Arcilla resistente	1.25 - 2.50
Arcilla firme	0.75 - 1.25
Arcilla blanda	0.00 - 0.75
Arena compacta	3.00 - 6.00
Arena firme	1.50 - 3.00
Arena suelta	0.50 - 1.50
Arena muy suelta	0.00 - 0.50

Fuente: Morales Muños, Carlos Enrique. Trabajo de graduación Facultad de Ingeniería 1987.



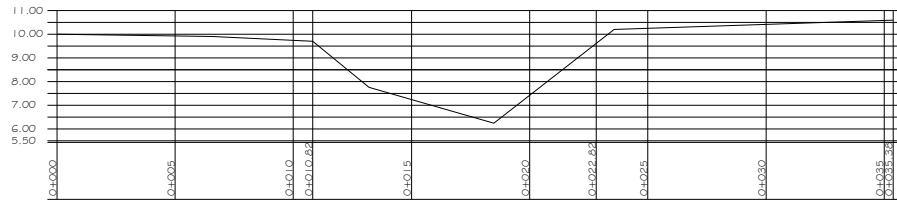
PLANTA TOPOGRAFICA

ESCALA 1:125



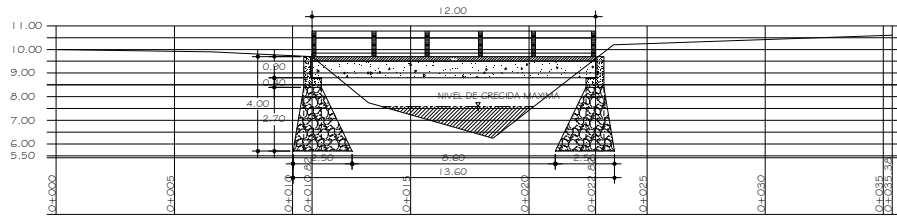
PLANTA TOPOGRAFICA Y PLANTA DE PUENTE

ESCALA 1:125



PERFIL TOPOGRAFICO

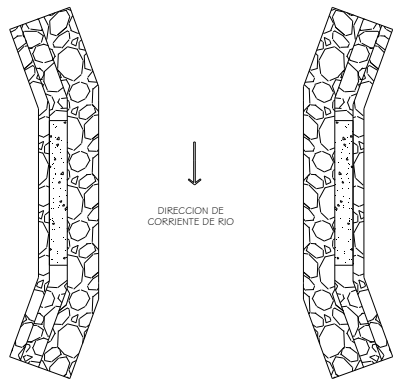
ESCALA VERTICAL Y HORIZONTAL 1:100



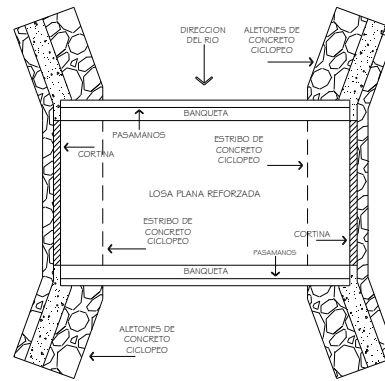
PERFIL TOPOGRAFICO Y SECCION DEL PUENTE

ESCALA VERTICAL Y HORIZONTAL 1:100

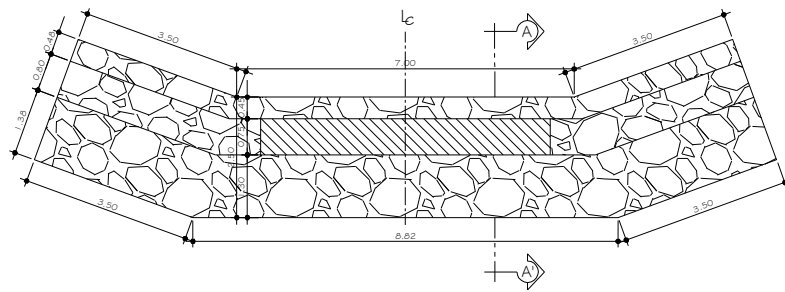
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
	TITULO: DISEÑO PUENTE VEHICULAR.	DISEÑO	
UBICACION: CASERIO VALLE NUEVO, SANTA CATARINA MITA, ZUTUPA		PROFESOR: WALTER H. MORALES P.	
CONTENIDO: PLANO TOPOGRAFICO		ESTUDIANTE: WALTER H. MORALES P.	
PRESENTE: WALTER NEPTALI MORALES PEÑATE	CAUSE: 2003-13392	FECHA: 1/4	
REVISOR: WALTER H. MORALES P.	INGENIERO EN JEFE: WALTER H. MORALES P.	FECHA: 1/4	



