



**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR CASERIO SAN RAMÓN Y
SALÓN DE USOS MÚLTIPLES CASERIO TOJOCHÁN MUNICIPIO
DE MALACATANCITO DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO**

BORIS ARNOLDO CIFUENTES MONTERROSO

Asesorado por Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, abril de 2005

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR CASERIO SAN RAMÓN Y SALÓN DE
USOS MÚLTIPLES CASERIO TOJOCHÁN MUNICIPIO DE
MALACATANCITO DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

BORIS ARNOLDO CIFUENTES MONTERROSO

ASESORADO POR: ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, ABRIL DE 2005

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
VOCAL I	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL II	Lic. Amahán Sánchez Álvarez
VOCAL III	Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIO	Ing. Carlos Humberto Pérez Rodríguez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Ing. Ángel Roberto Sic García
EXAMINADOR	Ing. Carlos Salvador Gordillo García
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

HONORABLE COMITÉ 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 CASERIO SAN RAMÓN Y SALÓN DE USOS MÚLTIPLES CASERIO TOJOCHÁN MUNICIPIO DE MALACATANCITO, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO

Tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 9 de julio de 2004.

Boris Arnoldo Cifuentes Monterroso

AGRADECIMIENTOS

A Dios

Quien me dio la existencia, sabiduría e inteligencia
pues Él es el dador de toda buena dádiva.

A mis padres

Miguel Ángel Cifuentes Cifuentes
Rachel Monterroso de Cifuentes

A toda mi familia

Por su apoyo incondicional

Al Ingeniero:

Juan Merck por su apoyo en la realización de este trabajo

A mis amigos en general

A la facultad de Ingeniería

A la Universidad de San Carlos de Guatemala

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	VII
GLOSARIO	IX
RESUMEN	XI
OBJETIVOS	XIII
INTRODUCCIÓN	XV
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	
1.1. Monografía de los caseríos San Ramón y Tojochán	1
1.1.1. Aspectos generales	1
1.1.2. Ubicación geográfica	2
1.1.3. Situación demográfica	3
1.1.4. Aspectos económicos y actividades productivas	4
1.1.5. Actividades agropecuarias y uso de la tierra	5
1.1.5.1. Uso de la tierra	5
1.1.5.2. Tenencia de la tierra	5
1.1.5.3. Actividad agropecuaria	6
1.1.6. Comercio y servicio	7
1.1.7. Industria y artesanía	7
1.1.8. Infraestructura económica y servicios de apoyo	7
1.1.9. Comunicaciones	10
1.1.10. Turismo	10
1.1.11. Educación	10
1.2. Investigación diagnóstica de necesidades de servicios básicos	11
1.2.1. Descripción de las necesidades	11
1.2.2. Priorización de las necesidades	

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño de puente vehicular para el caserío San Ramón	13
2.1.1. Descripción del proyecto	13
2.1.2. Evaluación de la calidad del suelo	13
2.1.3. Determinación de crecida máxima	14
2.1.4. Método de sección pendiente	14
2.1.5. Levantamiento topográfico	15
2.1.6. Diseño de superestructura	17
2.1.6.1. Diseño de losa	17
2.1.6.2. Diseño de postes y barandales	21
2.1.6.3. Diseño de diafragmas	22
2.1.6.4. Diseño de viga principal	25
2.1.5. Diseño de subestructura	35
2.1.5.1. Diseño de la cortina	35
2.1.5.2. Diseño de la viga de apoyo	39
2.1.5.3. Diseño de estribo	41
2.1.6. Presupuesto de puente vehicular	47
2.2. Diseño de salón de usos múltiples, caserío Tojochán	
2.2.1. Descripción del proyecto	49
2.2.1.1. Diseño arquitectónico	49
2.2.1.2. Ubicación del edificio en el terreno	49
2.2.1.3. Distribución de ambientes	50
2.2.1.4. Altura del edificio	50
2.2.1.5. Selección del sistema estructural a usar	51
2.2.2. Diseño de la cubierta	51
2.2.2.1. Diseño de la costanera	51
2.2.2.2. Diseño de tendales	55
2.2.3. Diseño de estructuras de mampostería	57
2.2.3.1. Rigidez de cada muro	59

2.2.3.2. Centro de corte de muros	61
2.2.3.3. Centro de masa	62
2.2.3.4. Carga lateral y su distribución	63
2.2.3.5. Distribución del momento de volteo	65
2.2.4. Diseño de cimentación	70
2.2.4.1. Diseño de cimiento corrido	70
2.2.4.2. Diseño de zapata	73
2.2.5. Elaboración del presupuesto	76
CONCLUSIONES	77
RECOMENDACIONES	79
BIBLIOGRAFÍA	81
APÉNDICE	83

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

1	Geometría sección del puente	16
2	Sección de banqueta más barandal	22
3	Detalle de diafragma interior	24
4	Detalle de diafragma exterior	25
5	Diagrama de cuerpo libre, carga viva	27
6	Diagrama de cuerpo libre, carga viva para corte en la viga	28
7	Diagrama longitudinal de fuerza con carga en el extremo	31
8	Diagrama de cargas	33
9	Sección de viga reforzada	34
10	Detalle de elevación de viga reforzada	35
11	Diagrama de presiones	35
12	Detalle de viga de apoyo y cortina	40
13	Geometría y diagrama de presiones	41
14	Elevación típica del muro de mampostería	60
15	Ubicación de los muros de mampostería	60
16	Cimiento corrido más columna	70
17	Planta de cimiento corrido	71
18	Planta y elevación de cimiento corrido	72
19	Planta de zapata típica	74
20	Sección de cimiento, viga de apoyo, perfil y sección de puente	84
21	Losa de puente, elevación y sección viga reforzada, diafragmas	85
22	Planta acotada, eléctrica y secciones de salón de usos múltiples	86
23	Planta de techos, cimientos, fachadas y detalles de salón.	87

TABLAS

I	Cálculo del momento de volteo	42
II	Cálculo del momento estabilizante	42
III	Momento de volteo	45
IV	Presupuesto de puente vehicular	48
V	Alturas recomendadas de techos	50
VI	Propiedades de costaneras	53
VII	Rigideces de muros, salón de usos múltiples	61
VIII	Centro de corte de muros, sentido Y	61
IX	Centro de corte de muros, sentido X	61
X	Centro de masa en muros	62
XI	Peso de muros	63
XII	Distribución de carga lateral, sentido Y	64
XIII	Distribución de carga lateral, sentido X	65
XIV	Distribución de momento de volteo, sentido Y	65
XV	Distribución de momento de volteo, sentido X	65
XVI	Diseño a flexión de los muros	66
XVII	Diseño a corte de los muros	67
XVIII	Refuerzos verticales y horizontales	68
IXX	Presupuesto de salón de usos múltiples	76

LISTA DE SÍMBOLOS

AS	Área de acero de refuerzo
AS_{MÁX}	Área de acero máximo permitido
AS_{MIN}	Área de acero mínimo permitido
AS_{TEMP}	Área de acero por temperatura
Av	Área de varilla
Az	Área zapata
b	Base
CG	Centro de gravedad
CM	Carga muerta
Cm	Centro de masa
CU	Carga última
CV	Carga viva
d	Peralte
e	Excentricidad
ex	Excentricidad en el sentido X
ey	Excentricidad en el sentido Y
f'c	Resistencia a la compresión del concreto a 28 días
Fy	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo
L	Longitud del elemento
M	Momento
M_{cm}	Momento inducido por la carga muerta
M_{cv}	Momento inducido por la carga viva
Ms	Momento inducido por la fuerza sísmica

M_x	Momento último actuando en el sentido X
M_y	Momento último actuando en el sentido Y
M_v	Momento de volteo
P_u	Carga última
P_m	Peso de la mampostería
P_{SUELO}	Peso del suelo
P_{CIM}	Peso del cimienta
P_x	Carga lateral, en el sentido X
P_y	Carga lateral, en el sentido Y
q	Presión sobre el suelo
$q_{MÁX}$	Presión máxima sobre el suelo
q_{MIN}	Presión mínima sobre el suelo
q_u	Presión última sobre el suelo
R	Rigidez de un elemento
R'	Resultante de la sumatoria de fuerzas
t_m	Espesor del muro de mampostería
T_{px}	Momento producido por la carga lateral y la excentricidad en X
T_{py}	Momento producido por la carga lateral y la excentricidad en Y
S	Espaciamiento del acero de refuerzo
V	Corte
V_c	Corte que resiste el concreto
$V_{MÁX}$	Corte máximo actuante
V_s	Valor soporte del suelo
W	Peso distribuido
W_{cv}	Peso de carga viva distribuida
W_{cm}	Peso de carga muerta distribuida
X_{cc}	Centro de corte de muros, en sentido X
X_{cm}	Centro de masa de muros, en sentido X
Y_{cc}	Centro de corte de muros, en sentido Y

GLOSARIO

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials.
ACI	Instituto Americano del Concreto.
Carga muerta	Es el peso de la estructura y otros elementos que son permanentes en la edificación.
Carga viva	Es el peso de las cargas no permanentes.
Cimientos	Elemento estructural encargado de recibir cargas y transmitir las al suelo.
Concreto	Mezcla de cemento Pórtland, agregado fino, grueso, aire y agua. Es un material temporalmente plástico que puede moldearse y más tarde, se convierte en una masa sólida por reacción química.
Estructuras	Construcciones en las cuales todos sus elementos están en equilibrio y reposo, unos con relación a otros.
Mampostería	Obra de albañilería formada por unidades o bloques de concreto unidos con mortero, que al incluirle acero de refuerzo se le denomina mampostería reforzada.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación está orientado hacia el planteamiento de soluciones a problemas de infraestructura que padecen los caseríos San Ramón y Tojochán del municipio de Malacatancito, departamento de Huehuetenango.

El capítulo 1 proporciona información general de los lugares en donde se realizaron los estudios. Contiene la monografía y un diagnóstico de las necesidades de servicios básicos e infraestructura de los lugares.

El capítulo 2 describe el diseño de un puente vehicular, con una luz de 18 metros, para soportar una carga viva de un camión H –15. El ancho útil es de 3.60 metros. Los elementos estructurales que conforman el puente son: losa, vigas principales, diafragmas, cortina y vigas de apoyo de concreto reforzado y estribos de concreto ciclópeo.

El capítulo 3 contiene el diseño de un salón de usos múltiples, de 10 metros de ancho y 20 metros de largo, techo de estructura metálica con cubierta de lámina galvanizada, paredes de mampostería de block reforzada. Al final se presentan los planos y presupuestos respectivos.

OBJETIVOS

- **General**

Diseñar el puente vehicular para el caserío San Ramón y salón de usos múltiples para el caserío Tojochán, municipio de Malacatancito, departamento de Huehuetenango.

- **Específicos**

1. Desarrollar una investigación de tipo monográfico y diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura de los caseríos San Ramón y Tojochán, municipio de Malacatancito, Huehuetenango.
2. Contribuir con el desarrollo social y económico de los caseríos San Ramón y Tojochán a través de la presentación de los proyectos del puente vehicular y salón de usos múltiples.

INTRODUCCIÓN

Actualmente los habitantes del caserío San Ramón y lugares aledaños sufren del problema de incomunicación vial cuando llega la época de invierno, debido a que no cuentan con vías de acceso adecuadas para su libre locomoción. La incomunicación vial ocasiona otros problemas como la inasistencia de los estudiantes a los centros de estudio, debido a que el paso por el río San Ramón se hace imposible. Tampoco se puede transportar productos, tanto hacia el caserío como desde el mismo.

Por otro lado, el caserío Tojochán carece de una infraestructura adecuada para la promoción de actividades sociales, culturales y deportivas de los pobladores.

El presente trabajo de graduación está orientado hacia el planteamiento de soluciones factibles a estos problemas, a través del diseño de un puente vehicular para el caserío San Ramón y de un salón de usos múltiples para el caserío Tojochán.

Al final del trabajo se presentan las conclusiones, recomendaciones, planos y presupuestos, correspondientes a cada diseño.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía de los caseríos San Ramón y Tojochán

1.1.1 Aspectos generales

a) Caserío San Ramón: fue formado por personas descendientes de españoles, aunque se ignora el lugar de procedencia. Actualmente se reconoce por disposición del Ejecutivo la concesión de la categoría de caserío.

Desde su formación el caserío ha sufrido muchos cambios, debido a que en un inicio era el casco urbano, pero a causa de una fuerte lluvia que azotó la región, el río San Ramón se desbordó y destruyó gran parte de la cabecera municipal. Esta fue trasladada a donde se encuentra actualmente; de esta forma, San Ramón quedó reducido a un caserío.

b) Caserío Tojochán: fue formado por colonos de la etnia kiché y mam, provenientes del departamento de El Quiché, específicamente del municipio de Chiché. El Ejecutivo dispuso concederle la categoría de caserío con la que se le conoce actualmente.

Desde su formación el caserío ha crecido considerablemente, tanto en extensión como en población.

Origen del nombre

a) Caserío San Ramón: el nombre San Ramón viene en honor al santo del mismo nombre, ya que fue en este día en que los primeros habitantes se establecieron en el lugar.

b) Caserío Tojochán: etimológicamente, el nombre Tojochán se deriva de la voz mam que significa Tojo, que quiere decir guayaba, y Cham, que quiere decir ácido, para unir las palabras en Tojocham. En la actualidad se le llama Tojochán, cambiando la m por la n del nombre original.

Etnia e idioma

a) Caserío San Ramón: los fundadores del caserío eran descendientes de españoles, característica que ya no se conserva a la fecha. El idioma hablado en el lugar es el español.

b) Caserío Tojochán: los fundadores de la aldea eran de la etnia kiché y mam, característica que ya no se conserva a la fecha. Los idiomas hablados en el lugar son el español, kiché y mam.

1.1.2. Ubicación geográfica

a) Caserío San Ramón: se ubica en el municipio de Malacatancito, del departamento de Huehuetenango; al sur del caserío Piedras Negras y al este de la cabecera municipal de Malacatancito, Huehuetenango.

Por carretera, dista 256 kilómetros de la capital; unos 12 kilómetros de la cabecera departamental y 3 kilómetros de la cabecera municipal. Se encuentra a 1,709 metros SNM, latitud 15°14'40", longitud 91°29'56".

b) Caserío Tojochán: se ubica en el municipio de Malacatancito, del departamento de Huehuetenango; al norte de la aldea Estancia de la Virgen y al sur de la cabecera municipal de Malacatancito, Huehuetenango. Por carretera, dista 240 kilómetros de la capital; unos 16 kilómetros de la cabecera departamental y 6 kilómetros de la cabecera municipal. Se encuentra a 1,710 metros SNM, latitud 15° 16'50", longitud 92° 30'40".

1.1.3. Situación demográfica

a) Caserío San Ramón: según el X Censo de Población y V de Habitación realizado en 1994 por el Instituto Nacional de Estadística (INE), tiene una población de 231 habitantes, lo que representa el 1.4% de la población total del municipio.

En lo referente a distinción por sexo, el 49.1% de los habitantes pertenecen al masculino. Por distinción étnica, el 88.82% son no indígenas. Por grupos de edad 27.79%, están entre los 0-6 años; 22.06%, entre los 7-14 años; 47.06%, entre los 15-64 años y 3.09% tiene 65 años o más.

b) Caserío Tojochán: de acuerdo al mismo Censo, tiene una población de 128 habitantes, lo que representa el 0.99% de la población total del municipio.

El 49% de los habitantes pertenecen al sexo masculino. Por distinción étnica, 94.76% son no indígenas. Por grupos de edad, 30.92% están entre los 0-6 años; 23.44%, entre los 7-14 años; 44.14%, entre los 15-64 años; y 1.50% tienen los 65 años o más.

1.1.4. Aspectos económicos y actividades productivas

a) Caserío San Ramón: la economía en el lugar es impulsada principalmente por el sector agropecuario. Los productos obtenidos por esta actividad son empleados mayormente para el consumo familiar.

En el sector secundario no se tiene participación. Únicamente se registran datos del sector artesanal en la cabecera municipal, cuya producción no es significativa.

En el sector terciario se aprecia mínima participación en el comercio. Su mercado es el de la cabecera municipal, debido a la cercanía.

b) Caserío Tojochán: posee las mismas características que el caserío San Ramón en cuanto al sector primario y secundario.

Respecto al sector terciario no se aprecia buena participación en el comercio, ya que no existe un día de mercado ni las instalaciones adecuadas esto se debe a la cercanía con la cabecera municipal, ya que acuden al mercado de ésta.

1.1.5. Actividad agropecuaria y uso de la tierra

1.1.5.1 Uso de la tierra

a) **Caserío San Ramón:** el uso actual de la tierra es de carácter agrícola; un bajo porcentaje está destinado a la crianza de animales domésticos, ganado bovino, porcino, caballar y producción avícola.

Las unidades bioclimáticas y los suelos predominantes en el caserío poseen las características siguientes:

Bosque muy húmedo montano bajo subtropical (BMHMBS)

Altitud: 1,000 a 2,000 m. SNM

Precipitación pluvial anual: 1,000 a 2,200 milímetros

Suelos: predominan los suelos profundos de textura mediana, poco drenados, de color café, con pendientes del 5% al 12%. El potencial es para frutales de clima templado, maíz, frijol, haba, flores, pastos naturales.

b) **Caserío Tojochán:** presenta las mismas características del caserío San Ramón.

1.1.5.2 Tenencia de la tierra

a) **Caserío San Ramón:** no se estableció la existencia de tierras de carácter comunal o de propiedad municipal. Tampoco existen fincas.

b) **Caserío Tojochán:** presenta las mismas características del caserío San Ramón.

1.1.5.3 Actividad agropecuaria

a) Caserío San Ramón: el territorio destinado a la producción agrícola se dedica a los siguientes cultivos:

Granos: maíz, frijol, haba. De estos la mayor parte del producto se destina al consumo familiar y los excedentes se comercializan localmente.

Frutas: níspero, guayaba, granada, aguacate, naranja, limón, tomate.

La producción de algunos cultivos se realiza usando sistemas tradicionales. En algunos casos se utilizan fertilizantes, semillas mejoradas y control de plagas.

