



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

**DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR PARA LA ALDEA SANTABAL I Y
PUENTES PEATONALES DE LAS ALDEAS, LA ESTANZUELA Y SANTABAL
II, DEL MUNICIPIO DE SAN PEDRO JOCOPILAS, DEPARTAMENTO DE
QUICHÉ**

MARTÍN CLÉIBER GIRÓN ROJAS

ASESORADO POR: ING. JUAN MERCK COS

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2003

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. Pedro Antonio Aguilar Polanco

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN PRIVADO

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR	Inga. Christa Classon de Pinto
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Ing. Carlos Salvador Gordillo
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR PARA LA ALDEA SANTABAL I Y
PUENTES PEATONALES DE LAS ALDEAS, LA ESTANZUELA Y SANTABAL
II, DEL MUNICIPIO DE SAN PEDRO JOCOPILAS, DEPARTAMENTO DE
QUICHÉ**

TRABAJO DE GRADUACION

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

MARTÍN CLÉIBER GIRÓN ROJAS
ASESORADO POR: ING. JUAN MERCK COS

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2003

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR PARA LA ALDEA SANTABAL I Y
PUENTES PEATONALES DE LAS ALDEAS, LA ESTANZUELA Y
SANTABAL II, DEL MUNICIPIO DE SAN PEDRO JOCOPILAS,
DEPARTAMENTO DE QUICHÉ**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 5 de marzo de 2003.

Martín Cléiber Girón Rojas

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	v
LISTADO DE SÍMBOLES	ix
GLOSARIO	xi
RESUMEN	xiii
OBJETIVOS	xv
INTRODUCCIÓN	xvii
1. FACE DE INVESTIGACIÓN	
1.1. Monografía del lugar.....	1
1.1.1. Aspectos generales.....	1
1.1.2. Aspectos de Salud comunitaria.....	2
1.1.3. Aspectos de educación.....	2
1.1.4. Aspectos económicos.....	3
1.1.5. Medios de comunicación.....	4
1.1.6. Servicios con que cuentan.....	4
1.1.7. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicio	4
2. SERVICIO TÉCNICO PROFECIONAL	
2.1. Diseño del edificio escolar de la aldea Santabal I.....	7
2.1.1. Normas de diseño de edificios educativos.....	7
2.1.2. Descripción del proyecto.....	11
2.1.2.1. Investigación preliminar.....	11
2.1.2.1.1. Reconocimiento del terreno...	12
2.1.2.1.2. Capacidad de alumnos.....	12
2.1.2.1.3. Tipo de estructura a diseñar...	13
2.1.3. Distribución de cargas gavitacionales.....	13

2.1.4.	Características del suelo.....	14
2.1.5.	Diseño de techo.....	14
2.1.5.1.	Diseño de costanera.....	15
2.1.5.1.1.	Proyección horizontal.....	17
2.1.5.1.2.	Chequeo a corte.....	17
2.1.5.1.3.	Chequeo a flexión.....	19
2.1.5.1.4.	Chequeo por deflexión.....	20
2.1.5.2.	Diseño de tendal.....	22
2.1.5.2.1.	Proyección horizontal.....	22
2.1.5.2.2.	Cálculo de reacciones, cortes y momentos.....	23
2.1.5.2.3.	Chequeo a corte.....	25
2.1.5.2.4.	Chequeo a flexión.....	26
2.1.5.2.5.	Chequeo por deflexión.....	26
2.1.5.3.	Diseño de pernos.....	27
2.1.5.4.	Diseño de viga corredor.....	28
2.1.5.4.1.	Cálculo de reacciones, cortes y momentos.....	28
2.1.5.4.2.	Chequeo a corte.....	30
2.1.5.4.3.	Chequeo a flexión.....	30
2.1.5.4.4.	Chequeo por deflexión.....	31
2.1.5.5.	Diseño de columnas pasillo.....	31
2.1.6.	Diseño de muros.....	33
2.1.6.1.	Diseño de muros (7,8 y 9).....	35
2.1.6.2.	Diseño de muros longitudinales, eje 1.....	36
2.1.6.3.	Diseño de muros longitudinales, eje 2.....	37
2.1.7.	Diseño de cimiento.....	38
2.1.7.1.	Chequeo a corte simple.....	39
2.1.7.2.	Chequeo a flexión.....	40