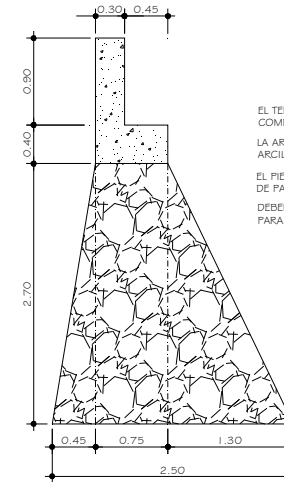
PLANTA DE CIMENTACION PUENTE
ESCALA 1:100



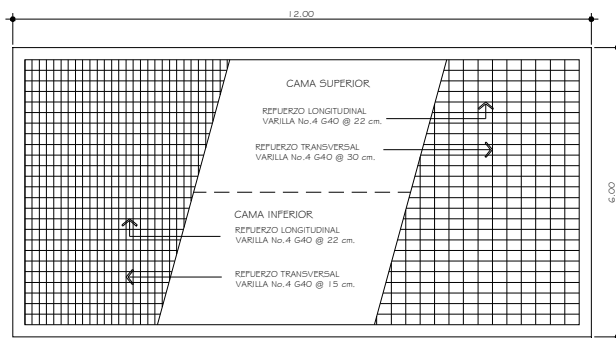
PLANTA DE CONJUNTO PUENTE
ESCALA 1:100



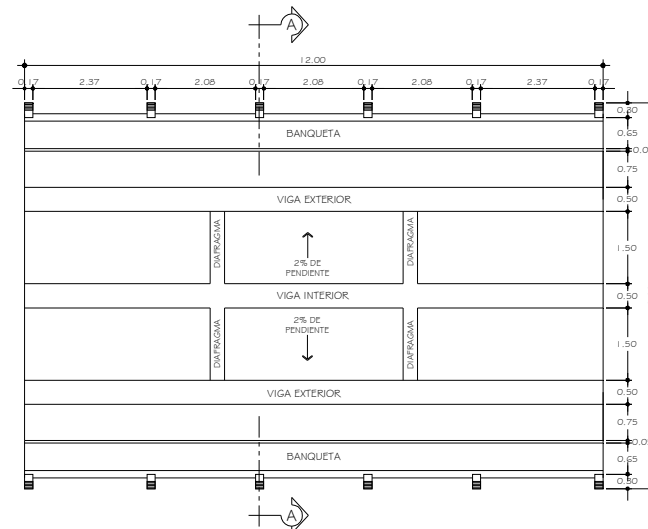
PLANTA ACOTADA ESTRIBO PUENTE
ESCALA 1:50