La producción pecuaria es mínima, pero significativa para la economía de algunas familias. Los productos son los siguientes:

Ganado mayor: se tienen pequeños lotes de crianza de ganado caballar y vacuno

Ganado menor: constituido por cerdos y aves. La crianza es de menor cuantía y se destina al consumo familiar en ocasiones especiales, o bien se comercializa localmente y en los alrededores.

En general, los productos agropecuarios se destinan al consumo propio, pero parte de la producción se comercializa en la localidad y en la cabecera municipal.

b) Caserío Tojochán: posee las mismas características que el caserío San Ramón.

1.1.6. Comercio y servicio

a) Caserío San Ramón: no cuenta con un día de mercado, por consiguiente, carece de una infraestructura para dicha actividad. Por la cercanía con la cabecera municipal, acuden a ésta en su día de mercado.

Solo se cuenta con establecimientos de comercio y servicio de primera necesidad, como las tiendas.

b) Caserío Tojochán: presenta las mismas características que el caserío San Ramón.

1.1.7. Industria y artesanía

En ninguno de los caseríos se reportan datos significativos relacionados con la industria y la artesanía.

1.1.8. Infraestructura económica y servicios de apoyo

Infraestructura

a) Caserío San Ramón: la infraestructura que contribuye social y económicamente a la población es la siguiente:

Sistema vial: dentro de la infraestructura que promueve la economía, sobresale la carretera principal que pasa por el centro del caserío y comunica a otras aldeas con la cabecera municipal.

Mercado: no se cuenta con la infraestructura necesaria, ni un día específico para realizarlo.

Auxiliatura: no se cuenta con una alcaldía auxiliar

Instalaciones: según el V Censo de Habitación, de 64 viviendas formales, 10 cuentan con energía eléctrica, 4 reciben servicio de agua entubada y ninguna tiene un sistema de drenaje formal. En la actualidad se puede apreciar que esto ha mejorado significativamente.

Salud: no cuentan con un centro de salud. Si necesitan atención, acuden a la cabecera municipal.

Transporte: se recurre a carros y camiones particulares.

Cementerio: no existe este servicio.

Deportes: hay una cancha de fútbol y una de básquetbol.

Templos: existen varios templos cristianos y algunos que están en construcción y ampliación.

b) Caserío Tojochán: La infraestructura que contribuye social y económicamente a la población es la siguiente:

Sistema vial: dentro de la infraestructura que promueve la economía, sobresale la carretera principal que pasa por el centro del caserío y comunica a otras aldeas con la cabecera municipal.

Mercado: no se cuenta con la infraestructura necesaria, ni un día específico para realizarlo.

Auxiliatura: no se cuenta con una alcaldía auxiliar.

Instalaciones: según el V Censo de Habitación, de 33 casas formales y 2 ranchos, 23 cuentan con energía eléctrica; 19 reciben servicio de agua entubada y ninguna tiene un sistema de drenaje formal. En la actualidad se puede apreciar que esto ha mejorado significativamente.

Salud: no existe este servicio, por lo que las personas que necesitan del mismo acuden a la cabecera municipal.

Transporte: en lo referente al transporte extraurbano, pasan por el caserío algunas empresas de transporte que hacen varios recorridos completos diariamente.

Cementerio: sí funciona este servicio.

Deportes: se cuenta con una cancha de fútbol.

Templos: existen varios templos cristianos.

Servicios de apoyo

En el departamento de Huehuetenango existen distintas instituciones nacionales e internacionales, que tienen como fin impulsar el desarrollo de las comunidades a través del apoyo en diferentes proyectos.

Los comités son una opción de organización de las comunidades y un componente importante para la formación de unidades de planificación.

Su objetivo principal es gestionar recursos, generalmente financieros o materiales, ausentes en su comunidad, ante las instituciones gubernamentales y organizaciones no gubernamentales.

En ambos caseríos se cuenta con un comité, dedicado a velar por el mejoramiento de servicios básicos e infraestructura de sus propios caseríos.

1.1.9. Comunicaciones

a) **Caserío San Ramón:** la oficina de correos y telégrafos más cercana se encuentra a 3 km. en la cabecera municipal. El servicio telefónico disponible

es del tipo celular, éste es muy eficiente y existen algunos de carácter comunitario en la población.

b) **Caserío Tojochán:** presenta las mismas características que el caserío San Ramón.

1.1.10. Turismo

a) **Caserío San Ramón:** no se registra turismo en la aldea, por carecer de sitios atractivos para tal fin. Además, el lugar no estimula la estancia en la aldea. Por dichas razones no se cuenta con infraestructura básica para acoger al visitante. La fiesta titular se celebra cada año en honor a San Ramón.

b) **Caserío Tojochán:** no se registra turismo en la aldea, por carecer de sitios atractivos para tal fin. El lugar no estimula la estancia en la aldea. Por dichas razones no se cuenta con infraestructura básica para acoger al visitante. No existe fiesta titular.

1.1.11. Educación

a) **Caserío San Ramón:** los datos registrados por el INE, en 1,994, reportan en la aldea 4 alumnos en preprimaria, 112 en primaria y 9 en nivel medio.

b) **Caserío Tojochán:** los datos registrados por el INE, en 1,994, reportan en la aldea 1 alumno en preprimaria, 73 en primaria y 9 en nivel medio.

1.2 Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de los caseríos San Ramón y Tojochán

1.2.1 Descripción de las necesidades

a) **Caserío San Ramón:** en lo que respecta a infraestructura, se observa que la población necesita el servicio de un puente vehicular, debido a que los habitantes del lugar quedan incomunicados cuando llega la época de invierno, ocasionando pérdidas de todo tipo. También se observa la necesidad de ampliar las aulas escolares, ya que las condiciones en las que se encuentran algunas no son aptas ni suficientes para fines educativos.

Ninguna vivienda cuenta con sistema de drenajes, lo cual hace necesario la implementación del mismo. Debido a que no todas las viviendas cuentan con el servicio de energía eléctrica, los habitantes del caserío San Ramón también necesitan de este servicio.

b) **Caserío Tojochán:** se detectaron las mismas necesidades que las del caserío San Ramón, con la diferencia de que los vecinos piden la construcción de un mercado, debido a que no cuentan con uno.

1.2.2 Priorización de las necesidades

a) **Caserío San Ramón:** de acuerdo con la información aportada por el alcalde municipal, comité de la aldea y las visitas de campo realizadas, las necesidades más urgentes son las siguientes:

- Construcción de un puente vehicular
- Ampliación de aulas escolares

- Planificación y construcción de un sistema de drenajes
- Mejoramiento del sistema vial
- Ampliación del servicio de energía eléctrica.

b) Caserío Tojochán: de acuerdo con la información aportada por el alcalde municipal, comité de la aldea y visitas de campo, las necesidades más urgentes son las siguientes:

- Construcción del salón de usos múltiples.
- Planificación y construcción de un sistema de drenajes
- Mejoramiento del sistema vial
- Construcción de un mercado
- Ampliación del servicio de energía eléctrica.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño del puente vehicular para el caserío San Ramón

Para el diseño del puente vehicular es conveniente tomar en cuenta los siguientes factores: buscar el lugar menos socavable, evaluar obras similares en los alrededores y determinar el comportamiento del río. Otro factor muy importante a tomar en cuenta es el tipo de carga viva a considerar, la cual se determina según el tipo de tránsito que circulará sobre él. Para este caso se seleccionó una carga viva de 15,000 libras, considerada como un H-15.

2.1.1. Descripción del proyecto

El puente vehicular tendrá una longitud de 18.0 metros de una vía, con un ancho de 4.7 metros. La estructura estará compuesta por una losa de 20 centímetros de espesor, soportada por dos vigas principales con un peralte de 110 centímetros y una base de 55 centímetros. Las vigas principales están rigidizadas por un diafragma interno y dos externos. Toda la superestructura la soportará una viga de apoyo y cortina, apoyados sobre estribos de concreto ciclópeo, con una altura de 4 metros.

2.1.2. Evaluación de la calidad del suelo

La calidad del suelo se determinó mediante una excavación de aproximadamente 2 metros de profundidad. Se corroboró que el suelo a esta profundidad era apto para la construcción del puente, pues se encontró con suelo rocoso. Se adoptó un valor soporte de 25,000 kg/m².

2.1.3. Determinación de la crecida máxima

2.1.4. Método sección pendiente

Este es un método empírico y uno de los más fáciles con que se cuenta. Surgió de la necesidad de estimar crecidas de ríos en donde no se tienen los datos suficientes para efectuar un cálculo de confianza.

Para la determinación de crecidas máximas por este método, se necesita determinar la máxima altura de agua alcanzada por una corriente, lo que se logra por uno o varios de los siguientes procedimientos: buscar señales que han dejado grandes crecidas, recabar información con los habitantes y buscar en archivos o crónicas locales.

Una vez determinada la altura máxima, se halla el valor del área A de la sección de la corriente, para poder obtener el caudal máximo por medio de la fórmula $Q = V * A$, donde V es la velocidad de la corriente y A el área transversal del río: el valor de la velocidad V de la corriente se calcula por medio de la fórmula de Manning.

$V = 1/n * R^{2/3} * S^{1/2}$; donde:

R = Radio hidráulico: área / perímetro mojado

S = Pendiente

N = Coeficiente de rugosidad.

Cálculo de la pendiente

$S = 100 * (\text{cota superior} - \text{cota inferior}) / \text{distancia horizontal}$

$S = 100 * (2.80 \text{ m} - 2.65 \text{ m.}) / 8.00 \text{ m} = 1.87 \%$

Cálculo de área

$$A = \text{base} * \text{altura}$$

$$A = 16.00 \text{ m.} * 1.50 \text{ m} = 22.50 \text{ m}^2$$

Cálculo de radio hidráulico

$$R = \text{área} / \text{perímetro mojado}$$

$$R = (22.50 \text{ m}^2) / (19 \text{ m}) = 1.18 \text{ m.}$$

Cálculo del caudal

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

$$V = (1 / 0.04) * (1.18^{2/3}) * (0.0187^{1/2}) = 3.81 \text{ m /s}$$

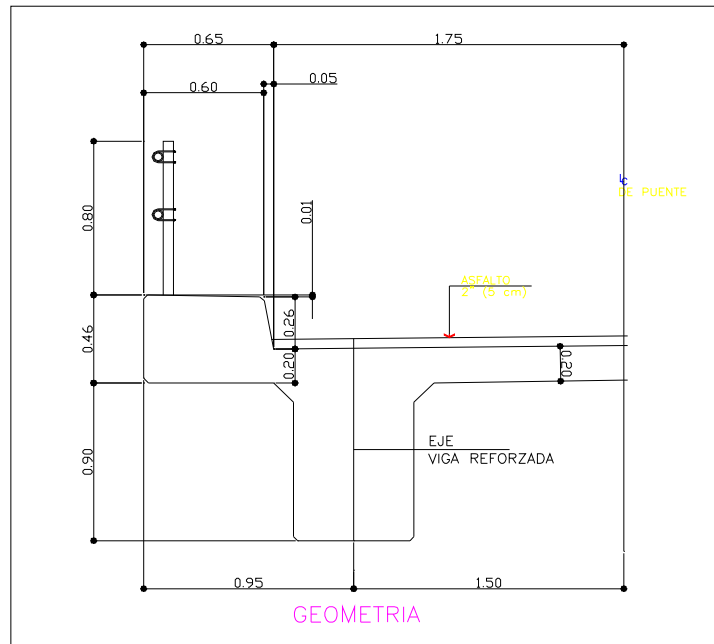
$$Q = V * A = (3.81 \text{ m / s}) * (22.50 \text{ m}^2) = 85.72 \text{ m}^3/\text{s}$$

La altura máxima de la crecida del río es de 1.5 metros. Según las normas AASHTO la altura mínima a la que debe estar un puente es de 2 metros arriba de la crecida máxima, por lo tanto, la altura del puente debe estar como mínimo a 3.5 metros sobre el lecho del río.

2.1.5. Levantamiento topográfico

Previo al estudio topográfico se hizo una visita de campo para determinar la posible ubicación del puente vehicular, tomando en cuenta el lugar por donde circularía el tránsito, la crecida máxima del río y el claro más corto a salvar. Establecido el lugar donde podría estar ubicada la estructura se realizó el levantamiento topográfico, que consistió en planimetría y altimetría. Con base en los resultados obtenidos se elaboró el plano de curvas de nivel.

Figura 1. Geometría del puente



Datos para diseño

La luz libre del puente es de 18.00 metros

Peso volumétrico del concreto: 2,400 kg / m³.

Peso volumétrico del asfalto: 1,090 kg /m³

Peso volumétrico del suelo: 1,500 kg /m³.

Esfuerzo de fluencia del acero: 4,200 kg /cm² (para vigas principales)

Esfuerzo de fluencia del acero: 2,810 kg / cm² (para el resto de estructura)

Esfuerzo a compresión del concreto a los 28 días es de 281 kg /cm², para las vigas principales.

Esfuerzo a compresión del concreto a los 28 días es de 210 kg / cm², el cual será usado en el resto de la estructura.

Valor soporte del suelo: 25,000 kg /m²

Se contará con dos banquetas de 65 cm.

2.1.6. Diseño de superestructura

2.1.6.1. Diseño de losa

Calculando el espesor de la losa con base en la norma AASHTO 8.9.2, se tiene la siguiente fórmula:

$t = 1.2((S + 3.0)/30)$, donde S: distancia a ejes de vigas principales.

$t = 1.2 ((3 \text{ metros} + 3.05)/30)$

$t = 0.23 \text{ metros.}$

Se opta por tomar $t = 0.20 \text{ metros.}$

Integración de cargas

La integración de cargas es la sumatoria de carga muerta (peso propio), carga viva (peso a soportar) y carga de impacto; esta última es aplicada al momento de carga viva.

Carga muerta

W concreto	=	$2,400 \text{ kg / m}^3 * 0.20 \text{ m}$	=	480.00 kg / m ²
W asfalto	=	$1,090 \text{ kg / m}^3 * 0.05 \text{ m}$	=	54.50 kg / m ²
W barand.	=	12.90 kg / m ²	=	12.90 kg / m ²
Total	=		=	547.40 kg / m ²

Esta carga es aplicada al ancho unitario tributario de 1 m. lo que da el resultado de 547. 4 kg / m.

Momento para carga muerta

$M- cm = (W * S^2) / 10$, donde S: luz entre vigas

$$M- cm = (547.4 \text{ kg /m }) (3.00 \text{ m })^2 / 10$$

$$M- cm = 492.6 \text{ kg - m}$$

$M+ cm = (W * L^2) / 2$, donde L: longitud del voladizo

$$M+ cm = (547.4 \text{ kg /m }) (0.65 \text{ m })^2 / 2$$

$$M+ cm = 115.64 \text{ kg-m}$$

Se toma el mayor, el cual es 492.6 kg-m

Carga viva

Se usará la carga de un camión H – 15. Según la norma de AASHTO especifica que el eje más pesado es de 12,000 lb.

Momento para carga viva

La forma más usual para calcular el momento por carga viva es a través de la siguiente fórmula:

$M_{cv} = 0.80 ((s + 2) / 32) * P$, donde s es espaciamiento entre vigas en pies.

$$M_{cv} = 0.80 [(9.84 \text{ pies} + 2) / 32] * 12,000 \text{ lb}$$

$$M_{cv} = 3552 \text{ lb-pie} = 492.2 \text{ kg - m}$$

Carga de impacto

La aplicación de cargas dinámicas producidas por camiones a los puentes no se efectúa de forma suave y gradual, sino de forma violenta.

Se considera un incremento que se le hace al momento producido por la carga viva. Según la norma AASHTO no deberá sobrepasar del 30 %.

$I = 15.24 / (s + 138)$, donde s : espacio entre ejes de vigas en metros

$I = 15.24 / (3 \text{ m} + 38) = 37 \%$

Dado que $I = 37 \%$, se tomará 30 %.

Momento por carga última

$M_u = 1.3 [M_{cm} + 5/3 (M_{cv} * I)]$

$M_u = 1.3 [492.6 \text{ kg} / \text{m} + 5/3 (492.2 * 1.30)]$

$M_u = 2026.74 \text{ kg} - \text{m}$.

Cálculo de peralte de losa

Una vez calculado el momento último que actúa sobre la losa, se procede a verificar el peralte.

$D = t - \text{recubrimiento} - \frac{1}{2} \emptyset \text{ varilla}$, usando varilla No. 3

$D = 0.20 \text{ m} - 0.060 \text{ m} - 0.47$

$D = 0.1353 \text{ m}$.

Cálculo de refuerzo para losa

$M = 2026.74 \text{ kg} - \text{m}$

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

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

$b = 100 \text{ cm}$

$d = 13.5 \text{ cm}$

$$AS = (b * d - ((b * d)^2 - (M * b / 0.003825 f'c))^{1/2} (0.85 f'c / Fy);$$

$$AS = 6.14 \text{ cm}^2$$

$$AS_{\text{MIN}} = \rho_{\text{min}} * b * d$$

$$AS_{\text{MIN}} = 14.10 / 2810 \text{ kg / cm}^2 * b * d$$

$$AS_{\text{MIN}} = 6.8 \text{ cm}^2$$

$$AS_{\text{Max}} = \rho_{\text{max}} * b * d$$

$$AS_{\text{Max}} = 0.50 [0.85 * 0.85 * (f'c / fy) * (6090 / (6090 + fy)) * b * d]$$

$$AS_{\text{Max}} = 25.00 \text{ cm}^2$$

Debido a que $AS_{\text{min}} > AS$, se usará el área de acero mínimo utilizando regla de tres con varilla No. 5: $6.8 \text{ cm}^2 = 100 \text{ cm}$.

$$1.98 \text{ cm}^2 = X \text{ cm}.$$

$$X \text{ cm} = 29.16 \text{ cm}.$$

Se chequea separación máxima, la cual es tres veces el espesor de la losa $3 * 20 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$; se toma la menor que es 29.16 cm . Por lo tanto se usará No. 5 @ 25 cm , para la cama transversal inferior.

Refuerzo transversal para la cama superior

Este refuerzo se calcula por temperatura.

$$AS_{\text{temp}} = 0.002 * b * d$$

$$AS_{\text{temp}} = 0.002 * 100 \text{ cm} * 20 \text{ cm}$$

$$AS_{\text{temp}} = 4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Utilizando regla de tres con varilla No. 4: } 4 \text{ cm}^2 = 100 \text{ cm}.$$

$$1.27 \text{ cm}^2 = X \text{ cm}.$$

$$X \text{ cm} = 31.75 \text{ cm}.$$

Se colocará No 4. @ 0.25 cm .