2.1.8.	Diseño de zapatas.....	41
2.1.8.1.	Área de zapata requerida.....	42
2.1.8.2.	Presión del suelo.....	43
2.1.8.3.	Chequeo a corte simple.....	43
2.1.8.4.	Chequeo a corte punzonante.....	44
2.1.8.5.	Chequeo a flexión.....	45
2.1.9.	Elaboración del presupuesto.....	46
2.2.	Diseño de puente peatonal Aldea La Estanzuela.....	49
2.2.1.	Descripción del proyecto.....	49
2.2.1.1	Estudio hidrológico.....	49
2.2.2.	Diseño de superestructura.....	53
2.2.2.1.	Losa.....	54
2.2.2.2.	Viga.....	59
2.2.2.3.	Barandal.....	68
2.2.3.	Diseño de la subestructura.....	70
2.2.3.1.	Cortina.....	70
2.2.3.2.	Viga de apoyo.....	77
2.2.3.3.	Estribo de concreto ciclópeo.....	79
2.2.4.	Elaboración del presupuesto.....	89
2.3.	Diseño de puente peatonal Aldea Santabal II.....	93
2.3.1.	Estudio hidrológico.....	93
2.3.2.	Diseño de la superestructura.....	93
2.3.2.1.	Losa.....	94
2.3.2.2.	Viga.....	95
2.3.2.3.	Barandal.....	97
2.3.3.	Diseño de la subestructura.....	97
2.3.1.3.1.	Cortina.....	97
2.3.1.3.2.	Viga de apoyo.....	98

2.3.1.3.3. Estribo de concreto ciclópeo.....	99
2.3.4. Elaboración del presupuesto.....	100

CONCLUSIONES.....	103
RECOMENDACIONES.....	105
BIBLIOGRAFÍA.....	107
APÉNDICES.....	109

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Diagrama para encontrar el ángulo de la pendiente	15
2	Diagrama de las componentes de la carga	17
3	Diagrama para calcular la proyección horizontal	22
4	Separación entre costaneras y tendales	23
5	Diagrama de cortes y momentos de los tendales	25
6	Diagrama de cortes y momentos de viga corredor	29
7	Detalle de cimiento corrido	40
8	Nomenclatura de la zapata	41
9	Área de chequeo de corte simple	42
10	Área de chequeo de punzonamiento	43
11	Planta de la zapata	44
12	Detalle de la zapata	44
13	Sección de río	52
14	Detalle de armado de la losa	58
15	Dimensionamiento de la viga	60
16	Acero propuesto en refuerzo superior e inferior	63
17	Diagrama de corte en la viga	64
18	Detalle de armado de la viga de carga	65
19	Aplicación de carga para diseño del barandal	67
20	Sección de la columna de los pasamanos	68
21	Dimensionamiento de la cortina y viga de apoyo	69
22	Presiones externas	70
23	Empuje de sobrecargas	70
24	Distancia a la que actúan las sobrecargas	71

25	Distancia donde actúa la fuerza longitudinal	72
26	Distancia donde actúa la fuerza que produce el sismo	72
27	Refuerzo en la cortina y viga de apoyo	77
28	geometría y diagrama de presiones en el estribo	78
29	Diagrama trapezoidal en el estribo	81
30	Detalle de armado en losa	93
31	Dimencionamiento de la viga principal	93
32	Detalle de armado de la viga principal	94
33	Sección de la columna de los pasamanos	96
34	Refuerzo en la cortina y viga de apoyo	97
35	Geometría y dimensionamiento del estribo	97
36	Planta de cimientos y detalles	111
37	Planta acotada y amueblada	113
38	Planta de electricidad y techos	115
39	Elevaciones y detalles	117
40	Detalles del puente peatonal, Aldea La Estanzuela	121
41	Detalles del puente peatonal, Aldea Santabal II	125

TABLAS

I	Descripción de las comunidades	1
II	Resumen de las necesidades en el Municipio de San Pedro Jocopilas	4
III	Iluminación	8
IV	Capacidad de alumnos	11
V	Elaboración de presupuesto, edificio escolar, Aldea Santabal I	45
VI	Momento de volteo	79
VII	Momento estabilizante	80
VIII	Momento de volteo del muro con sismo	85
IX	Presupuesto puente peatonal Aldea La Estanzuela	87
X	Presupuesto puente peatonal Aldea Santabal II	98