CORTE A-A, PLANTA ESTRIBO
ESCALA 1:25



PLANTA DETALLE ARMADO LOSA PUENTE
ESCALA 1:50



PLANTA ACOTADA LOSA PUENTE
ESCALA 1:50

ESPECIFICACIONES

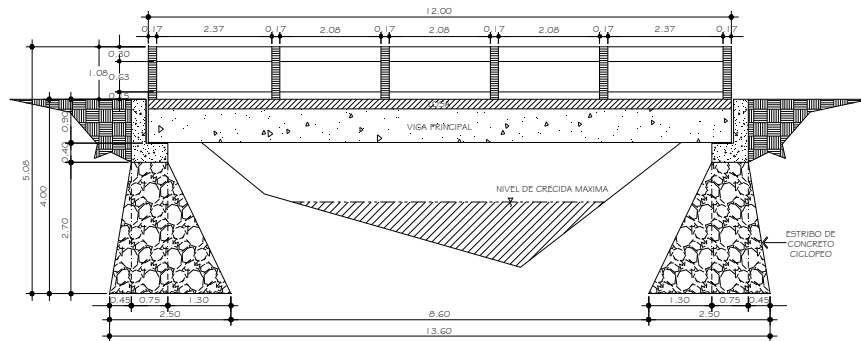
SE USARA CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 210 KG/CM² A LOS 28 DIAS CON PROPORCION 1:2:3 (1 SACO CEMENTO, 3 BOTES DE ARENA, 4.5 BOTES DE PIEDRIN Y 11.5 BOTES DE AGUA, TODO MEDIDO CON CUBETAS DE PINTURA DE 5 GALONES).
SE USARA ACERO DE REFUERZO DE $f_y = 2,810$ KG/CM² (GRADO 40KS).

TODAS LAS DIMENSIONES DEL PUENTE ESTAN EN METROS.
LA LOSA DE RODADURA DEBERA DE TENER UNA PENDIENTE DEL 2.00% HACIA LOS LADOS.
PARA LAS VIGAS EL RECRUBRIMIENTO SERA DE 5CMS. LOS DEMAS SERAN DE 2.5CMS.
LOS RECRUBRIMIENTOS PARA LA LOSA SERAN DE 5CMS EN LA PARTE DE ARRIBA Y 3CMS EN LA PARTE INFERIOR.
EL CONCRETO CICLOPEO TENDRA UNA PROPORCION DE 33% DE PIEDRA BOLA Y 67% CONCRETO

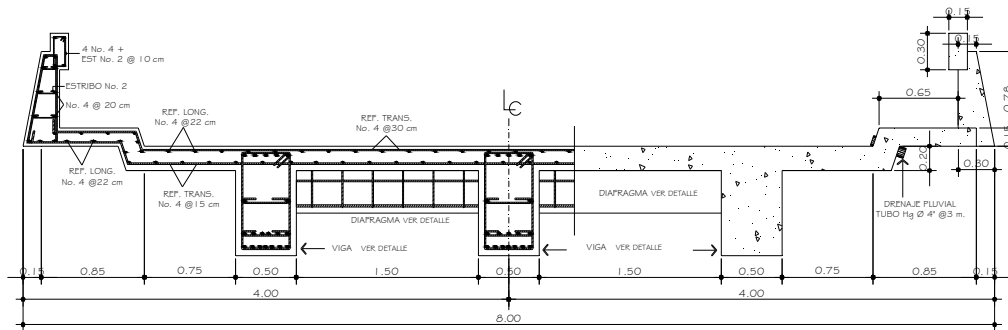
NOTAS GENERALES

EL TERRENO DE LOS ESTRIBOS DEBERA SER DEBIDAMENTE COMPACTADO AL 98% DE PROCTOR MODIFICADO.
LA ARENA DEBERA DE ESTAR LIBRE DE MATERIA ORGANICA Y DE ARCILLAS QUE PUEDAN REDUCIR LA RESISTENCIA DEL CONCRETO.
EL PIEDRIN SERA DE ROCA TRITURADA, GRAVA DE CANTERA FORMADA DE PARTICULAS DURAS, LIMPIAS Y RESISTENTES.
DEBERAN DE PROPORCIONARSE ADECUADO DRENAJE A LOS ESTRIBOS PARA EVITAR PRESIONES NOCIVAS A LA ESTRUCTURA.