Refuerzo longitudinal de la cama superior e inferior

Este es un porcentaje del acero transversal de la cama inferior. El valor debe ser menor del 67 % del acero utilizado.

$$F. L = 2.20 / \sqrt{S}$$

$$F. L = 2.20 / \sqrt{8.03 p}$$

$$F. L = 77.60 = 77 \%$$

El porcentaje sobrepasa la norma AASHTO 3.24.10.2, se emplea 67%.

$$\text{As long.} = 0.67 * 6.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{As long.} = 4.55 \text{ cm}^2$$

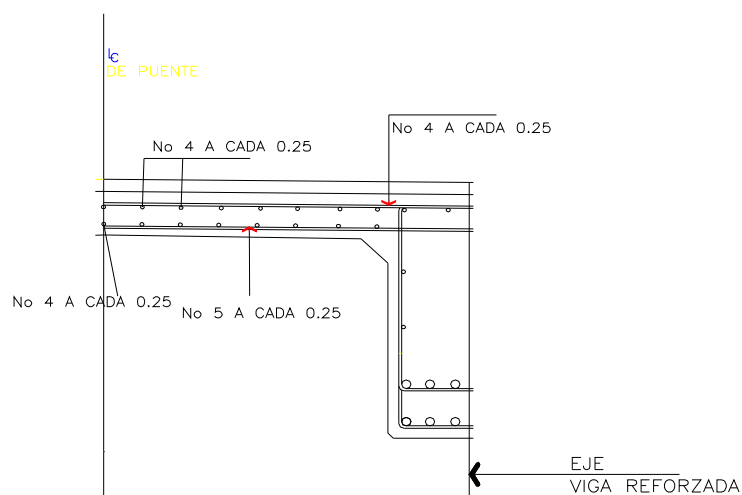
$$\text{Usando regla de tres con varilla No. 4: } 4.55 \text{ cm}^2 = 100 \text{ cm}$$

$$1.27 \text{ cm}^2 = X \text{ cm.}$$

$$X \text{ cm} = 27.9 \text{ cm.}$$

Se usará No. 4 @ 25 cm, tanto en la cama superior como inferior.

Figura 2. Sección de losa



SECCION DE LOSA

2.1.6.2. Diseño de postes y barandal

Están formados por unidades longitudinales, soportados por postes. Funcionan para la protección de los peatones. La altura mínima que deben poseer los postes es de 80 cm.

Para el proyecto de puente vehicular del caserío San Ramón, se utilizó tubo de hierro galvanizado tanto para postes como para barandales. Los postes de 3" de diámetro irán a una separación de 2.00 metros, con una altura de 0.85 metros. Se contará con 2 barandales de 2" de diámetro, el primero a una altura de 0.40 metros del nivel de la banqueta, mientras que el segundo irá a una altura de 0.75 metros del mismo nivel.

2.1.6.3. Diseño de diafragmas

En la construcción y diseño de puentes los diafragmas son de vital importancia, pues su función principal es evitar el alabeo de las vigas y proveer rigidez y solidez a la superestructura. Se deben analizar dos tipos de diafragmas, los internos y externos. Los internos son aquellos que se encuentran en la parte intermedia de la estructura y los externos son los que están en los extremos de la viga. Se refuerzan con área de acero mínimo.

Cálculo de altura

Diafragma interior = $\frac{3}{4}$ h de la viga principal

Diafragma exterior = $\frac{1}{2}$ h de la viga principal

La altura no debe ser menor de 50 cm. ni la base menor de 30 cm.

$h = \frac{3}{4} (110 \text{ cm}) = 82.5 \text{ cm} \approx 80 \text{ cm}.$

$h = \frac{1}{2} (110 \text{ cm}) = 55 \text{ cm}.$

Diafragma interior

$$A_{s \text{ MIN.}} = 14.1 / f_y * b * d$$

$$A_{s \text{ MIN.}} = (14.1 / 2810 \text{ kg / cm}^2) * 30 \text{ cm} * 75 \text{ cm.}$$

$$A_{s \text{ MIN.}} = 11.30 \text{ cm}^2.$$

Se utilizará 2 No. 8 + 1 No. 5 (2 * 5.07 + 2) = 12.14 cm². tanto en la cama superior como inferior.

Para calcular el espaciamiento (S) de estribos, se utiliza la fórmula: (d – r / 2), donde d: peralte, r: recubrimiento

$$(75 \text{ cm} - 5.0 \text{ cm} / 2) = 35 \text{ cm}$$

Se utilizará No. 3 @ 30 cm.

Refuerzo adicional

Por cada pie de altura que se tenga, se recomienda un refuerzo adicional de $0.25 \text{ plg}^2 = 1.61 \text{ cm}^2$ con el objeto de evitar grietas en el concreto:

$$1.62 \text{ cm}^2 = 30.48 \text{ cm}$$

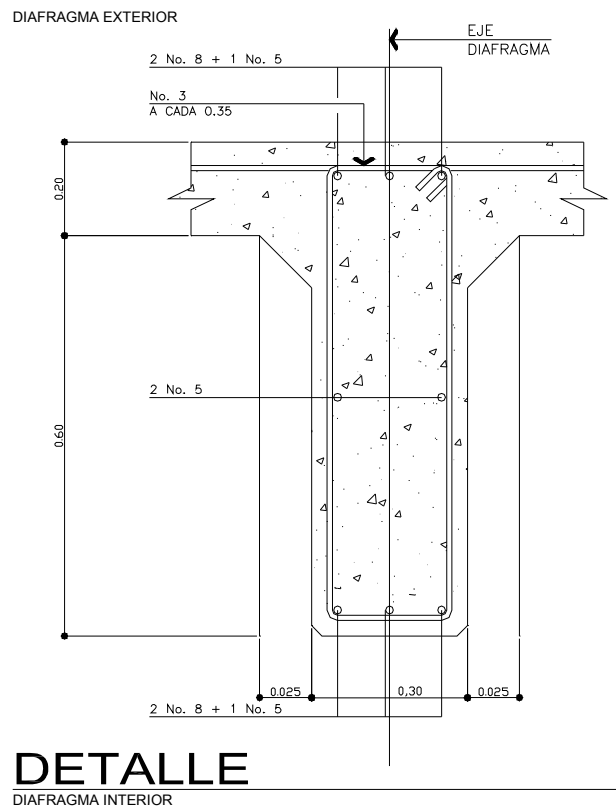
$$A_s \text{ cm}^2 = 35 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ cm} = 1.86 \text{ cm}^2.$$

Se utilizará 1 No. 5 = 1.98 cm². en ambos lados.

A continuación se muestra el diagrama del diafragma interior con su respectivo armado.

Figura 3. Diafragma interior



Diafragma exterior

$$AS_{MIN} = (14.1 / f_y) * b * d.$$

$$AS_{MIN} = (14.1 / 2810 \text{ kg / cm}^2) * 30 \text{ cm} * 50 \text{ cm}.$$

$$AS_{MIN} = 7.52 \text{ cm}^2$$

Se utilizará 3 No. 6 = (2.85 * 3) = 8.55 cm², tanto en cama superior como inferior. Para estribos se utilizará No. 3 @ 30 cm.

Refuerzo adicional

Se aplicará el mismo criterio practicado en el diafragma interior:

Usando regla de tres:

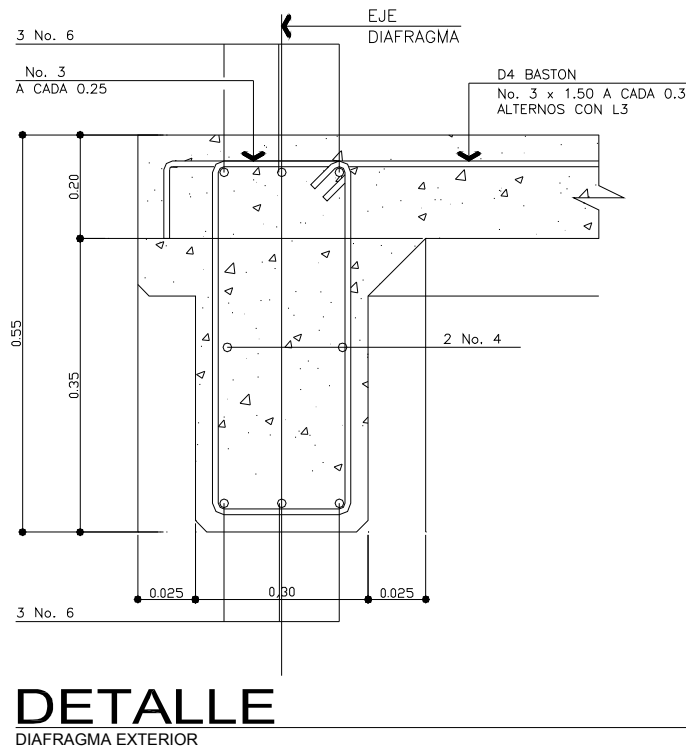
$$1.62 \text{ cm}^2 = 30.48 \text{ cm}$$

$$\text{As cm}^2 = 22.5 \text{ cm}$$

$$\text{As cm} = 1.19 \text{ cm}^2.$$

se utilizará 1 No. 4 = 1.27 cm². en ambos lados.

Figura 4. Diafragma exterior



2.1.6.4. Diseño de vigas principales

Para el predimensionamiento de la viga, se aplica el criterio de ACI siguiente:

Para no chequear deflexiones $h = L / 16$, donde L : luz de la viga
 $h = 18 \text{ m} / 16 = 1.12 \text{ m} \approx 1.10 \text{ m}$.

Se tomará la altura de la viga igual a 110 cm.

Para hallar la base de la viga, se aplica el criterio siguiente: $h/2$, 110 cm/2
lo que da un resultado de $b = 0.55$ centímetros.

Integración de cargas

Carga muerta

Cada viga soportará carga proporcionalmente a su ubicación geométrica
así la viga exterior soportará la carga de voladizo, losa y peso propio.

Viga peso propio = $(2400 \text{ kg} / \text{m}^3 * 0.55 \text{ m} * 1.10 \text{ m}) = 1,452 \text{ kg} / \text{m}$

Carga de losa = $547.40 \text{ kg} / \text{m}$, carga de voladizo = $374.4 \text{ kg} / \text{m}$

Viga cm = $374.4 + 547.40 + 1,452 = 2,373.8 \text{ kg} / \text{m}$

Diafragma interior = $(2,400 \text{ kg} / \text{m}^3 * 0.30 \text{ m} * 0.80 \text{ m} * 2.45 \text{ m}) = 1,411.2 \text{ kg}$.

Diafragma exterior = $(2,400 \text{ kg} / \text{m}^3 * 0.30 \text{ m} * 0.55 \text{ m} * 2.45 \text{ m}) = 970.2 \text{ kg}$.

Carga viva

Para determinar la distribución de la carga del camión H – 15, se utiliza
la tabla 3.23.1 de AASHTO.

Factor de distribución

Para vigas de concreto = $S / 6.5$ si $S < 6$ pies

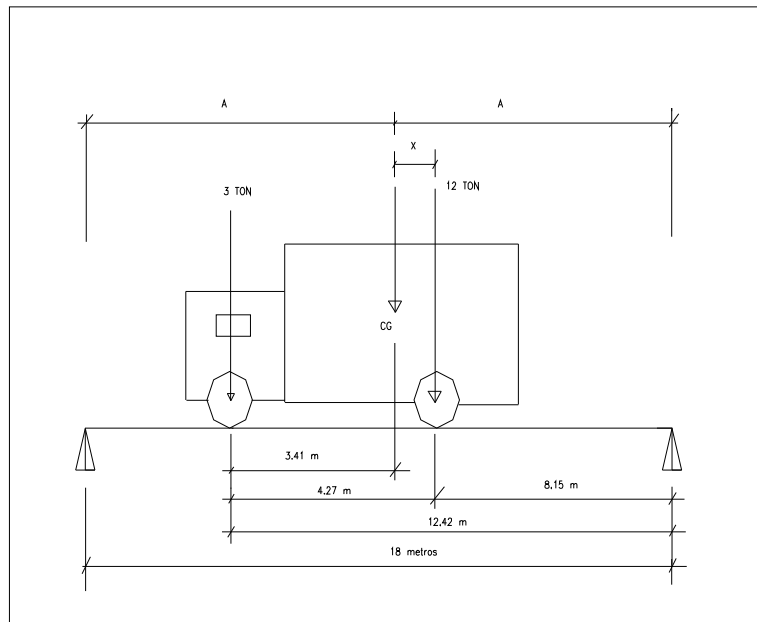
= $S / 6.0$ si $S > 10$ pies

S = separación entre vigas desde ejes (en pies)

El factor de distribución se calcula así:

$$F D. = 9.84 \text{ pies} / 6.5 = 1.5$$

figura 5. diagrama cuerpo libre de carga viva para hallar x y a



A es la longitud que existe de cada apoyo al centroide.

C g. = Centro de gravedad

$M_{cg} = 0$, esto se hace para encontrar el valor de "X"

$$3 (14 - X) = 12 X, X = 2.80 \text{ p.} = 0.85 \text{ m.}$$

$$A = 18 / 2 = 9 \text{ m.}$$

Encontrar reacciones en los apoyos

$$\sum M = 0, \quad \sum M R_b = 0$$

$$(18 \text{ m} * R_a) - (12.42 \text{ m} * 1,359 \text{ kg.}) - (8.15 \text{ m.} * 5,436 \text{ kg.}) = 0$$

$$R_a = 3,398.25 \text{ kg.}$$

$$\sum F_y = 0 = 3,398.25 \text{ kg} - 1,359 \text{ kg} - 5,436 \text{ kg} + R_b, \quad R_b = 3,396.75 \text{ kg}.$$

Hallar el momento máximo

Se hace un corte en la sección donde se aplica la carga mayor y se procede a hacer el análisis del momento.

$$M \text{ max.} = (R_a * (X + A)) - (P * a')$$

$$M \text{ max.} = (3,398.25 \text{ kg.} * (0.85 \text{ m.} + 9.0 \text{ m})) - (1,359 \text{ kg.} * 4.26 \text{ m})$$

$$M \text{ max.} = 27,683.42 \text{ kg} - \text{m}.$$

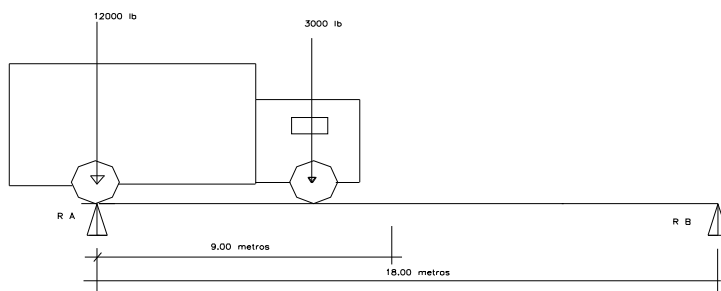
Carga de impacto

condición $I \leq 30 \%$.

$I = 15.24 / (L + 38)$, donde L : longitud del puente en metros.

$$I = 15.24 / (18\text{m} + 38) = 0.27.$$

Figura 6. Diagrama de cuerpo libre carga viva para corte en la viga



Momento de frenado

$$M = 5 \% * P \text{ total} * \text{brazo}.$$

$$M = 0.05 (6795 \text{ kg.} * 1.83 \text{ m.})$$

$$M = 621.74 \text{ kg} - \text{m}.$$

Momento de carga viva máxima

Es la suma de momento de carga viva de diseño más fuerza de frenado, multiplicado por el factor de distribución e impacto.

$$M_o = M_{\max} + M_{\text{frenado}}$$

$$M_o = 27,683.4 \text{ kg} \cdot \text{m} + 621.74 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$M_o = 28,305.14 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$M_{cv} = M_o \cdot I \cdot F D.$$

$$M_{cv} = 28,305.14 \text{ kg} \cdot \text{m} \cdot 1.27 \cdot 1.36 = 53,921.2 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

Momento de carga muerta máxima

$$M_{cm} = ((W_{cm} \cdot L^2) / 8) + P_{\text{diaf int.}} \cdot a$$

$$M_{cm} = ((2,373.8 \text{ kg} / \text{m} \cdot (18 \text{ m})^2 / 8)) + (1,411.2 \text{ kg} \cdot 9) = 108,839.7 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

Momento último total

$$M_{u \text{ total}} = 1.3 (M_{cm}) + 5/3 (M_{cv} \cdot I \cdot F.D)$$

$$M_{u \text{ total}} = 1.3 (108839.7 \text{ kg} \cdot \text{m}) + 5/3 (53921.2 \text{ kg} \cdot \text{m}.) = 258320.87 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

Cálculo de acero para viga principal

$$M_u = 258320.87 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

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

$$f_y = 4200 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$b = 55 \text{ cm}.$$

$$d = 103 \text{ cm}$$

$$A_s = (b \cdot d - ((b \cdot d)^2 - (M \cdot b / 0.003825 f'_c))^{1/2} (0.85 f'_c / F_y));$$

$$A_s = 75.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ MIN}} = 14.10 / 4200 \text{ kg} / \text{cm}^2 * b * d, = 19.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ Max}} = 0.50 [0.85 * 0.85 * (f' c / f y) * (6090 / (6090 + f y)) * b * d] = 81.03 \text{ cm}^2.$$

Debido a que el $A_{S \text{ MIN}} < A_s < A_{S \text{ Max}}$ se colocará el $A_s = 75.10 \text{ cm}^2$.

Se colocará 12 No. 9 ($12 * 6.42 \text{ cm}^2$) = 77.04 cm^2 , en la cama inferior al centro.

Refuerzo para cama inferior en extremos = 50% A_s y equivale a 6 No. 9

Para la cama superior se coloca el 33 % del A_s , o el $A_{S \text{ MIN}}$, (el mayor)
 $0.33 (75.10 \text{ cm}^2) = 24.78 \text{ cm}^2$. $A_{S \text{ MIN}} = 19.00 \text{ cm}^2$.