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
As	Área de acero requerida
Asmáx.	Área de acero máxima
Asmín	Área de acero mínima
Ast	Área de acero por temperatura
Ag	Área gruesa
Dm	Deflexión máxima
Dp	Deflexión permisible
Fbp	Esfuerzo a flexión permisible
Fp	Esfuerzo permisible
Fv	Fuerza vertical
I	Inercia
In	Inercia normal
Ip	Inercia perpendicular
M	Momento
Q	Presión del suelo
Sn	Modulo de sección normal
Sp	Modulo de sección perpendicular
V	Corte
Va	Corte actuante
Vr	Corte resistente
W	Peso
δb	Porcentaje de acero balanceado
δmáx	Porcentaje de acero máximo

GLOSARIO

Acero	Varilla de hierro corrugado utilizadas en el concreto reforzado.
Concreto	Mezcla de arena, grava y cemento.
Concreto ciclópeo	Material de construcción, con aspecto de piedra, obtenido de una mezcla proporcionada de cemento, arena, piedra y agua que se endurecen dentro de moldes y que a diferencia del concreto reforzado, los áridos son mucho más gruesos.
Concreto reforzado	Material de construcción, con aspecto de piedra, obtenido de una mezcla cuidadosamente proporcionada de cemento, arena, grava y agua se endurezcan dentro de moldes, rodeando el acero dentro de armaduras antes de endurecerse, tomando así la forma y dimensiones de la estructura deseada.
Mampostería reforzada	Construcción con bloques o unidades de mampostería, en la cual el acero de refuerzo, combinado con la lechada y el mortero, proporcionan un fuerte sistema estructural unificado.
Mortero	Mezcla con cemento, cal hidratada, arena y agua, usado para unir las unidades de mampostería entre sí y forma uniones de cabecero y en estrato.
Pendiente	Inclinación necesaria con respecto a una línea horizontal.

Radio hidráulico	Relación que existe entre el área de desalojo de una quebrada y el perímetro mojado por está.
Subestructura	La subestructura de un puente esta constituida por la cortina, viga de apoyo y estribos, encargados de transmitir las cargas al suelo.
Superestructura	Parte del puente que permite el tránsito de personas, animales y vehículos, transmitiendo las cargas a la subestructura.

RESUMEN

El trabajo de graduación que a continuación se presenta , contiene los diseños de un edificio escolar en la Aldea Santabal I y dos puentes peatonales, uno en la Aldea la Estanzuela y el otro en la Aldea Santabal II, del Municipio de San Pedro Jocopilas, Departamento de Quiché.

En el diseño del edificio escolar se asumió un área requerida por alumno de 120 m²/Alumno, la estructura diseñada es de mampostería reforzada de block, con cubierta de lámina de zinc y artesón de madera, cemento corrido y zapatas aisladas. Cada uno de los elementos que componen la estructura del edificio escolar, fueron diseñados por métodos estructurales, cumpliendo con todos los requerimientos de los mismos.

Para los puentes peatonales, primero se determinó la crecida máxima por el método de sección pendiente, para asumir la altura óptima del puente, luego se procedió al diseño de la superestructura (Losa, viga y barandal) y a continuación la subestructura (Cortina, viga de apoyo y estribos de concreto ciclópeo), basándose en las normas establecidas por AASHTO.

OBJETIVOS

Generales

- Colaborar por medio del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S), de la Facultad de Ingeniería, de la Universidad de San Carlos de Guatemala, con la Municipalidad de San Pedro Jocopilas, con el estudio y diseño de varios proyectos, ya que la Municipalidad carece de fondos para adquirir los servicios profesionales de un ingeniero.
- Desarrollar una investigación de tipo monográfica y diagnóstica de las necesidades prioritarias, en cuanto a servicios básicos e infraestructura del lugar.

Específicos

1. Diseñar un edificio escolar, apropiado para la educación rural en la Aldea Santabal I.
2. Diseñar el puente peatonal para la Aldea la Estanzuela.
3. Diseñar el puente peatonal para la Aldea Santabal II.