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO: DISEÑO PUENTE VEHICULAR. UBICACION: CASERIO VALLE NUEVO, SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA		DISEÑO: WALTER N. MORALES P. DISEÑO: WALTER N. MORALES P.		
CONTENIDO: PLANTA DE CONJUNTO, DETALLES DE LOSA Y ESTRIBO		ESTUDIA: WALTER NEFTALY MORALES PEÑATE CARRERA: 2003-13392		HOJA / 4 2 / 4
ESCALA: 1:50 FECHA: 12/08/2007		ESCALA: 1:50 FECHA: 12/08/2007		



DETALLE ELEVACION LATERAL PUENTE
ESCALA 1:50



DETALLE CORTE TRANS. A-A VIGA Y LOSA
ESCALA 1:20

ESPECIFICACIONES

SE USARA CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 210 KG/CM² A LOS 28 DIAS CON PROPORCION 1:2:3 (1 SACO CEMENTO, 3 BOTES DE ARENA, 4.5 BOTES DE PIEDRIN Y 11.5 BOTES DE AGUA, TODO MEDIDO CON CUBETAS DE PINTURA DE 5 GALONES).
SE USARA ACERO DE REFUERZO DE $F_y = 2,810$ KG/CM² (GRADO 40KS).

TODAS LAS DIMENSIONES DEL PUENTE ESTAN EN METROS.

LA LOSA DE RODADURA DEBERA DE TENER UNA PENDIENTE DEL 2.00% HACIA LOS LADOS.

PARA LAS VIGAS EL RECUBRIMIENTO SERA DE 5CMS.

LOS DEMAS SERAN DE 2.5CMS.

LOS RECUBRIMIENTOS PARA LA LOSA SERAN DE 5CMS EN LA PARTE DE ARRIBA Y 3CMS EN LA PARTE INFERIOR.

EL CONCRETO CICLOPEO TENDRA UNA PROPORCION DE 33% DE PIEDRA BOLA Y 67% CONCRETO

NOTAS GENERALES

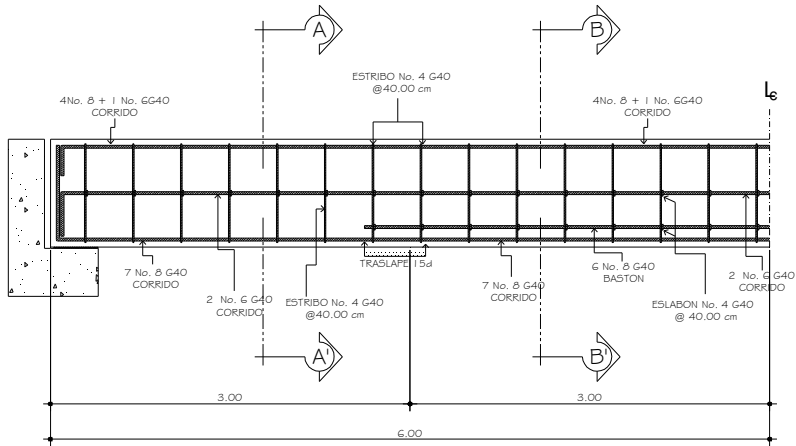
EL TERRENO DE LOS ESTRIBOS DEBERA SER DEBIDAMENTE COMPACTADO AL 98% DE PROCTOR MODIFICADO.

LA ARENA DEBERA DE ESTAR LIBRE DE MATERIA ORGANICA Y DE ARCILLAS QUE PUEDAN REDUCIR LA RESISTENCIA DEL CONCRETO.

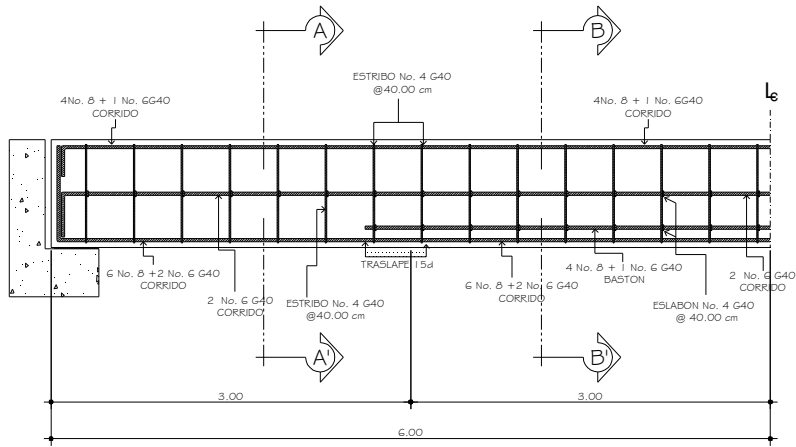
EL PIEDRIN SERA DE ROCA TRITURADA, GRAVA DE CANTERA FORMADA DE PARTICULAS DURAS, LIMPIAS Y RESISTENTES.