Se tomará 24.78 cm^2 . y se cubrirá con 4 No. 9, ($4 * 6.42 \text{ cm}^2$) = 25.68 cm^2 .

Refuerzo adicional

$$1.62 \text{ cm}^2. = 30.48 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ cm}^2. = 90 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ cm}^2. = 4.78 \text{ cm}^2.$$

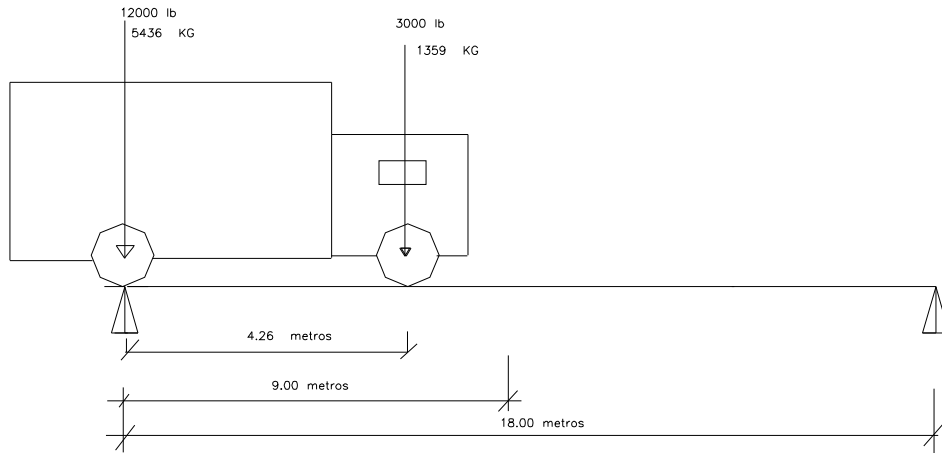
$$\text{Se colocarán 4 No. 4 } (4 * 1.27) = 5.08 \text{ cm}^2.$$

Diseño a corte

El corte máximo se da en los apoyos cuando la carga mayor del camión está sobre uno de estos.

Esto se ilustra en la siguiente figura.

Figura 7. Diagrama longitudinal de fuerza con carga en el extremo



$$\sum M b = 0$$

$$R a = (5436 \text{ kg} \cdot 18 \text{ m}) + (1359 \text{ kg} \cdot (18 \text{ m} - 4.26 \text{ m})) / 18 \text{ m}.$$

$$R a = 6473.36 \text{ kg}$$

El valor de la reacción encontrada será el mismo que el de corte afectado por el factor de distribución.

$$R a = 6473.36 \text{ kg} \cdot 1.5$$

$$R a = 9710 \text{ kg}$$

$$R a = V_{cv}.$$

Se concluye que el valor de $R a$ es el mismo que para el corte de carga viva (V_{cv}), debido a que el eje trasero está actuando sobre $R a$.

Corte por carga viva

corte por carga viva = 9710 kg.

Corte por carga de impacto

$$V I = V_{cv} * I$$

$$V I = 9710 \text{ kg} * 1.27 = 12331.7 \text{ kg}$$

Corte por carga muerta

$$V_{cm} = W_{cm} * L / 2 + P / 2$$

$$V_{cm} = 2373.8 \text{ kg / m.} * 18 / 2 + 1411.2 / 2 = 22069.8 \text{ kg.}$$

Corte último

$$V_u = 1.3 [(V_{cm.}) + 5/3 (V_{cv} * I)]$$

$$V_u = 1.3 (22069.8) + 5/3 (12331.7) = 55409.4 \text{ kg.}$$

Corte que resiste el concreto

$$V_c = 0.53 * 0.85 * \sqrt{281} * 55 \text{ cm} * 103 \text{ cm.}$$

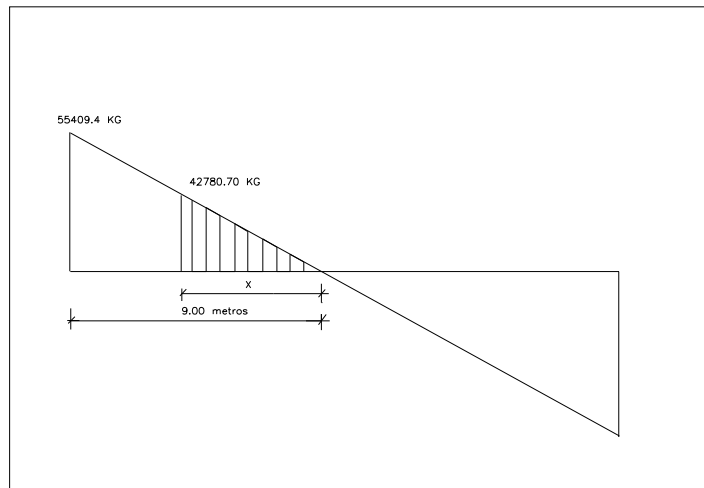
$$V_c = 42780.7 \text{ kg.}$$

Debido a que $V_u > V_{concreto}$, no cumple con la separación de estribos a $d/2$.

Cálculo del espaciamiento de estribos

Con una relación de triángulos semejantes, donde la altura mayor es el V_u y la altura menor es la correspondiente a V_c , se calcula la distancia que será cubierta por $d / 2$ y con la distancia restante se calcula el espaciamiento "s" para los estribos.

Figura 8. Diagrama de carga



Por relación de triángulos se encontrará la distancia que resiste el concreto por sí solo, aquí los estribos se distribuyen a $d/2$.

$$X = (42780.7 * 9) / 55123.3 = 6.9 \text{ m.}$$

Corte actuante:

$$V_s = (V_u - \phi * V_c) / \phi$$

$$V_s = (55409.4 - 0.85 * 42780.7) / 0.85 = 22406.85 \text{ kg.}$$

Para hallar espaciamiento S:

$$S = (2 * A_{\text{varilla}} * f_y * d) / V_s$$

$$S = (2 * 0.71 * 4200 * 103) / 22406.85 = 27.4 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos a 25 cm para cubrir 6.9 metros.

Para el confinamiento se encontrará el espaciamiento que hace falta cubrir.

$$X = 9.00 \text{ metros} - 6.9 \text{ metros} = 2.10 \text{ m.}$$

Para hallar nuevo corte actuante:

$$V_a = V_u / b * d$$

$$V_a = 55409.4 \text{ kg} / (55 \text{ cm.} * 110 \text{ cm.})$$

$$V_a = 9.16 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$V_{\text{concreto}} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{281}$$

$$V_{\text{concreto}} = 7.55 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

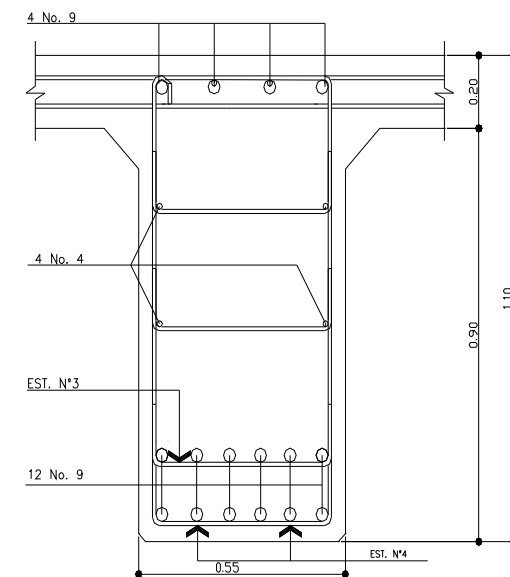
Para hallar el espaciamiento de estribos (S):

$$S = (2 * (0.32 \text{ cm}^2) * (4200 \text{ kg/cm}^2)) / (9.16 \text{ kg/cm}^2 - 7.55 \text{ kg/cm}^2) * (55 \text{ cm})$$

$$S = 30.3 \text{ cm}$$

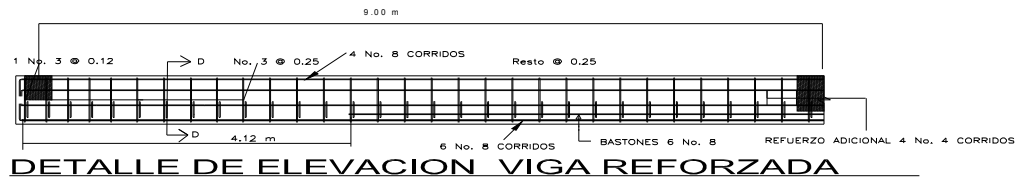
La longitud de confinamiento es de 2.10 metros y en ésta, la separación de estribos será de 0.25 metros.

Figura 9. Sección de viga reforzada



SECCION C C
VIGA REFORZADA

Figura 10. Detalle de elevación de viga reforzada

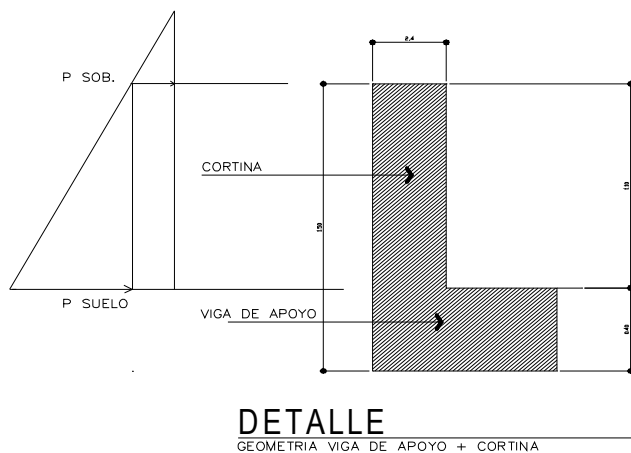


2.1.5 Diseño de subestructura

2.1.5.1. Cortina

Según AASHTO 3.20, deberá considerar una sobrecarga del suelo con un equivalente líquido de 2 pies de alto, con una presión de 480 Kg / m². Deberá tener el mismo alto que las vigas principales y un espesor mínimo de 30 cm.

Figura 11. Diagrama de presiones



Fuerza longitudinal (F.L.)

La fuerza longitudinal es producida por las llantas del camión, en el terraplén o aproche, la cual es transmitida a la cortina de la manera siguiente:

$$F. L. = (0.05 * P) / (2 * h), \text{ según norma AASHTO 3.9.1.}$$

$$P = \text{Peso del camión en kg} = 6795 \text{ kg.}$$

$$F. L. = (0.05 * 6795 \text{ kg.}) / (2 * 1.10 \text{ m.}) * 1.0 \text{ m.}$$

$$F. L. = 154 \text{ kg} * 2 \text{ llantas} = 308.86 \text{ kg.}$$

Momento de fuerza longitudinal

$$M \text{ f.l.} = F.L. * H: \text{ el brazo de F.L.} = H + 6''$$

$$M \text{ f.l.} = 308.86 \text{ kg} * (1.10 \text{ m} + 1.83 \text{ m}) = 904.95 \text{ kg} - \text{m}$$

Sismo

Según AASHTO 3.21 para 1 m de ancho, el valor de sismo es 10%.

$$S = 0.10 * W, \text{ donde } W \text{ es el peso de la cortina}$$

$$W = 2,400 \text{ kg} / \text{m}^3 * 0.30 \text{ m.} * 1.10 \text{ m.} * 1.00 \text{ m.} = 792 \text{ kg.}$$

$$W = 792 \text{ kg} * 0.10 = 79.2 \text{ kg.}$$

Momento por sismo

$$M_s = S * h / 2$$

$$M_s = 79.2 \text{ kg.} * 1.10 \text{ m.} / 2 = 43.56 \text{ kg} - \text{m.}$$

Empuje sobre cortina

$$E_c = \text{Valor soporte del suelo} = \text{equivalente liq.} * H$$

$$E_c = 480 \text{ Kg.} / \text{m}^3 * 1.10 \text{ m.} = 528 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Empuje

$$E = \text{sob} * H + \text{sob} * H / 2; 480 \text{ Kg. / m}^3 * 0.61 = 292.8 \text{ Kg. / m}^3.$$

$$E = 292.8 \text{ Kg. / m}^3 * 1.10 \text{ m.} + (292 \text{ Kg. / m}^3 * 1.10 \text{ m.} / 2) = 483.12 \text{ kg / m.}$$

Empuje de sobrecarga

$$E_s = \text{Pres. sob.} * H / 2$$

$$E_s = 292.8 \text{ Kg. / m}^3 * (1.10 \text{ m.} / 2) = 161 \text{ kg / m.}$$

Cálculo de momentos

Siguiendo lo especificado en AASHTO 3.22.1 aplica en lo siguiente: cuando existe sismo, se deberán comparar las fórmulas del grupo III y VII, y se tomará en cuenta, para la cuantía, el grupo con el valor más crítico.

Grupo II

$$M = 1.3 (E_{\text{sob}} + E_c + F.L.)$$

$$M = 1.3 (161.04 \text{ kg / m.} + 528 \text{ kg / m} + 904.94 \text{ kg / m.}) = 2072.17 \text{ kg - m}$$

Grupo VII

$$M = 1.3 (E_{\text{sob}} + E_c + S)$$

$$M = 1.3 (161.04 \text{ kg / m.} + 528 \text{ kg / m}^2 + 43.56 \text{ kg - m.}) = 952.38 \text{ kg - m.}$$

se toma el momento más crítico, 2072.17 kg / m.

Refuerzo de la cortina

$$M_u = 2072.17 \text{ kg - m.}$$

$$D = 30 \text{ cm.} - 5 \text{ cm.} = 25 \text{ cm.}$$

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

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

$$b = 110 \text{ cm.}$$

El área de acero mínimo requerido y máximo será calculado con las mismas fórmulas utilizadas en el refuerzo de la losa.

$$AS_{\text{MIN}} = 13.80 \text{ cm}^2$$

$$As = 3.50 \text{ cm}^2$$

$$AS_{\text{Max}} = 50.80 \text{ cm}^2.$$

Debido a que el $AS_{\text{MIN}} > A_s$, se colocará el $As_{\text{MIN}} = 13.80 \text{ cm}^2$.

Se colocará 7 No. 5, $(1.98 * 7 \text{ cm}^2.) = 13.86 \text{ cm}^2$.

Refuerzo por corte

Grupo III

$$V = 1.3 * (E + F.L)$$

$$V = 1.3 (483.12 \text{ kg / m.} + 904.95 \text{ kg / m.}) = 1804.50 \text{ kg / m.}$$

Grupo VII

$$V = 1.3(E + S)$$

$$V = 1.3 (483.12 \text{ kg / m} + 79.2 \text{ kg / m}) = 731.016 \text{ kg / m.}$$

Se toma el corte máximo 1804.50 kg / m

Se calcula el corte que resiste el concreto:

$$V_c = 0.53 * 0.55 * \sqrt{210} * 110 \text{ cm.} * 25 \text{ cm.} = 17953 \text{ kg}$$

Dado que $V_c > V_{\text{cortina}}$, entonces la separación de los estribos será igual a $d/2$; lo cual nos da $25 \text{ cm.} / 2 = 12.5 \text{ cm.} \approx 10 \text{ cm.}$

Se colocarán estribos No. 3 @ 0.10 m.

2.1.5.2. Diseño de la viga de apoyo

En la base de la viga de apoyo se coloca el acero mínimo, que se deberá chequear por aplastamiento. El refuerzo deberá colocarse de manera que no esté espaciado más de 40 centímetros. En el refuerzo transversal se colocarán estribos a una distancia no menor de $H/2$.

$$\text{Base (b)} = 90 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte (d)} = 40 \text{ cm}$$

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

$$\text{As min} = 14.1/2810 * 90 * 40 = 18.06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Se colocarán 10 No. 5 (1.98 * 10) = 19.8 cm}^2$$

Cálculo por corte

$W_{\text{total}} = 24511.5 \text{ kg}$, ésta es la carga que soportará la viga.

$$\text{Carga distribuida} = 24511.5 / 2.45 = 10004.7 \text{ kg / m}$$

$$\text{El valor del corte de diseño (V}_u\text{)} = 24511.5 - 100004.7 = 14506.8 \text{ kg}$$

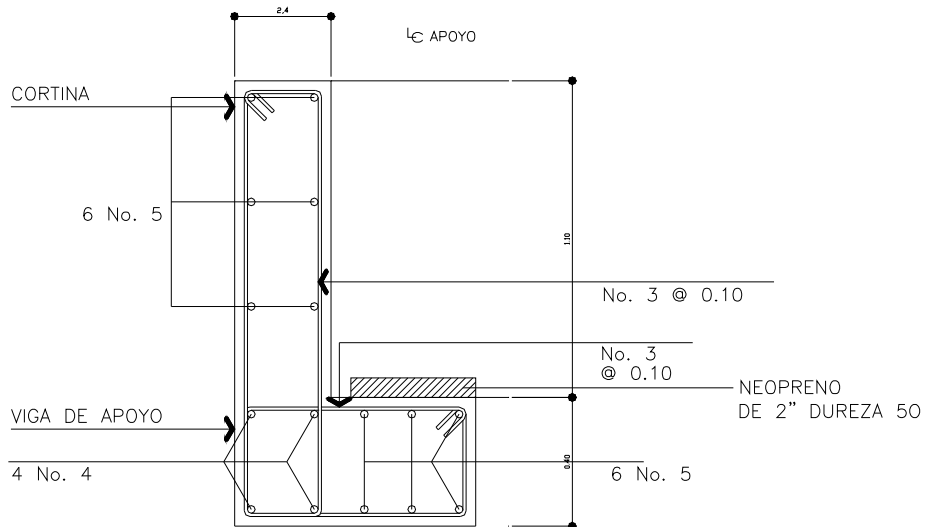
Corte que resiste el concreto

$$V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} \text{ kg / cm}^2 * 90 \text{ cm} * 35 \text{ cm} ; V_c = 20564.35 \text{ kg}$$

Debido a que $V_c > V_u$, entonces se usará espaciamiento máximo de $S = d/2 = 35 \text{ cm.} / 2 = 17.5 \text{ cm.}$

Se colocarán estribos No. 3 @ 10 cm.