INTRODUCCIÓN

El municipio de San Pedro Jocopilas, se encuentra ubicado en el departamento de Quiché, a una distancia de 8 kilómetros de la cabecera departamental y a 173 kilómetros de la ciudad capital.

En las comunidades de este municipio se detectaron varias necesidades, teniendo prioridad las siguientes: Un edificio escolar en la Aldea Santabal I y dos puentes peatonales uno en la Aldea La Estanzuela y el otro en la Aldea Santabal I.

El edificio escolar se diseñó con mampostería reforzada, por ser de un nivel, con techo de artesón de madera y lámina de zinc calibre 28 mm, a través de esta edificación escolar, se pretende impulsar la educación, contribuyendo así, en mínima parte, a combatir una de las peores plagas que frena el desarrollo de nuestros pueblos, como lo es el analfabetismo.

Los puentes peatonales se diseñaron de concreto reforzado, la estructura de este consiste, en viga principal, losa, estribos de concreto ciclópeo, la realización de este proyecto contribuirá al desarrollo de las comunidades, ya que les permitirá transportar sus productos agrícolas hacia los mercados en cualquier época del año.

El trabajo de graduación está conformado por los capítulos siguientes: Capítulo 1, en este se desarrolló una investigación de tipo monográfica y diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura. En el capítulo 2, se desarrolló el servicio técnico profesional, que consisten en el diseño de un edificio escolar y dos puentes peatonales.

CONCLUSIONES

1. Para el edificio escolar se optó por una estructura de mampostería de block reforzado, la razón por la que se seleccionó este tipo de estructura es: economía, alto grado de confiabilidad y porque es muy utilizado en nuestro medio.
2. Con la planificación del edificio escolar se pretende bajar el alto índice de analfabetismo y así contribuir en gran parte al desarrollo educativo y socio-cultural de la comunidad
3. Con la implementación de los proyectos de los puentes peatonales, se mejorarán las vías de acceso a las comunidades, sus habitantes podrán transportar de mejor manera sus productos agrícolas hacia los mercados vecinales y esto favorecerá el intercambio cultural y comercial.
4. El área rural del municipio de San Pedro Jocopilas del departamento de Quiché, se encuentra al margen del desarrollo de la región, a tal grado que algunas de las comunidades, carecen de los servicios básicos más importantes como lo son: Agua potable, sistema de saneamiento, salud, educación y comunicación. Las causas por las cuales no han sido atendidas son múltiples, siendo quizás la de mayor incidencia, los efectos del conflicto armado.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de San Pedro Jocopilas

1. Evaluar la calidad de los materiales a utilizar por medio de ensayos periódicos de laboratorio, tales como calidad de los materiales, resistencia del concreto, fluencia del acero, etc., con el fin de garantizar la calidad y seguridad de la edificación, según las especificaciones y planos.
2. Contratar un profesional de la ingeniería para que supervise las obras, ya que es importante garantizar los detalles constructivos que se realizan en campo, representen el modelo del análisis estructural.
3. Crear un departamento Técnico para desarrollar sus proyectos.

A los Comités Pro-mejoramiento

4. Realizar las gestiones correspondientes para la ejecución de estos proyectos.

BIBLIOGRAFÍA

1. Arriola Cuc, Mario Antonio. Planificación y diseño de tres escuelas rurales a nivel pre-primario y primario en los cantones la Campana, Cerro Maltin y Cholpatac, ampliación de dos escuelas en las aldeas, Temux Grande y Paiconop, Santa Eulalia, Huehuetenango. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1998. 55 pp
2. Nawy, Edward G. **Concreto reforzado**. México: Editorial Prentice-Hill Hispanoamericana, S.A., 1992. 520 pp.
3. Muñoz Urizar, Werner Adán. Diseño de: Puente peatonal del cantón Buena Tierra, escuela de nivel primario del cantón el Madrón y pavimento rígido de las zonas 1 y 4 de la cabecera municipal del municipio de Chinique, departamento del Quiché. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2002. 99 pp.
4. Normas de planificación y construcción para casos proyectados, revisadas y empleadas en 1994, división técnica del FHA. Construcciones en Guatemala. 142 pp

1. INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del lugar

1.1.1. Aspectos generales

Las siguientes comunidades: Santabal I, La Estanzuela y Santabal II, pertenecen al municipio de San Pedro Jocopilas, el cual se encuentra a 8 Km. de la cabecera departamental, su extensión territorial es de 578 kms², con una Latitud norte 15°05'39" y una Longitud oeste de 91°09'06", con temperaturas que varían entre los 12 y 24 grados centígrados, las colindancias son: al norte con Sacapulas y San Bartolomé Jocotenango, al sur con Chinique, Santa Cruz del Quiché y San Antonio Ilootenango, al este con San Andrés Sajcabajá, al oeste con Santa Lucia La Reforma del departamento de Totonicapán, y con el Municipio de Malacatancito del Departamento de Huehuetenango.