DEBERAN DE PROPORCIONARSE ADECUADO DRENAJE A LOS ESTRIBOS PARA EVITAR PRESIONES NOCIVAS A LA ESTRUCTURA.

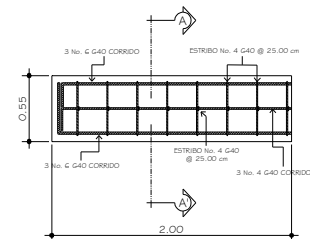
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
	PROYECTO:	DISEÑO PUENTE VEHICULAR.	
	UBICACION:	CASERIO VALLE NUEVO, SANTA CATARINA META, JUTIAPA	
CONTENIDO: DETALLE CORTE TRANSVERSAL Y ELEVACION FRONTAL			
FECHA:	WALTER NEPTALI MORALES PENATE	CAUSE:	2003-13392
FECHA:	WALTER E. MORANET EPS AG CIVIL	FECHA:	WALTER E. MORANET Y WALTER S. MORALES P. EPS AG CIVIL
		HUA:	3/4
		FECHA:	2003/05/2003



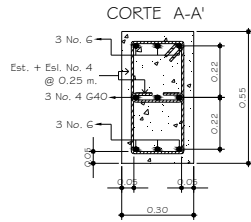
DETALLE CORTE LONGITUDINAL VIGA EXTERIOR
ESCALA 1:20



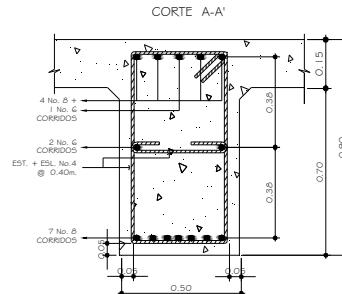
DETALLE CORTE LONGITUDINAL VIGA INTERIOR
ESCALA 1:20



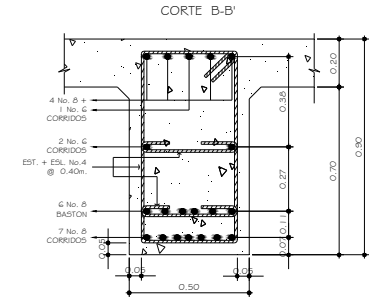
DETALLE CORTE LONGITUDINAL DIAFRAGMA
ESCALA 1:20



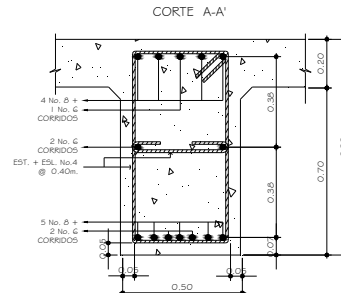
DETALLE ARMADO DIAFRAGMA CORTE A-A'
ESCALA 1:10



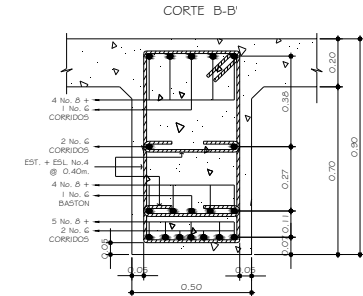
DETALLE ARMADO VIGA EXTERIOR CORTE A-A'
ESCALA 1:10