Figura 12. Detalle de la viga de apoyo y cortina



DETALLE

REFUERZO VIGA DE APOYO + CORTINA

Diseño del apoyo elastomérico

Área de aplastamiento $P / (f'c * \phi c)$, donde $\phi c = 0.71$

$$A_p = 24511.5 \text{ kg} * 2 / (210 \text{ kg} / \text{cm}^2 * 0.71)$$

$$A_p = 328.79 \text{ cm}^2$$

$$B b = \sqrt{A_p}$$

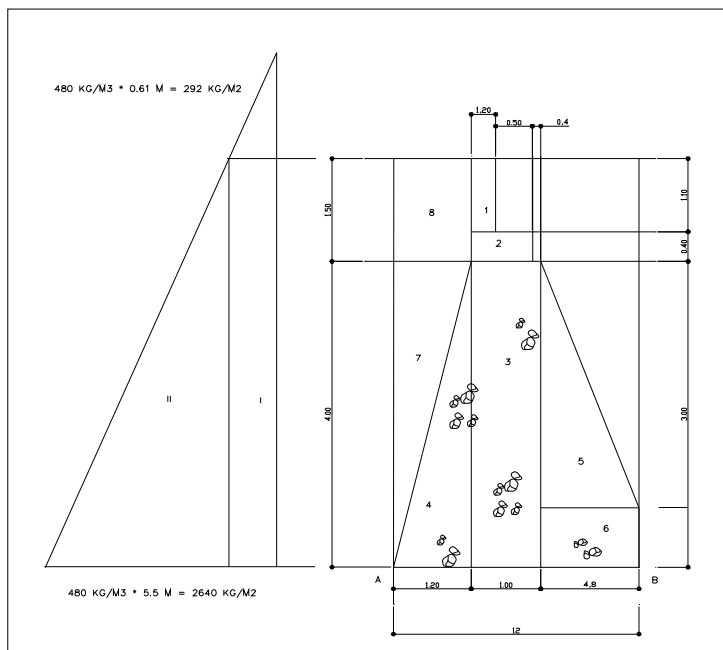
$$B b = \sqrt{328.79 \text{ cm}^2}$$

$$B b = 18.13 \text{ cm}^2$$

Se recomienda utilizar neopreno como mínimo de 25 cm. * 40 cm. espesor de 2" y dureza 50.

2.1.5.3. Diseño del estribo

Figura 13. Geometría y diagrama de presiones



Son los elementos del puente cuya función es transmitir la carga de la superestructura al suelo y contener el relleno que circunda al mismo. Los tipos de estribos utilizados en el medio son:

- a Muro de gravedad (concreto ciclópeo)
- b Muros en voladizo

Para este caso el tipo de estribo es un muro de gravedad de concreto ciclópeo, ya que en el lugar se cuenta con suficiente material (piedra bola). Es importante mencionar que este tipo de muros no debe ser mayor de 6 metros de alto, ya que de lo contrario resultaría demasiado masivo.

Una de las ventajas del diseño es que es simple. Consiste en asumir una sección de muro y verificar volteo, deslizamiento y presiones.

Tabla I. Cálculo del momento de volteo (MV)

Sección	Altura (m)	Presión (kg / cm ²)	Empuje (kg)	Brazo (m)	Momento (kg / m)
I	5.5	292.8	1,610.4	2.75	4,428.6
II	2.75	2,640	7,260	1.83	13,310
			Σ 8,870.4		Σ 17,714.4

Tabla II. Momento estabilizante (respecto de B) ancho unitario 1 m.

Sección	Área (m)	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg / m)	Peso Esp. (kg / m ³)
1	0.33	792	2.05	1,623.60	2,400
2	0.36	864	1.75	1,512.00	2,400
3	4.00	10,000	1.70	17,000.0	2,500
4	2.40	6,000	2.60	15,600.0	2,500
5	1.80	4,500	0.80	3,600.00	2,500
6	1.20	3,000	0.60	1,800.00	2,500
7	2.40	4,560	2.00	9,120.00	1,900
8	1.80	3,420	2.80	9,575.00	1,900
		Σ 33,136		Σ 59,830.6	

Cálculo de estribo sin superestructura

Volteo

$$V = ME / MV$$

$$V = (58,830.6 \text{ kg} \cdot \text{m}) / (17,714.14 \text{ kg} \cdot \text{m}) = 3.37 > 1.5 \text{ OK}$$

Deslizamiento

$$\text{Desl.} = 0.5 W / E$$

$$\text{Desl.} = 0.5 (33136 \text{ kg}) / (8870.4 \text{ kg}) = 1.86 > 1.5 \text{ OK}$$

Presiones

$a = (ME - MV) / W$, donde: a = distancia del punto 0, de donde se hace sumatoria de momentos a donde actúan las cargas verticales.

$$a = (59830 \text{ kg} \cdot \text{m} - 17714.4 \text{ kg} \cdot \text{m}) / 33136 \text{ kg} = 1.27$$

$$3(a) = 3(1.27 \text{ m}) = 3.81 \text{ m} > b = 3.81 > 3.4 \text{ OK}$$

Excentricidades

$$e = (b / 2) - a$$

$$e = (3.4 \text{ m} / 2) - 1.27 = 0.43 \text{ m.}$$

Presiones

$$P = (W / A) * (1 \pm (6 * e) / b)$$

$$P_{\text{max}} = (33136 \text{ kg.} / 3.4 \text{ m} * 1\text{m}) * (1 + (6 * 0.43 \text{ m.}) / 3.4 \text{ m})$$

$$P_{\text{max}} = 17141.2 \text{ kg} / \text{m}^2 < 25000 \text{ kg} / \text{m}^2 \text{ OK}$$

$$P \text{ min} = (33136 \text{ kg.} / 3.4 \text{ m} * 1\text{m}) * (1 - (6 * 0.43 \text{ m.}) / 3.4 \text{ m})$$

$$P \text{ min} = 2350.00 \text{ kg} / \text{m}^2 < 0 \quad \text{OK}$$

Verificación de muro con superestructura más carga viva

Integración de cargas

$$C \text{ m} = 21,114.00 \text{ kg}$$

$$C \text{ v} = 3,397.50 \text{ kg}$$

$$W \text{ total} = 24,511.5 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo} = b / 2, 3.40 \text{ m.} / 2 = 1.7 \text{ m.}$$

Momento estabilizante

$$M \text{ E} = 24511.5 \text{ kg} * 1.7 \text{ m} = 41669.5 \text{ kg} - \text{m.}$$

$$M \text{ E total} = 59830.6 \text{ kg} - \text{m.} + 41669.5 \text{ kg} - \text{m} = 101500.15 \text{ kg} - \text{m.}$$

Volteo

$$V = M \text{ E total} / M \text{ V}$$

$$V = (101500.15 \text{ kg} / \text{m}) / (17714.4 \text{ kg} / \text{m.}) = 5.72 > 1.5 \quad \text{OK}$$

Deslizamiento

$$\text{Desl} = 0.5 (W \text{ total} + W \text{ 1}) / E$$

$$\text{Desl} = 0.5 (24511.5 \text{ kg} + 33136 \text{ kg}) / 8870.4 \text{ kg} = 3.24 > 1.5 \quad \text{OK}$$

Presiones

$$a = (101500.15 \text{ kg / m} - 17714.4 \text{ kg / m}) / (24511.5 \text{ kg} + 33163 \text{ kg}) = 1.45 \text{ m}$$
$$3 (a) = 3 (1.45 \text{ m}) = 4.36 \text{ m}$$

Excentricidades

$$e = (b / 2) - a$$

$$e = (3.40 \text{ m} / 2) - 1.45 \text{ m} = 0.25$$

$$P = (W + P / A) * (1 \pm (6 * e) / b)$$

$$P \text{ max} = (24511.5 \text{ kg} + 33136 \text{ kg.} / 3.4 \text{ m} * 1\text{m}) * (1 + (6 * 0.25 \text{ m.}) / 3.4 \text{ m})$$

$$P \text{ max} = 23737.2 \text{ kg} / \text{m}^2 < 25000 \text{ kg} / \text{m}^2 \quad \text{OK}$$

$$P \text{ min} = (24511.5 \text{ kg} + 33136 \text{ kg} / 3.4 \text{ m} * 1\text{m}) * (1 - (6 * 0.43 \text{ m.}) / 3.4 \text{ m})$$

$$P \text{ min} = 9474.93 \text{ kg} / \text{m}^2 < 0 \quad \text{OK}$$

Verificación de muro con sismo

$$W = 33136 \text{ kg} + 21114 \text{ kg} = 54250 \text{ kg}$$

Momento estabilizante

$$M E = 1.3 * (59830.6 \text{ kg} - \text{m.}) + 1.7 * (21114 \text{ kg}) = 137605.82 \text{ kg} - \text{m.}$$

Fuerza horizontal

$$F H = 1.08 * (8870.4 \text{ kg}) + 0.08 * (54250 \text{ kg}) = 13920.03 \text{ kg}$$

Momento de volteo

se calcula mediante la siguiente tabla.

Tabla III. Momento estabilizante (respecto de B) ancho unitario 1 m.

Sección	Area (m)	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg - m)	Peso Esp. (kg / m ³)
1	0.33	792	4.95	3,920.4	2,400
2	0.36	864	4.20	3,628.8	2,400
3	4.00	10,000	2.00	20,000	2,500
4	2.40	6,000	1.33	7,980.0	2,500
5	1.80	4,500	2.00	9,000.0	2,500
6	1.20	3,000	0.50	1,500.0	2,500
7	2.40	4,560	2.67	12,175.2	1,900
8	1.80	3,420	4.75	16,245.0	1,900
		Σ 33,136		Σ 74,449.9	

Momento estabilizante

$$M E = 0.08 * 74,449.9 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M E = 5,988.95 \text{ kg} - \text{m}.$$

$$M v = 1.08 (17,714.4 \text{ kg} - \text{m}) + .08 * (21,114 \text{ kg} * 5.50 \text{ m} + 5,955.95 \text{ kg} - \text{m})$$

$$M v = 34,377.6 \text{ kg} - \text{m}$$

Momento de volteo

$$M V = M E / M v$$

$$M V = (137605.82 \text{ kg} - \text{m}) / (34377.6 \text{ kg} - \text{m}) = 4 > 1.5 \text{ OK}$$

Deslizamiento

$$\text{Desl} = 0.5 (W / F H)$$

$$\text{Desl} = 0.5 (54250 \text{ kg}) / (13920 \text{ kg}) = 1.94 > 1.5 \text{ OK}$$

Presiones

$$a = (137605.82 \text{ kg} \cdot \text{m} - 34377.6.4 \text{ kg} \cdot \text{m}) / (74449.90 \text{ kg}) = 1.38 \text{ m}$$

$$3(a) = 3(1.38 \text{ m}) = 4.16 \text{ m}$$

Excentricidades

$$e = (b / 2) - a$$

$$e = (3.40 / 2) - 1.38 \text{ m} = 0.32 \text{ m.}$$

$$P = (W + P / A) * (1 \pm (6 * e) / b)$$

$$P \text{ max} = (54250 \text{ kg}) / (3.4 \text{ m} * 1\text{m}) * (1 + (6 * 0.32 \text{ m.}) / 3.4 \text{ m})$$

$$P \text{ max} = 24891.17 \text{ kg} / \text{m}^2 < 25000 \text{ kg} / \text{m}^2 \quad \text{OK}$$

$$P \text{ min} = (54250 \text{ kg}) / (3.4 \text{ m} * 1\text{m}) * (1 - (6 * 0.32 \text{ m.}) / 3.4 \text{ m})$$

$$P \text{ min} = 6945.5 \text{ kg} / \text{m}^2 < 0 \quad \text{OK}$$

Conclusión: de acuerdo a estos resultados, la sección del muro soporta las cargas a que estará sujeto.

2.1.6. Presupuesto de puente vehicular, caserío San Ramón

La integración del presupuesto se realizó de la siguiente manera: se definieron los renglones de trabajo y luego se procedió a cuantificar los volúmenes de trabajo para cada renglón. A continuación se integró cada renglón desglosado en materiales, mano de obra calificada y no calificada, para luego sumarlos.

Para efecto de costos se tomó como base los precios de materiales que se manejan en la región. En lo concerniente a mano de obra se aplicaron los salarios que la municipalidad tiene asignado para estos casos.

Tabla IV. Presupuesto de puente vehicular, caserío San Ramón.

Rengón	Unidad	Cantidad	Precio u.	Total
Trabajos preliminares				
Limpieza y chapeo	1	Global	500.00	500.00
Nivelación	1	Global	3,000.00	3,000.00
Desviar cauce de río	1	Global	8,000.00	8,000.00
Levantado de muro				
Excavación	M3	200	60.00	12,000.00
Relleno	M3	150	55.00	8,250.00
Levantado de muro	M2	60	2,500.00	150,000.00
Losa				
Armado y fundición	M2	85	1,000.00	85,000.00
Banqueta				
Armado y fundición	M2	25	1,600.00	40,000.00
Barandal				
Tubo hg. Ø 2" y 3"	1	Global	8,000.00	8,000.00
Vigas				
Armado y fundición	M2	25	5,200.00	130,000.00
Diaf. y vigas de apoyo				
Armado y fundición	M2	15	3,374.58	50,618.70
Total Q.				495,398.70

2.2 Diseño de salón de usos múltiples, caserío Tojochán

2.2.1 Descripción del proyecto

2.2.1.1 Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico se refiere a la forma adecuada de distribuir en conjunto los diferentes ambientes que componen el salón. Esto se hace para tener un lugar cómodo y funcional para su uso. Para lograrlo, se deben tomar en cuenta los diferentes criterios arquitectónicos.

Los edificios se deben diseñar de acuerdo a las necesidades que se tengan; además, estarán limitados por el espacio disponible, los recursos materiales y las normas de diseño que existan.

Para el caso del salón de usos múltiples se necesita: un escenario, servicios sanitarios, área de vestidores y área de estar para el público. Sin embargo, para este caso en particular se tomaron en cuenta los aspectos de escenario y área de estar para el público. Los resultados se pueden observar en los planos constructivos del salón de usos múltiples, en el Apéndice 3, página 87.

2.2.1.2 Ubicación del edificio en el terreno

Para el diseño del salón de usos múltiples se cuenta con un área de 250 metros cuadrados, de los cuales se tomaron 200 y se dejó el resto para tener buena circulación en el ingreso.

2.2.1.3 Distribución de ambientes

La forma de los ambientes y su distribución dentro del edificio se hace del modo tradicional, el cual consiste en escenario con 25 metros cuadrados, área de estar para el público con un área de 160 metros cuadrados y un nivel de diferencia de 0.45 metros entre ambos, el cual es cubierto por gradas.

2.2.1.4 Alturas del edificio

El salón de usos múltiples será de un nivel, y cumple con las normas de la sección de Diseño y Desarrollo de Edificios del INFOM.

Tabla V. Alturas recomendadas de techos o entrepisos en metros

Proyecto	Clima templado o frío	Clima cálido
Edificio municipal	2.65	3.00
Mercado	4.50	4.80
Locales fijos	2.65	3.00
Rastro	4.50	4.80
Centro de uso comunal	4.50	4.80
Salón social	4.00	5.00
Salón social + deportivo	6.00	6.00

Fuente: Mario René Jordan. Propuesta de normas de diseño para edificios de uso público en la República de Guatemala. Pág. 49

La altura de las ventanas es de 0.90 metros y del nivel del suelo a las mismas es de 2.80 metros. Las alturas de las puertas en los ingresos es de 2.10 metros. Los muros tienen una altura de 4.40 metros.

2.2.1.5 Selección del sistema estructural a usar

En la elección del sistema estructural influyen los factores de resistencia, economía, estética, clima, recursos disponibles en la región y la calidad de la mano de obra. El resultado debe comprender el tipo estructural, formas y dimensiones, los materiales y el proceso de ejecución.

Para este caso, se eligió mampostería reforzada con cubierta de lámina de zinc con estructura de costaneras y tendales de metal.

El block a utilizar será de 19 x 19 x 39 centímetros; el acero para el refuerzo será de grado 40 ($f_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$). El valor soporte para el suelo, de acuerdo al estudio realizado en la construcción de una escuela que se encuentra dentro del mismo terreno donde se ubicará el salón, es de 15 ton/m^2 . La cota de cimentación será de 1.00 metro.

2.2.2 Diseño de la cubierta

La cubierta será a dos aguas, que es la más común en el medio por su facilidad de trabajo y colocación. Se utilizó también una pendiente media del 15%.

2.2.2.1 Diseño de la costanera

Para el diseño de la costanera se procedió de la siguiente manera:

Integración de cargas

Carga muerta

$$W \text{ lam.} = 9.84 \text{ kg / m}^2$$

$$W \text{ cost.} = 8.77 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Total} = 18.519 \text{ kg / m}^2$$

Carga viva

$$W \text{ por obrero} = 97.47 \text{ kg / m}^2$$

$$W \text{ por viento} = 29.24 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Total} = 126.71 \text{ kg / m}^2$$

$$Cv + cm = 145.23 \text{ kg / m}^2$$

Área tributaria

Separación de costanera = 1.20 metros

Separación de tendal = 2.50 metros

$$\text{Área tributaria} = (1.20 / 2 + 1.20 / 2) * (2.5 / 2 + 2.5 / 2) = 2.99 \text{ m}^2$$

$$W \text{ total} = (145.23 \text{ kg / m}^2 * 2.99 \text{ m}^2) / 6 \text{ m} = 71.766 \text{ kg / m}$$

Donde 6 m: longitud típica de una costanera

Momento

$$M = (W * Lc^2) / 8$$

$$M = (71.766 \text{ kg / m} * (2.5 \text{ m})^2) / 8 = 56.06 \text{ kg - m}$$

Módulo de sección

$$S = M / f$$

Donde S = módulo de sección calculado

M = momento actuante

f = esfuerzo permisible del acero

$$S = (56.06 \text{ kg} - \text{m}) / (14043028 \text{ kg} / \text{m}^2) = 3.93 \text{ cm}^3$$

La costanera se debe diseñar para soportar flexión, esfuerzo cortante y deflexión sin deformarse.