Tabla I. Descripción de las comunidades

Comunidad	Distancia(km)	Categoría	Tipo de carretera	Habitantes
Santabal I	5	Cantón	Terracería	423
Santabal II	3	Cantón	Terracería	398
Estanzuela	25	Caserío	Asfaltada	925

a) Organización política administrativa

A nivel organizativo en las comunidades, prevalecen mayormente los comités Pro-Mejoramiento, que legalmente son autorizados por la Municipalidad de San Pedro Jocopilas, teniendo como primordial objetivo velar por el progreso de las comunidades y su actividad principal es la gestión de Proyectos de Infraestructura, para que la comunidad cuente con sus servicios básicos.

b) Vivienda

Las viviendas se encuentran construidas con materiales tales como: Paredes de: Adobe o block de pómez, Techo de: teja, lámina de zinc o losa de concreto reforzado, en su mayoría poseen de 2 a 3 ambientes, cada familia está constituida por 6 a 7 miembros.

1.1.2. Aspectos de salud comunitaria

Las familias se ven afectadas por una serie de enfermedades, que dificultan el desarrollo físico de los habitantes de estas comunidades, las que más atacan son: Infecciones Intestinales, Respiratorias y Fiebres Altas. Para contrarrestar estas enfermedades hacen uso de los servicios del Puesto de Salud que se encuentra en la Cabecera Municipal.

1.1.3. Aspectos de educación

El 55 % de la población solo habla el idioma K'iché, 15 % habla K'iché y Castellano y el 30 % habla solo el Castellano, aproximadamente un 25 % de la población sabe leer y escribir, el índice de analfabetismo es del 75 %. Existen en las comunidades, escuelas de nivel Primario, el edificio escolar consta de

tres aulas y tres maestros donde se imparten los grados de primero a sexto grado.

1.1.4. Aspectos económicos

- **Agricultura**

Los principales cultivos agrícolas que se cultivan en las comunidades son: el Maíz y el Fríjol, en menor cantidad manzana, melocotón y aguacate.

- **Migración**

Por la situación económica de las familias de estas comunidades, la falta de tierra, la falta de producción y la falta de trabajo, el nivel de migración es del 12 % de la población, principalmente migran a la Costa Sur, en donde participan en el corte de café y corte de caña de azúcar, esta migración les permite obtener ingresos para complementar su sobre vivencia.

- **Comercio**

Se enfoca en la venta de productos tradicionales y los lugares dónde se comercializa son: en la comunidad, comunidades vecinas y mercado municipal.

Los productos que se comercializan en mayor cantidad son el maíz y el fríjol y en menor cantidad los frutales, no existe día de mercado dentro de la comunidad, por lo que aprovechan los días de mercado de la cabecera municipal que son Martes y Viernes. En lo que se refiere a lo pecuario lo que se comercializa son las aves de corral.

1.1.5. Medios de comunicación

Existen vías de comunicación entre la cabecera municipal y las comunidades, aún cuando son caminos rurales en general, por ello se estima que cerca del 60% de la población utiliza el transporte colectivo extraurbano y un 40% vehículo particular.