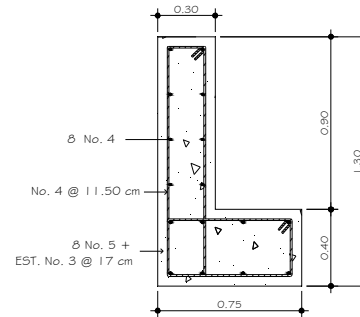
DETALLE ARMADO VIGA EXTERIOR CORTE B-B'
ESCALA 1:10



DETALLE ARMADO VIGA INTERIOR CORTE A-A'
ESCALA 1:10

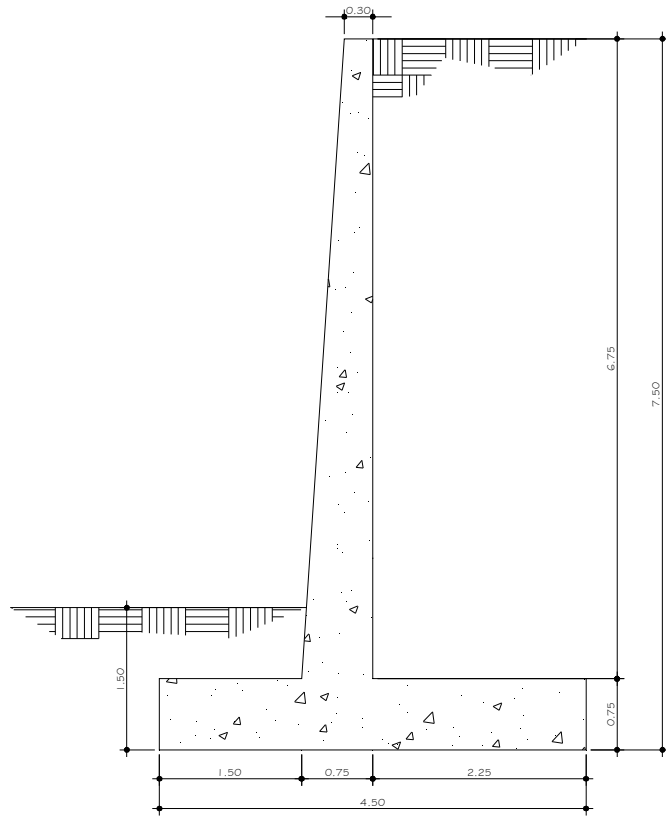


DETALLE ARMADO VIGA INTERIOR CORTE B-B'
ESCALA 1:10



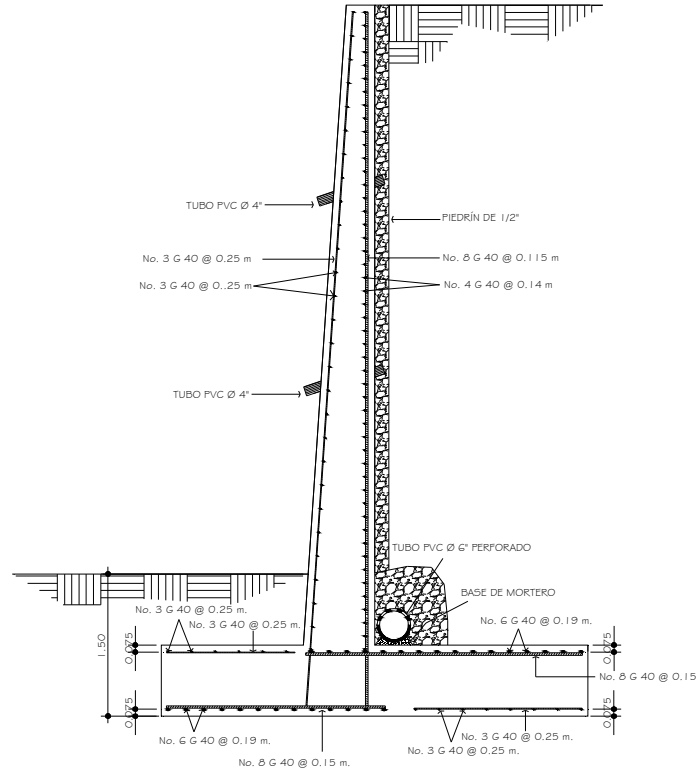
DETALLE ARMADO CORTINA Y VIGA DE APOYO
ESCALA 1:12.5