Chequeo por flexión

La flexión se refiere a la deformación que sufre el eje neutro de la costanera debido a la carga que soporta. La costanera será apropiada para soportar la flexión si el módulo de sección (S) de la costanera es igual o mayor que el módulo de sección calculado (Sc), comparando el módulo de sección calculado con los valores que aparecen en la columna Sx de la Tabla VI, siempre y cuando no sea menor al valor elegido.

$$S_c = 3.93 \text{ cm}^3$$

$$S_x \text{ elegido en la tabla VI} = 8.35 \text{ cm}^3$$

Por tanto, la costanera elegida es de 10 x 5 centímetros, espesor 0.0625 cm.

Tabla VI. Propiedades de costanera

Costanera A*B cm.	Altura cm	Espesor T cm.	Area cm ²	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Sx cm ³	Sy cm ³
10.1 x 5	17.78	0.0625	2.83	74.50	0.0041	8.35	0.00
12.7 x 5	20.32	0.0625	3.22	111.10	0.0083	10.97	0.16
15.2 x 5	22.86	0.0625	3.61	158.16	0.0083	13.76	0.16
17.7 x 5	25.40	0.0625	4.06	216.85	0.0083	17.04	0.16
20.3 x 5	27.94	0.0625	4.45	288.44	0.0083	20.64	0.16
22.8 x 5	30.48	0.0625	4.83	374.60	0.0083	24.58	0.16

Adaptado de: Alejandro Cotí Díaz, Diseño salón de usos múltiples, área recreativa, deportes y pavimento del acceso a la colonia el Maestro, Quetzaltenango. Pág. 10

Chequeo por cortante

La fuerza cortante es perpendicular al eje longitudinal de la costanera.

$R1 = R2 = W L / 2$, donde R1 y R2: reacción 1 y reacción 2, respectivamente.

$$R1 = R2 = (71.76 \text{ kg / m} * 2.5 \text{ m}) / 2 = 89.707 \text{ kg}$$

El esfuerzo cortante para la costanera = $R1 / \text{área de sección transversal}$

$$\text{Esfuerzo cortante} = (89.707 \text{ kg} / 2.83 \text{ E-4 m}^2) = 316015 \text{ kg / m}^2$$

Es condición que el esfuerzo cortante promedio no debe exceder a $10,181,195.3 \text{ kg / m}^2$. En virtud de que este valor es mayor que el esfuerzo cortante calculado, entonces la sección adoptada es correcta.

Chequeo por deflexión

La distancia perpendicular del eje neutro de la costanera hasta el punto más lejano de la elástica se conoce como deflexión. La deflexión real debe ser menor que la deflexión permisible.

$$\text{Deflexión real: } dr = (5 * w * l^3) / (384 * e * i)$$

Donde w : carga distribuida

L : longitud de costanera

E: módulo de elasticidad del acero (29,000,000 lb / plg²)

I : inercia de la costanera (ver tabla VI)

$$W: 71.76 \text{ kg / m} = 4.02 \text{ lb / plg}$$

$$L : 2.5 \text{ m} = 98.4 \text{ plg}$$

$$I : 74.5 \text{ cm}^4 = 1.79 \text{ plg}^4$$

$$Dr = (5 * 4.02 \text{ lb / plg} * (98.4 \text{ plg})^3) / (384 * 29,000,000 \text{ lb / plg}^2 * 1.79 \text{ plg}^4)$$

$$Dr = 0.0035 \text{ plg} = 8.89 \text{ E-5 m}$$

$$\text{Deflexión permisible : } Dp = 98.4 \text{ plg} / 360 = 0.27 \text{ plg.} = 0.00685 \text{ m}$$

Por lo tanto la sección escogida es apropiada, ya que cumple con todos los requisitos.

2.2.2.2 Diseño de tendales

Integración de cargas

Carga muerta

$$W \text{ Peso propio de tendal} = 10.96 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$\text{Total} = 10.96 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$W \text{ carga muerta} = 145.23 \text{ kg} / \text{m}^2 + 10.96 \text{ kg} / \text{m}^2 = 156.19 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Se sumó la carga muerta obtenida en el diseño de costanera.

Área tributaria

$$\text{Área tributaria} = (1.20 / 2 + 1.20 / 2) * (2.5 / 2 + 2.5 / 2) = 2.99 \text{ m}^2$$

$$W \text{ total} = (157.17 \text{ kg} / \text{m}^2 * 2.99 \text{ m}^2) / 6 \text{ m} = 78.58 \text{ kg} / \text{m}$$

Donde 6 m: longitud típica de tendal

Momento :

$$M = (W * Lc^2) / 8$$

$$M = (78.58 \text{ kg} / \text{m} * (4.878 \text{ m})^2) / 8 = 230 \text{ kg} - \text{m}$$

Módulo de sección

$$S = M / f$$

$$S = (230 \text{ kg} - \text{m}) / (14043028 \text{ kg} / \text{m}^2) = 14.7 \text{ cm}^3$$

El tendal se debe diseñar para soportar flexión, esfuerzo cortante y deflexión sin deformarse.

Chequeo por flexión

El tendal será apropiado para soportar la flexión si el módulo de sección (S) del tendal es igual o mayor que el módulo de sección calculado (Sc), comparando el módulo de sección calculado con los valores que aparecen en la columna Sx de la tabla VI.

$$Sc = 14.7 \text{ cm}^3, \text{ Sx elegido en la tabla VI} = 13.76 \text{ cm}^3$$

Aunque este valor es menor más adelante se comprobará si es correcto. Por lo tanto, la costanera elegida es de 15.24 x 5 centímetros, espesor 0.0625 cm. Sin embargo, se opta por un tendal doble de 15.24 x 10.1 cm.

Chequeo por cortante

La fuerza cortante es perpendicular al eje longitudinal del tendal.

$$R1 = R2 = W L / 2.$$

$$R1 = R2 = (78.58 \text{ kg} / \text{m} * 4.87 \text{ m}) / 2 = 188.44 \text{ kg}$$

el esfuerzo cortante para la costanera = R1 / área de sección transversal

$$\text{Esfuerzo cortante} = (188.44 \text{ kg} / 2.83 \text{ E-4 m}^2) = 521456 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Es condición que el esfuerzo cortante promedio no debe exceder a 10181195.3 kg / m² . Como este valor es mayor que el esfuerzo cortante calculado, entonces la sección adoptada es correcta.

Chequeo por deflexión

La distancia perpendicular del eje neutro del tendal hasta el punto más lejano de la elástica, se conoce como deflexión. La deflexión real debe ser menor que la deflexión permisible.

$$\text{deflexión real: } dr = (5 * w * l^3) / (384 * e * i)$$

$$\text{Si } W: 4.33 \text{ lb / plg} = 78.58 \text{ kg /m}$$

$$L : 4.87 \text{ m} = 192 \text{ plg}$$

$$I : 158.16 \text{ cm}^4 = 3.80 \text{ plg}^4$$

$$Dr = (5 * 4.33 \text{ lb /plg} * (192 \text{ plg})^3) / (384 * 29,000,000 \text{ lb / plg}^2 * 3.80 \text{ plg}^4)$$

$$Dr = 0.0036 \text{ plg} = 9.14 \text{ E-5 m}$$

$$\text{Deflexión permisible : } Dp = 98.4 \text{ plg} / 360 = 0.27 \text{ plg.} = 6.8 \text{ E-3 m}$$

Por lo tanto la sección escogida es apropiada, ya que cumple con todos los requisitos.

2.2.3 Diseño de estructuras en mampostería

Para el diseño de los muros se procedió a utilizar el método simplificado de diseño en muros de mampostería. Este asume que solo los muros transversales a la dirección del sismo contribuyen a la resistencia. Es necesario calcular:

- a) La rigidez de cada muro en la dirección del sismo.
- b) El centro de corte de muros.
- c) El centro de masa.
- d) La carga lateral y su distribución.
- e) La distribución del momento de volteo.

a) Cálculo de las rigideces

En el cálculo de rigideces hay que tomar en cuenta el tipo de techo, pues existen diferentes fórmulas para hacerlo.

Para calcular las rigideces en un techo de losa se consideran las paredes doblemente empotradas, y para un techo con estructura metálica y lámina, se consideran en voladizo. además, las rigideces se calculan en forma diferente cuando el muro tiene puertas o ventanas y siempre que el área de éstas sea igual o mayor al área del muro.

La forma de calcular la rigidez en este caso es la siguiente:

1) Se calculan las rigideces totales del muro por medio de la fórmula:

$$R = t_m / (4 * a^3 + 3*a). \text{ En la página 60, se describe cada uno.}$$

2) Se encuentra la rigidez equivalente como si se tratara de resistencias eléctricas, por medio de la fórmula:

$$R_{SERIE} = R_{EQ} = R_1 + R_2 + \dots + R_N$$

$$R_{PARALELO} = R_{EQ} = 1 / (1/R_1 + 1/R_2 + \dots + 1/R_N)$$

Donde R_1, R_2, \dots, R_N tienen un valor igual a la rigidez total calculada.

b) El centro de corte de muros

Con el valor de la rigidez de cada uno de los muros se procede a calcular el centro de corte de muros, tomando como referencia un eje de coordenadas cartesianas previamente establecido. las fórmulas para calcularlo son las siguientes:

$$X_{cc} = (\sum X_i * R) / R * E$$

$$Y_{cc} = (\sum Y_i * R) / R * E$$

Nota: Las sumatorias se efectúan tomando en cuenta los muros correspondientes a cada sentido.

c) Cálculo del centro de masa

se calcula para todos los muros y sirve para calcular la excentricidad de las fuerzas que actúan en la estructura.

d) Carga lateral y su distribución

las cargas laterales son las que corren en el sentido paralelo a la superficie terrestre y pueden ser de dos tipos:

- Por sismo
- Por viento

Las cargas por sismo son las que se integran para edificios de concreto y/o mampostería. La integración y su distribución puede hacerse por el método de Stanford para Guatemala, por el de SEAOC o cualquier otro método conocido.

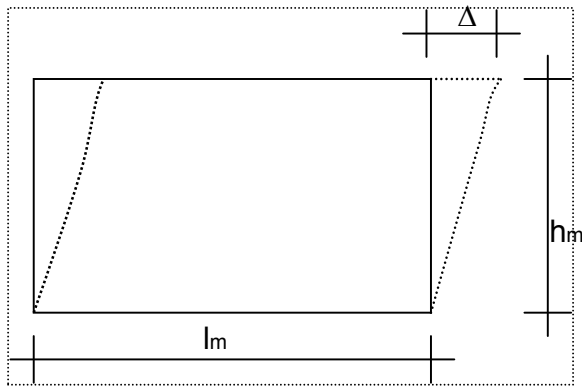
e) Momento de volteo total para cada muro

Con el valor de la carga total de la estructura y su altura (o una promedio) se calcula el momento de volteo total (M_v), luego se distribuye este momento en cada muro.

2.2.3.1 Cálculo de las rigideces en muros

Debido a que la cubierta es estructura metálica y lámina galvanizada, los muros se consideran en voladizo.

Figura 14. Elevación típica muro de mampostería



- Δ = Deflexión
- h_m = altura del muro
- t_m = espesor del muro
- l_m = longitud del muro
- R = rigidez del muro
- E = módulo de mampostería

Fórmulas:

$$\Delta = (P * (4 * a^3 + 3 * a)) / E * t_m$$

$$R = t_m / (4 * a^3 + 3 * a)$$

$$a = h_m / l_m$$

Donde: P = carga lateral

a = relación altura / longitud

Figura 15. Ubicación de los muros de mampostería

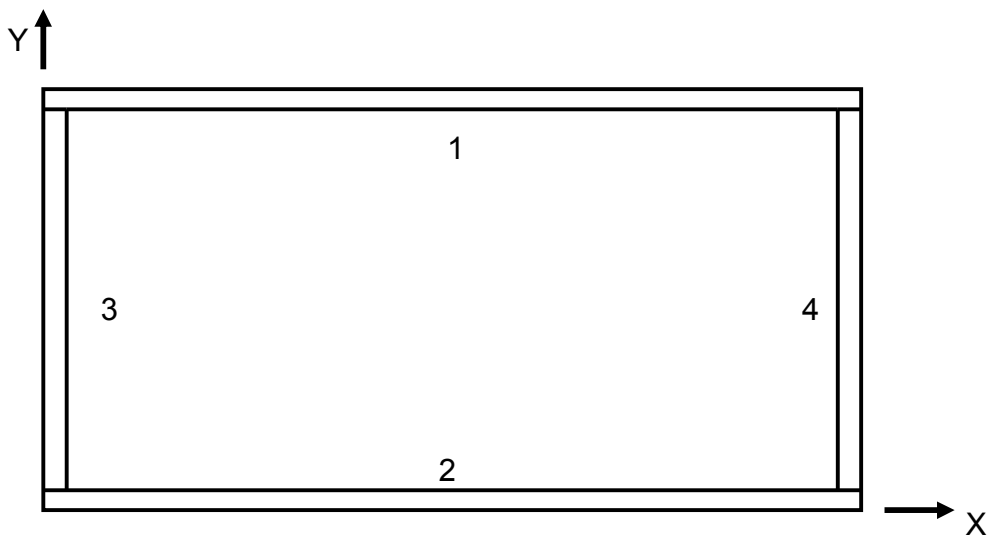


Tabla VII. Rigideces en muros

Muro	l_m	h_m	a	t_m	$R * E$
1	20.00	4.40	0.220	0.19	0.280
2	20.00	4.40	0.220	0.19	0.280
3	10.00	4.40	0.440	0.19	0.114
4	10.00	4.40	0.440	0.19	0.114

La rigidez se deja en función de E para trabajar con valores pequeños, pues no afecta el análisis.

2.2.3.2. Cálculo de centro de corte de muros

Tabla VIII. Centro de corte en muros sentido Y

Muro	$R * E$	Y_1	$Y_1 * R$
1	0.280	10.00	2.80
2	0.280	0	0
	$\Sigma = 0.560$		$\Sigma = 2.80$

$$Y_{cc} = (\Sigma Y_i * R) / R * E = 2.80 / 0.560 = 5.00 \text{ m.} \quad X_{cc} = 2.28 / 0.228 = 10.00 \text{ m.}$$

Tabla IX. Centro de corte en muros sentido X

Muro	$R * E$	Y_1	$Y_1 * R$
3	0.114	0	0
4	0.114	20.00	2.28
	$\Sigma = 0.228$		$\Sigma = 2.28$

2.2.3.3 Cálculo del centro de masa

Tabla X. Centro de masa en muros

Muro	L _m	X _i	Y _i	X _i * l _m	Y _i * l _m
1	20.00	10.00	10.00	200.00	200.00
2	20.00	10.00	0	200.00	0.00
3	10.00	0	5.00	0	50.00
4	10.00	20.00	5.00	200.00	50.00
	Σ = 60.00			Σ=600.00	Σ = 300.00

$$Y_{cc} = (\sum Y_i * l_m) / \sum l_m = 300.00/60.00 = 5.00 \text{ m.} \quad X_{cc} = 600.00/60.00 = 10.00 \text{ m.}$$

Centro de masa de techos

Se asume el centro geométrico igual al centro de masa:

$$X_{cct} = 10.00 \text{ m.} \quad Y_{cct} = 5.00 \text{ m.}$$

Centro de masa de techo-muros o de la estructura (peso del techo)

Costaneras:

$$\begin{aligned} PTc1 &= 2.69 \text{ kg/m} * 20 \text{ m} * 34 = 1829.2 \text{ kg} \\ PTc2 &= 3.36 \text{ kg/m} * 5.20 \text{ m} * 18 = 314.5 \text{ kg} \\ \text{Peso total de costaneras} &= 2143.7 \text{ kg} \end{aligned}$$

Láminas:

$$\begin{aligned} PL 8'' &= 9.74 \text{ kg/m}^2 * 1.00 \text{ m} * 2.44 \text{ m} * 58 = 1377.50 \text{ kg} \\ PL 10'' &= 11.55 \text{ kg/m}^2 * 1.00 \text{ m} * 3.00 \text{ m} * 58 = 1982.11 \text{ kg} \\ \text{Peso total de láminas} &= 7419.36 \text{ lb.} = 3365.42 \text{ kg.} \\ \text{Sobrecarga} &= 25 \text{ kg/m}^2 * 20 \text{ m} * 10 \text{ m} = 5000.00 \text{ kg.} \end{aligned}$$

WTT = Peso total del techo = Ptc + Ptl + sobrecarga

WTT = 2143.70 kg + 3365.42 kg + 5000.00 = 10509.12 kg.

Peso de muros

Se calcula utilizando las mismas longitudes l_m , tomadas en el cálculo de rigideces con un módulo de mampostería para block = 120 Kg/cm² por medio de la fórmula:

$$P_m = 120 \text{ kg/cm}^2 * h_m * l_m$$

Tabla XI. Peso de muros

Muro	MPB (Kg/m²)	H_m (m)	l_m (m)	P_m (Kg)
1 y 2	120	4.40	40.00	21,120.00
3 y 4	120	4.40	20.00	10,560.00
				31,680.00

WTT + WTM = Peso total = 10,509.12 kg + 31,680.00 kg = 42,189.12 Kg.

$X_{cm} = (10.00 * 10,509.12 + 10.00 * 31,680.00) / 42,189.12 = 10.00 \text{ m.}$

$Y_{cm} = (5.00 * 10,509.12 + 5.00 * 31,680.00) / 43,629.12 = 5.00 \text{ m.}$

Esto se hace para tener un solo centro de masa y compararlo con el de corte.

2.2.3.4 Carga lateral

Por SEAOC para estructuras de un nivel $V_b = 0.1 * WT$

WT = Peso total = WTT + WTM + 0.25 * CV

CV = 100 Kg/m² * 10.00 m * 20.00 m * 0.25 = 5,000 Kg

WTM = peso total de los muros = 31,680 Kg

$$WT = 5,000 + 10,509 + 31,680 = 47,189 \text{ Kg}$$

$$V_b = 0.1 * WT = 0.1 * 47,189 = 4,718.9 \text{ Kg}$$

$$t_x = (0.12 * 4.40) / 20.00^{1/2} = 0.11 < 0.25$$

$$t_y = (0.12 * 4.40) / 10.00^{1/2} = 0.16 < 0.25$$

Donde t_x y t_y son los períodos naturales de vibración de la estructura.

$$P_x = P_y = V_b = 4,718.9 \text{ kg}$$

Donde P_x y P_y : son la carga lateral en cada sentido, respectivamente.

$$M_v = \text{Momento de volteo} = 4,718.9 * 4.40 = 20,763.16 \text{ Kg-m.}$$

Excentricidades de la carga lateral

con sismo en x:

$$e_y = Y_{cm} - Y_{cc} = 5.00 - 5.00 = 0$$

$$e_{min} = 0.05 * 10.00 = 0.50 \text{ m.}$$

$$T_{py} = 4,718.9 * 0.50 = 2359.45 \text{ Kg-m}$$

Con sismo en Y:

$$e_x = X_{cm} - X_{cc} = 10.00 - 10.00 = 0$$

$$e_{min} = 0.05 * 20.00 = 1.00 \text{ m.}$$

$$T_{px} = 4,718.9 * 1.00 = 4,718.9 \text{ Kg-m}$$

Distribución de carga lateral

Tabla XII. Distribución de carga lateral sentido Y

Sentido	Muro	R_x	Y_{cc}	$R_x * Y_{cc}^2$	TP_x	$(Y * R_x / J_p)$ $* T_{px}$	F_i
Y	1	0.280	5.00	7.00	2,359.4	89.76	2,449.21
Y	2	0.280	-5.00	7.00	2,359.4	-89.76	2,269.69
		$\Sigma=0.560$		$\Sigma=14.00$			

Donde F_i = fuerza lateral en cada muro; $(T P_i \pm (Y \cdot R_x / J_p) \cdot T P_i)$

$$J_p = \sum R_x \cdot Y_{cc}^2 + \sum R_y \cdot X_{cc}^2 = 14.00 + 22.80 = 36.80$$

Tabla XIII. Distribución de carga lateral sentido X

Sentido	Muro	R_y	X_{cc}	$R_y \cdot X_{cc}^2$	$T P_y$	$(X \cdot R_y / J_p) \cdot T P_y$	F_i
X	3	0.114	-10.00	11.40	2431.4	-73.09	2286.36
X	4	0.114	10.00	11.40	2431.4	73.09	2432.54
		$\Sigma=0.228$		$\Sigma=22.80$			

2.2.3.5 Distribución del momento de volteo

$M_{vi} = (R_i / \Sigma R) \cdot M_v$; para cada sentido

$$M_{vi} = (0.28 / 0.56) \cdot 20763.16 = 10381.58$$

$$(0.114 / 0.228) \cdot 20763.16 = 10381.58$$

Tabla XIV. Distribución del momento de volteo sentido Y

Sentido	Muro	R_x	M_{vi}
Y	1	0.280	10381.58
Y	2	0.280	10381.58
		$\Sigma=0.560$	

Tabla XV. Distribución del momento de volteo sentido X

Sentido	Muro	R_y	M_{vi}
Y	3	0.114	10381.58
Y	4	0.114	10381.58
		$\Sigma=0.228$	

Diseño a flexión

F_m , esfuerzo permisible de la mampostería a flexión, igual a $0.33 f'_m$

f_m , esfuerzo producido por las cargas, igual a M / S_m

f'_m = resistencia a la compresión de la mampostería

$$f'_m = 80 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$S_m = (1 / 6) * t_m * l_m^2$$

$$F_m = 0.33 * f'_m = 24.4 \text{ Kg/cm}^2$$

Tabla XVI. Diseño a flexión de los muros

Muro	Momento Kg-cm	Largo (l_m) cm	Ancho (t_m) cm	f_m Kg/cm ²	F_m Kg/cm ²
1	1,038,158	2000	19	0.08	24.4
2	1,038,158	2000	19	0.08	24.4
3	1,038,158	1000	19	0.32	24.4
4	1,038,158	1000	19	0.32	24.4

Como todos los f_m son menores que F_m se diseña con refuerzo mínimo.

Diseño a corte

El refuerzo a corte lo constituyen las soleras o refuerzo horizontal.

Si $f_v < F_v \rightarrow$ se utiliza refuerzo mínimo.

Si $f_v > F_v \rightarrow$ se calcula el refuerzo.

Diseño del refuerzo:

Corte: $V = V_s$

Donde V_s : se tomará de los valores F_i , calculados en las tablas XII y XIII de distribución de carga lateral.

$$V_s = 2449.21 \text{ kg.}$$

A continuación se muestra el procedimiento para calcular el refuerzo para el muro No. 1

$$f_v = V_d / (100 * l_m * t_m)$$

$$F_v = k * \sqrt{f'_m}$$

Donde $V_d = \text{corte de diseño} = 1.5 * V_s$

$$f'_m = 80 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (en este caso)}$$

$k = \text{constante del material}$

Valores de k $k = 0.3$ (para bloques)

$k = 0.4$ (para ladrillos)

$k = 0.1$ (para adobes)

Entonces $F_v = 0.3 * \sqrt{80} = 2.68 \text{ Kg/cm}^2$ (en este caso constante)

$$F_v = (1.5 * 2,449.21) / (100 * 2,000 * 19) = 0.001 \text{ Kg/cm}^2$$

$f_v < F_v \rightarrow \text{refuerzo mínimo}$

Tabla XVII. Diseño a corte de los muros

Muro	Corte (Vs)	Largo (lm)	Ancho (tm)	Fv	fv
1	2,449.21	2000	19	2.68	0.0011
2	2,269.69	2000	19	2.68	0.0009
3	2,286.36	1000	19	2.68	0.0018
4	2,432.54	1000	19	2.68	0.0019

Como se puede observar todos los valores de f_v son menores que F_v , por lo tanto se diseñan los muros con refuerzo mínimo.

Refuerzos mínimos vertical y horizontal por muro

Según FHA:

$$AS_{MINv} = 0.0008 * t_m * l_m$$

$$AS_{MINh} = 0.0015 * t_m * h_m$$

Según ACI 531:

$$AS_{MINv} = 0.0007 * t_m * l_m$$

$$AS_{MINh} = 0.0013 * t_m * h_m$$

En la Tabla XVIII se muestran los resultados de los refuerzos mínimos horizontal y vertical.

Tabla XVIII. Refuerzos verticales y horizontales de muros

Muro	Altura (h _m) cm	Largo (l _m) cm	Refuerzo horizontal (cm ²)	Refuerzo vertical (cm ²)
1	440.00	2000.00	10.87	26.60
2	440.00	2000.00	10.87	26.60
3	440.00	1000.00	10.87	13.30
4	440.00	1000.00	10.87	13.30

Previo a colocar el refuerzo en las columnas, es necesaria la revisión del momento de volteo en el sentido X o sea en los muros 3 y 4, así como también en el sentido Y de los muros 1 y 2.

Así entonces se toma la base de las columnas y se multiplica a lo largo de todo el muro (para este caso se analizará el muro crítico 1, el cual tiene 10 columnas), de la siguiente manera:

$M_v = 10,381.58 \text{ kg-m.}$ (tomado de la Tabla XIV)

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

$b = 25 \text{ cm} * 10 \text{ col} = 2.50 \text{ m}$ (se proponen columnas de 25 x 25 centímetros)

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

$d = 22 \text{ cm.}$

$A_{s \text{ req}} = (B*d - ((Bd)^2 - (M*b / 0.003825f'c))^{1/2} (0.85 f'c / F_y)$

$A_{s \text{ req}} = 19.13 \text{ cm}^2$

$A_{s \text{ min}} = 26.60 \text{ cm}^2$ (tomado de la Tabla XVIII)

a lo largo del muro hay 10 columnas. se tienen 40 varillas, pero se toma solamente la mitad debido a que 20 varillas están a tensión y las otras 20 a compresión. entonces:

se propone un refuerzo de 4 no. 5, $(20 \times 1.98) = 39.6 \text{ cm}^2$

Se comprueba que 4 No. 5 cubren el área de acero.

Para el refuerzo horizontal (como se comprobó en la Tabla XVIII, este refuerzo será mínimo) se procede de la siguiente forma:

$A_{s \text{ min}} = 10.87 \text{ cm}^2$

$A_{s \text{ min}} = 10.87 \text{ cm}^2 / 4 \text{ varillas}$

$A_{s \text{ min}} = 2.71 \text{ cm}^2$

Se propone un refuerzo de 4 No. 3, lo cual da un $A_{s \text{ calculado}} = 2.84 \text{ cm}^2$.

Se comprueba que 4 No. 3 cubren el área de acero.

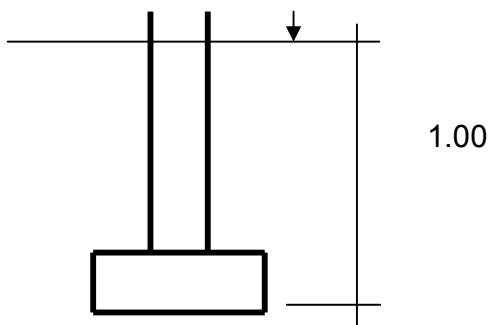
La distribución del refuerzo horizontal y vertical para los muros se muestra en los planos de cimientos, columnas y de muros típicos, página 88.

2.2.4 Diseño de la cimentación

2.2.4.1 Diseño de cimiento corrido

Para el proyecto salón de usos múltiples se realiza el chequeo para el cimiento corrido:

Figura 16. Cimiento corrido más columna



Datos para diseño

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

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

$$Vs = 15 \text{ T/m}^2$$

$$Ps = 1.4 \text{ T/m}^3$$

$$Pc = 2.4 \text{ T/m}^3$$

$$Fcu = 1.50$$

Cimiento:

$$\text{Altura} = t = 0.20 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = 0.40 \text{ m}$$

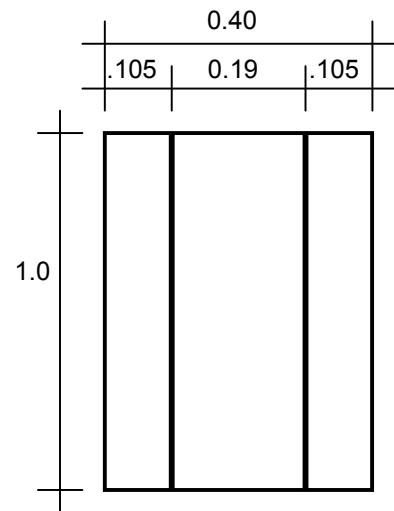
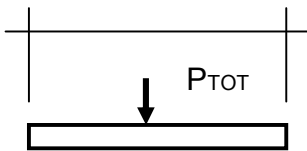
Se tomará como base para el chequeo 1.00 m de cimiento como una longitud unitaria, con una carga de trabajo de $1.50 \text{ ton/m} = W'$.

Figura 17. Planta de cimiento corrido

$$\text{Área de cimiento} = 0.40 * 1.00 = 0.40 \text{ m}^2$$

Chequeo de la presión sobre el suelo:

Integración de cargas



$P_{TOT} = P_{MURO} + P_{SUELO} + P_{CIMIENTO} + W'$, calculado para una longitud unitaria de:

$A_u = 1.00$ metro.

$$P_{MURO} = \text{Peso muro} = h * t * A_u * P_c = 4.40 * 0.19 * 1.00 * 2.4 = 2.00 \text{ ton}$$

$$P_{SUELO} = \text{Peso del suelo} = A_z * P_s = 1.0 * 1.0 * 1.4 = 1.4 \text{ ton}$$

$$P_{CIMIENTO} = \text{Peso del cimiento} = A_z * t * P_c = 0.4 * 0.20 * 2.4 = 0.19 \text{ ton}$$

$$W' = \text{Carga de trabajo} = W' * A_u = 1.5 * 1.00 = 1.5 \text{ ton}$$

$$P_{TOT} = 4.00 \text{ ton.}$$

La presión sobre el suelo será:

$$q_{MÁX} = 4.00 / 0.4 = 10.00 \text{ ton/m}^2, \quad q_{MÁX} < V_s = 10.00 \text{ ton/m}^2 < 15 \text{ T/m}^2$$

Dado que la distribución de presión es uniforme no existen presiones de tensión en el suelo. Debido a que la presión es constante se hace que: $q_{DIS} = q_{MÁX}$, obteniendo un $q_{DIS, MÁX}$.

$$q_{DIS, MÁX} = q_{DIS} * F_{cu} = q_{MÁX} * F_{cu} = 10 * 1.50 = 15.00 \text{ ton/m}^2$$

Chequeo por corte simple.

Cimiento corrido

Datos:

$t = 20 \text{ cm}$

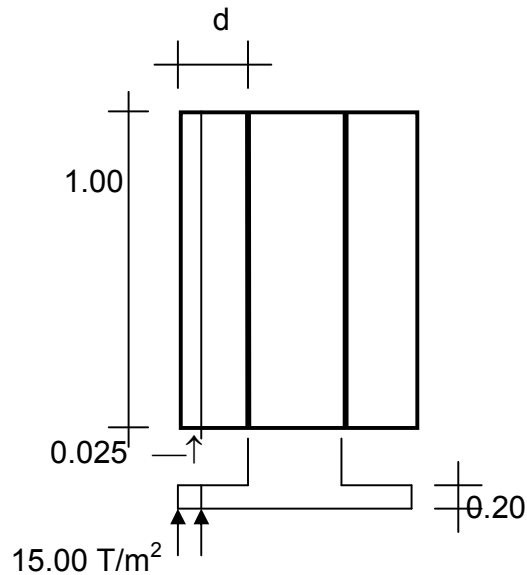
varillas de diámetro = No. 3 ó 3/8"

Recubrimiento = 7.5 cm

$d = t - \text{Recubrimiento} - \Phi/2$

$= 20 - 7.5 - 0.95/2 = 12.02 \text{ cm} \approx 12 \text{ cm}$

Figura 18. Planta y elevación



Calculando $V_{act} = \text{corte actuante}$

$V_{act} = 0.025 \text{ m} * 1.00 \text{ m} * q_{DIS,MÁX}$

$V_{act} = 0.025 \text{ m}^2 * 15.00 = 0.375 \text{ ton}$

Calculando $V_R = \text{corte resistente}$

$V_R = 0.85 * 0.53 (f'_c)^{1/2} b d$

$V_R = 0.85 * 0.53 (210)^{1/2} (100 * 12) / 1000 = 7.83 \text{ ton} > 0.375 \text{ ton}$

Chequeo por flexión

La sección crítica por flexión para cimientos corridos en muros, se da como se muestra en la Figura 17. El momento último será:

$M_u = q_{DIS,MÁX} * L^2 * A_u / 2 = 15.00 * 0.105^2 * 1.0 / 2 = 0.08268 \text{ Ton-m} = 82.68 \text{ kg-m}$

El área de acero se calcula de la siguiente forma:

$$A_s = (B*d - ((Bd)^2 - (M*b / 0.003825f_c))^{1/2} (0.85 f_c / F_y) = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{MIN}}} = (14.1/2810)*40*12 = 2.40 \text{ cm}^2$$

por lo tanto se colocará $a_{s_{\text{min}}}$ con 3 no. 3 corridos.

Para el espaciamiento de los estribos se usará la fórmula $S = A_v / A_s$; donde: $S < 0.45 \text{ m}$. Usando varilla No. 3 se tiene $S = 0.71 / 2.4 = 0.25 \text{ m}$.

2.2.4.2. Diseño de zapata

Cálculo de cargas de trabajo

$$P' = P_u / F_{cu} = 9510 / 1.50 = 6340 \text{ Kg}$$

$$M'y = M_y / F_{cu} = 1038.16 / 1.5 = 692 \text{ Kg-m}$$

El predimensionamiento del área de la zapata se calcula por medio de la fórmula $A_z = 1.5P' / V_s = (1.5 * 6340) / 15,000 = 0.634 \text{ m}^2$

Dando dimensiones aproximadas, se propone usar $A_z = 1.00 * 1.00 = 1.00 \text{ m}^2$

En el chequeo de la presión sobre el suelo la zapata transmite verticalmente al suelo las cargas aplicadas a ella por medio de la superficie en contacto con éste, ejerciendo una presión cuyo valor se define por la fórmula $q = P / A_z \pm M'y / S_y$, donde $S = (1/6)bh^2$; además se debe tomar en cuenta que no debe ser negativo, ni mayor que el valor soporte del suelo (V_s).

$$S_y = (1/6)1.00 * 1.00^2 = 0.16 \text{ mt}^3$$

$$P = P' + P_{\text{COLUMNA}} + P_{\text{SUELO}} + P_{\text{CIMIENTO}}$$

$$P = 6.34 + (4.40 * 0.25^2 * 2.4) + (1.00 * 1.00 * 1.4) + (1.00 * 0.25 * 2.4) = 9.00 \text{ T}$$

$$q = 9 / 1.00 \pm 0.692 / 0.16$$

$$q_{M\acute{A}X} = 13.3 \text{ T/m}^2$$

$$q_{M\acute{I}N} = 3.71 \text{ T/m}^2, \text{ se cumple que } V_s > q_{\text{max}} \text{ y } q_{\text{min}} > 0.$$

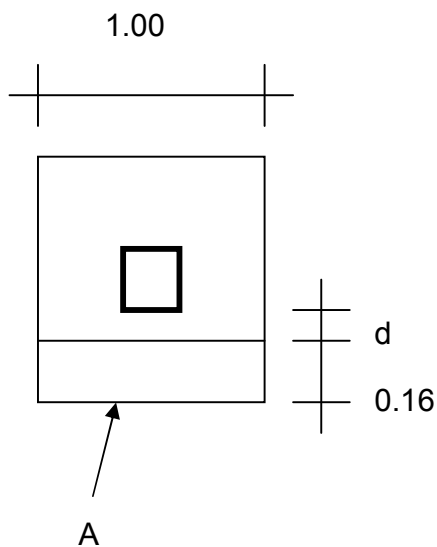
Para efectos de dise\u00f1o estructural se toma una presi\u00f3n \u00faltima usando el criterio $q_u = q_{M\acute{A}X} * F_{cu} = 13.6 * 1.50 = 19.9 \text{ T/m}^2$

Dimensionada el \u00e1rea se procede a dimensionar el espesor de la zapata, basados en que el recubrimiento del refuerzo no sea menor que 0.075 m y que el peralte efectivo sea mayor que 0.15 m. Considerando lo anterior, se asume $t = 0.25 \text{ m}$. Luego se hacen los chequeos siguientes:

Chequeo de corte simple

La falla de la zapata por esfuerzo cortante ocurre a una distancia igual a d (peralte efectivo) del borde de la columna.