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
		PROYECTO: DISEÑO PUENTE VEHICULAR. UBICACION: CASERIO VALLE NUEVO, SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA		
CONTENIDO: DETALLE VIGA INTERNA Y EXTERNA, DIAFRAGMA, CORTINA Y VIGA DE APOYO				
DISEÑISTA: WALTER NEFTALY MORALES PENATE		CÁRTE: 2003-13392		PROFESOR: WALTER NEFTALY MORALES P.
VALOR:		FECHA: 4/4		ASISTENTE: WALTER NEFTALY MORALES P.
WALTER NEFTALY MORALES PENATE		ING. WALTER A. ARELLANO G. ASISTENTE PROF.		ESCALA: 1:12.5
				FECHA: OCTUBRE 2007



PERFIL ACOTADO

ESCALA 1:25



PERFIL CON DETALLE DE ARMADO

ESCALA 1:25

ESPECIFICACIONES

SE USARÁ CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 210 KG/CM² A LOS 28 DIAS CON PROPORCION 1:2:3 (1 SACO CEMENTO, 3 BOTES DE ARENA, 4.5 BOTES DE PIEDRIN Y 11.5 BOTES DE AGUA, TODO MEDIDO CON CUBETAS DE PINTURA DE 5 GALONES).

EL TERRENO DE LA BASE DEL MURO DE CONTENCIÓN DEBERA SER DEBIDAMENTE COMPACTADO AL 98% DE PROCTOR MODIFICADO.

SE USARA ACERO DE REFUERZO DE F_y = 2,810 KG/CM² (GRADO 40KS).

LA ARENA DEBERA DE ESTAR LIBRE DE MATERIA ORGANICA Y DE ARCILLAS QUE PUEDAN REDUCIR LA RESISTENCIA DEL CONCRETO.

EL PIEDRIN SERA DE ROCA TRITURADA, GRAVA DE CANTERA FORMADA DE PARTICULAS DURAS, LIMPIAS Y RESISTENTES.

TODAS LAS DIMENSIONES DEL MURO DE CONTENCIÓN ESTAN EN METROS.

SE RECOMIENDA LA UTILIZACIÓN DE UNA CONCRETERA PARA EL MEZCLADO.

LA COLOCACIÓN DE LOS MATERIALES EN LA CONCRETERA DEBE REALIZARSE EN EL SIGUIENTE ORDEN: PRIMERO UN POCO DE AGUA, LUEGO EL PIEDRIN, SEGUIDA DE LA ARENA Y DESPUES EL CEMENTO, SIEMPRE CON LA MEZCLADORA EN MOVIMIENTO.

EL TIEMPO DE MEZCLADO DEBE ESTAR ENTRE LOS DOS O TRES MINUTOS. DURANTE LA COLOCACION DEL CONCRETO DEBE SER VIBRADO.

EL RECUBRIMIENTO PARA TODAS LAS PARTES DEL MURO ES DE 7.5 cms.

LOS DRENAJES TRANSVERSALES DEBEN COLOCARSE A 2.00 m. Y 4.00 m. DE LA PARTE SUPERIOR DE LA CORTINA.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN
UBICACION: COLONIA EL TAMARINDO,
SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA

CONTENIDO: DETALLES DEL MURO DE CONTENCIÓN

PROFESOR: WALTER NEPTALY MORALES PEÑATE
CARRERA: 2003-13392

NO. DE: / /

WALTER H. MORALES P.
TITULO CIVIL

H. MARCELA A. JORJANAGA O.
INGENIERA



PROFESOR: WALTER H. MORALES P.
CARRERA: 2003-13392
NO. DE: / /
WALTER H. MORALES P.
TITULO CIVIL
H. MARCELA A. JORJANAGA O.
INGENIERA
OCTUBRE 1, 2007