Figura 19. Planta de zapata



$$d = t - \text{Recubrimiento} - \phi/2 = 25 - 7.5 - (1.98/2)$$

$$d = 21.5 \text{ cm}$$

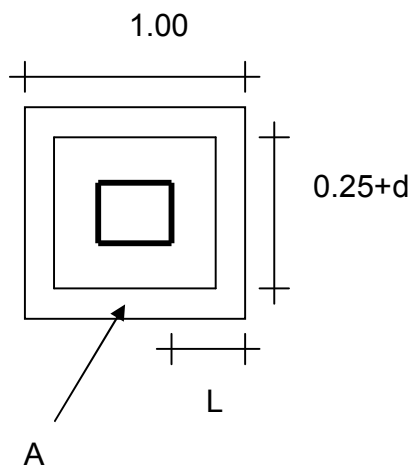
$$V_{act} = A * q_u = 0.34 * 2 * 19.9 = 13.5 \text{ T}$$

$$V_R = 0.85 * 0.53 (f'_c)^{1/2} b d = 14.0 \text{ T}$$

$$V_{act} < V_R \quad \text{s\u00ed chequea}$$

Chequeo de corte punzonante

La columna tiende a punzonar la zapata debido a los esfuerzos de corte que se producen en ella alrededor del perímetro de la columna; el límite donde ocurre la falla se encuentra a una distancia igual a $d/2$ del perímetro de la columna. El chequeo que se realiza es:



$$V_{act} = A \cdot q_u = (1.00^2 - 0.47^2) 19.90 = 10.54 \text{ T}$$

$$V_R = 0.85 \cdot 1.06 (f'_c)^{1/2} b d$$

$$0.85 \cdot 1.06 (210)^{1/2} ((47 \cdot 4) \cdot 21.5) / 1000 = 52.7 \text{ T}$$

$$V_{act} < V_R \text{ sí chequea}$$

El empuje hacia arriba del suelo produce momento flector en la zapata, por tal razón, es necesario reforzarla con acero para soportar los esfuerzos inducidos. Esto se hace de la manera siguiente:

El momento último se define tomando la losa en voladizo con la fórmula:
 $M_u = q_u \cdot L^2 / 2 = 19.9 \cdot 0.38^2 / 2 = 2.87 \text{ Ton-m}$, donde L es la distancia medida del rostro de la columna.

El área de acero se define por la fórmula:

$$A_S = (B \cdot d - ((Bd)^2 - (M \cdot b / 0.003825 f'_c))^{1/2} (0.85 f'_c / F_y) = 5.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{MIN}} = 14.1 / f_y \cdot b \cdot d = 14.1 / 2810 \cdot 100 \cdot 22 = 8.27 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento entre varillas de refuerzo está definido por: $S = A_v / A_S$; donde $S < 0.45 \text{ m}$. Usando varilla No. 4 se tiene $S = 1.27 / 8.27 = 0.15 \text{ m}$.

2.2.5. Elaboración del presupuesto

Renglón	Unidad	Cantidad	Precio u.	Total
Trabajos preliminares				
Limpieza y chapeo	Global	1	100.00	100.00
Nivelación de terreno	Global	1	400.00	400.00
Cimentación				
Excavación	M3	57	35.00	1995.00
Relleno	M3	30	30.00	900.00
Cimiento corrido	MI	60	130.00	7800.00
Zapata	U	32	75.00	2400.00
Muros				
Levantado de block	M2	210	110.00	23100.00
Soleras	MI	240	75.00	18000.00
Columnas				
Columna típica	MI	156.80	215.79	33835.87
Acabados				
Repello	M2	220	22.48	4945.60
Cernido	M2	220	25.45	5599.00
Piso	M2	200	75.00	15000.00
Pintura	M2	220	7.50	1650.00
Puerta tipo 1	U	2	700.00	1400.00
Puerta tipo 2	U	2	1200.00	2400.00
Ventanas + balcones	M2	46	550.00	25300.00
Instalación eléctrica	Global	1	5000.00	5000.00
Techos	M2	200	250.00	50000.00
Total Q				244335.87

CONCLUSIONES

1. La implementación del proyecto de puente vehicular en el caserío San Ramón es de carácter urgente, debido a que con este tipo de infraestructura los pobladores se verán beneficiados con tener una vía libre de obstáculos como el río San Ramón, que en época de invierno se torna intransitable.
2. En el diseño del puente vehicular se tomó una carga viva de un vehículo tipo H – 15. Este criterio se adoptó debido al crecimiento agrícola que tiene el sector.
3. La altura del salón de usos múltiples se determinó tomando en cuenta que es una edificación de uso público y que el lugar es de clima templado, para cumplir con los requisitos de ventilación e iluminación.
4. La estructura del salón de usos múltiples se diseñó con mampostería reforzada, debido a que ofrece varias ventajas, como por ejemplo economía y facilidad de construcción.

RECOMENDACIONES

1. A la municipalidad de Malacatancito, para que durante la ejecución de los proyectos de puente vehicular y salón de usos múltiples se contrate la supervisión técnica de un profesional de Ingeniería Civil, para que se cumplan las especificaciones contenidas en los planos.
2. A los pobladores de los caseríos San Ramón y Tojochán, para que proporcionen el apoyo necesario para la realización de los proyectos.
3. A la municipalidad de Malacatancito, para que, una vez construidos los proyectos, obtenga la asesoría profesional necesaria para un mantenimiento adecuado y continuo que garantice el buen funcionamiento de los mismos.
4. A la facultad de Ingeniería de la USAC para que siga apoyando el Ejercicio Profesional Supervisado, ya que éste brinda la oportunidad de llevar a la práctica, a través de proyectos reales, los conocimientos teóricos adquiridos durante la formación académica.

BIBLIOGRAFÍA

1. Enríquez Palencia, Hugo Gerardo. Análisis y diseño simplificado de puentes rurales. Tesis del Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 1993. 150 pp.
2. Normas A.A.S.H.T.O. Edición 1994.
3. Norma A.C.I. Edición 1990.
4. Ortiz Mendoza, Jorge Luis. Diseño de un edificio de mampostería reforzada Tesis del Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 1998. 125 pp.
5. Valladares, Oscar Alfredo. Diseño de dos puentes y un salón comunal en la cabecera departamental de Jalapa. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 2001. 95 pp.

APÉNDICE

Figura 20. Sección de cimiento, viga de apoyo, perfil y sección del puente

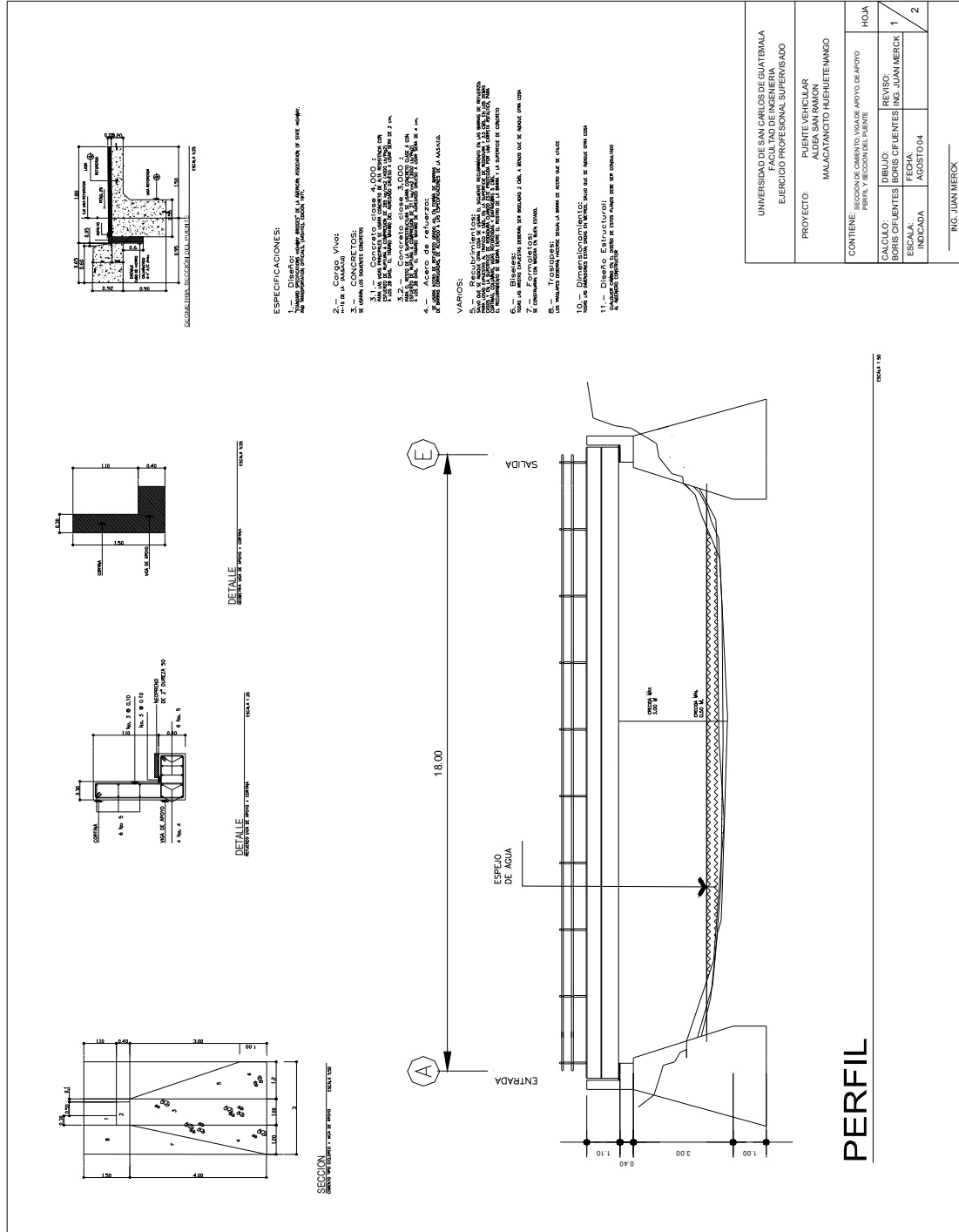
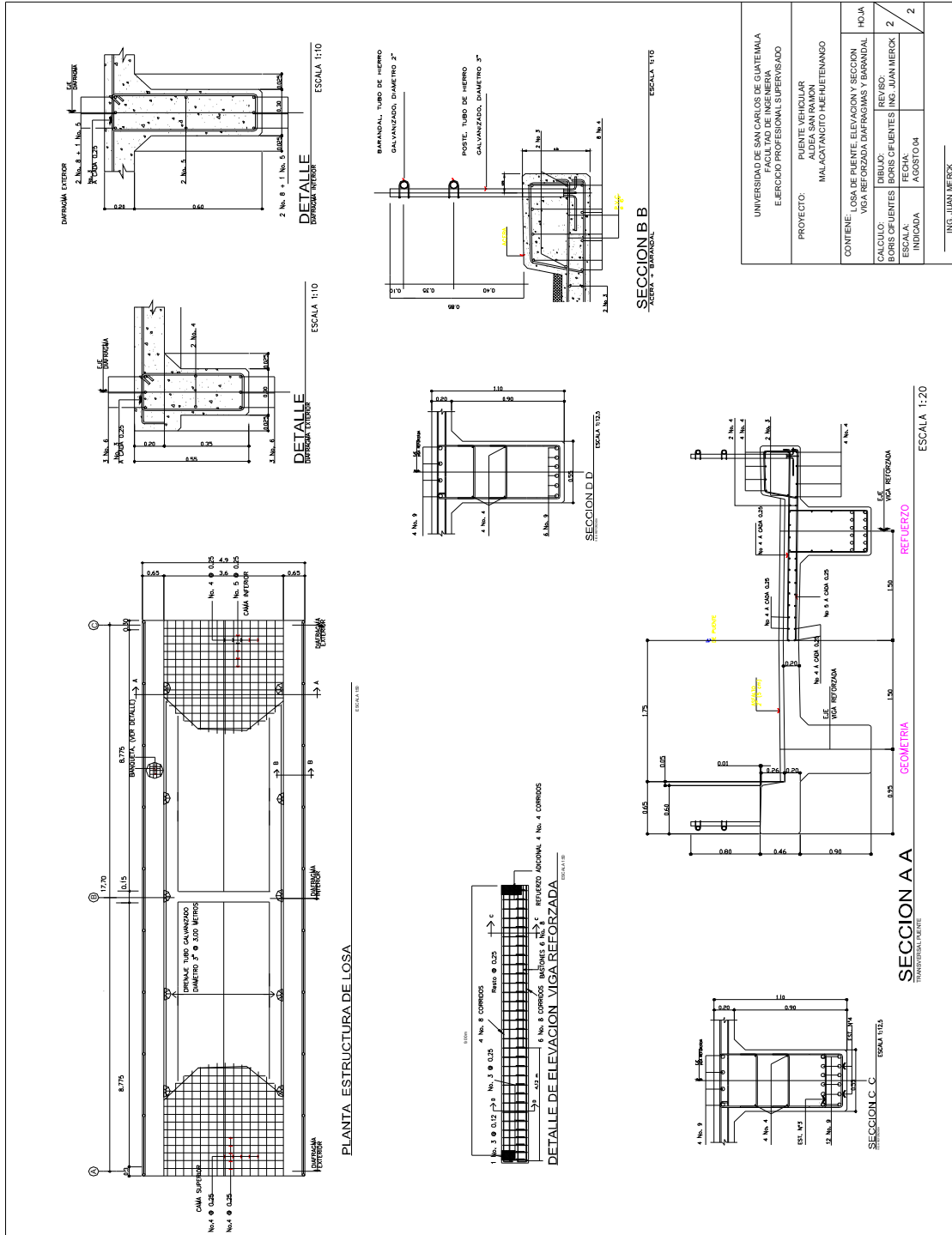


Figura 21. Losa de puente, elevación y sección de viga principal



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO:	PUENTE VEHICULAR ALDEA SAN RAMON MALACATANCITO HUEHETENANGO
CONTIENE:	LOSA DE PUENTE, ELEVACION Y SECCION VIGA REFORZADA DIAFRAGMAS Y BARRANDAL
CALCULO:	DIBUJO:
BORIS CIFUENTES	BORIS CIFUENTES
ESCALA:	FECHA:
INDICADA	AGOSTO 04
ING. JUAN MERCK	
HOLIA	2

Figura 23. Planta acotada, eléctrica y secciones de salón

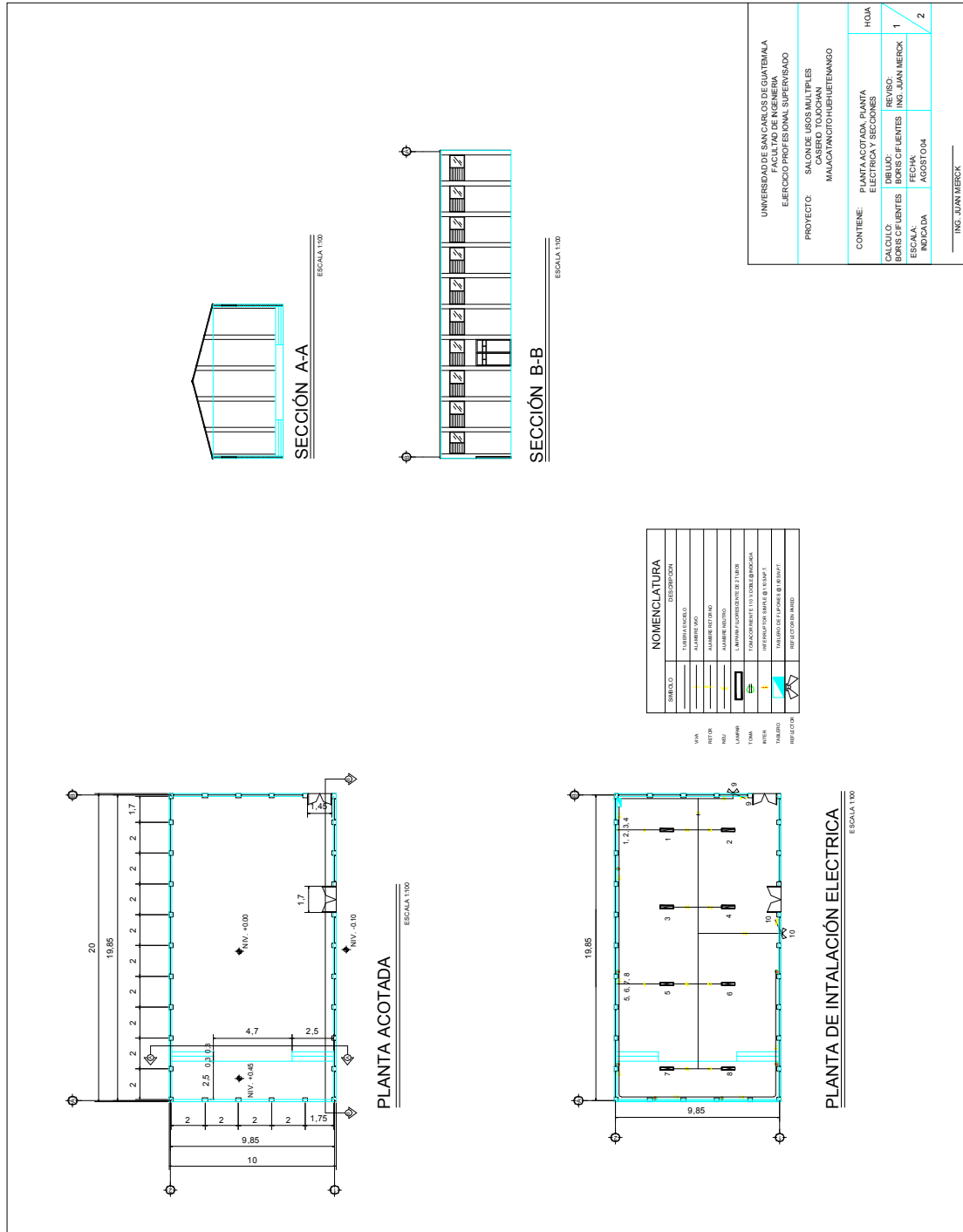


Figura 24. Planta de techos, cimientos, fachadas y detalles de salón