1.1.6. Servicios con que cuentan

Las comunidades cuentan con los siguientes servicios:

- Escuela.
- Iglesias evangélicas.
- Energía Eléctrica.
- Agua Potable
- Alcaldía auxiliar

1.1.7. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicio

De acuerdo con la información aportada por los comités pro-mejoramiento del municipio de San Pedro Jocopilas, las necesidades priorizadas son las que se encuentran clasificadas en el siguiente cuadro resumen:

Tabla II. Resumen de las necesidades identificadas, en el Municipio de San Pedro Jocopilas

LUGAR	PROYECTO
San Pedro Jocopilas	- Pavimentación de calles - Agua potable

Continuación

El Cebollín	<ul style="list-style-type: none">- Drenaje- Salón de usos múltiples- Oratorio
Comitancillo	<ul style="list-style-type: none">- Cementerio- Puente vehicular- Drenaje
Chitucur II	<ul style="list-style-type: none">- Escuela
Chitucur III	<ul style="list-style-type: none">- Escuela
Chuitzalic I	<ul style="list-style-type: none">- Puesto de Salud- Agua potable
Chuitzalic II	<ul style="list-style-type: none">- Agua potable- Puesto de salud- Letrinización
Estanzuela	<ul style="list-style-type: none">- Puente peatonal- Puente vehicular- Salón de usos múltiples
La Montaña	<ul style="list-style-type: none">- Puesto de Salud- Salón de usos múltiples
La Palizada	<ul style="list-style-type: none">- Agua potable- Puesto de Salud- Campo de fútbol
El Paradillo	<ul style="list-style-type: none">- Puesto de Salud- Puente vehicular
Patzojón Chiquito	<ul style="list-style-type: none">- Puesto de salud- Puente vehicular

Continuación

Las Pozas	<ul style="list-style-type: none">- Puesto de Salud- Ampliación de escuela
San José El Tunal	<ul style="list-style-type: none">- Puesto de Salud- Salón de usos múltiples
San Pablo	<ul style="list-style-type: none">- Agua potable- Escuela- Letrinización
San Pablo Las Delicias	<ul style="list-style-type: none">- Agua Potable- Puesto de Salud- Salón de usos múltiples
San Pedro	<ul style="list-style-type: none">- Agua potable- Letrinización
Santa María Jocopilas	<ul style="list-style-type: none">- Puente vehicular
Santabal I	<ul style="list-style-type: none">- Puente vehicular- Escuela
Santabal II	<ul style="list-style-type: none">- Puente peatonal- Puente vehicular
Santabal III	<ul style="list-style-type: none">- Cocina escolar- Agua potable
Tzujil	<ul style="list-style-type: none">- Salón de usos múltiples
Xoljuyup I	<ul style="list-style-type: none">- Escuela
Xoljuyup II	<ul style="list-style-type: none">- Escuela- Puente vehicular

2. SERVICIO TÉCNICO PROFECIONAL

2.1. Diseño de edificio escolar de nivel primario de la aldea Santabal I

2.1.1 NORMAS DE DISEÑO DE EDIFICIOS EDUCATIVOS

a) ANTECEDENTES

Las normas que se presentan a continuación son requisitos mínimos que establece el Ministerio de educación, varían de acuerdo a la actividad y la edad de los alumnos, en relación de los niveles educativos que existen:

- 1) Pre-Primario
- 2) Primario

b) ILUMINACIÓN

La iluminación sea ésta o artificial, debe ser abundante y uniformemente distribuida, debe evitarse la proyección de sombra y contraste muy marcado, estudiando la relación entre las fuentes de iluminación y las posiciones de los alumnos, sobre todo en razón de que ésta pueden variar o por carácter flexible de las actividades.

Es recomendable el aprovechamiento óptimo de la luz natural. Por esta razón se recomienda que el área de ventanas sea del 25% a 30% de la superficie del piso.

Para determinar el nivel de iluminación óptimo artificial, de los diferentes locales de un edificio escolar, se debe considerar la iluminación sobre el área de trabajo. Se recomienda lo siguiente:

Tabla III. Iluminación

NIVEL	TIPO DE LOCAL	NIVEL MÍNIMO DE LUMENS
Pre-primario	en genral	100-200
Primario	Aulas	200-400

b1) Tipos de iluminación

El diseño de ventanas o aberturas para la iluminación debe proporcionar luz natural, pareja y uniforme sobre el plano de trabajo en todos los puntos del aula.

La iluminación natural puede ser unilateral, bilateral, cenital y artificial.

○ **Iluminación unilateral**

El área de ventanas debe ser de 25% al 30% del área de piso y el muro del fondo (opuesto a la ventana) debe ser de color muy claro.

○ **Iluminación bilateral**

Las ventanas en el muro del fondo ayudan a mejorar condiciones de iluminación, también el área total debe ser del 25% al 30% del área de piso.

- **Iluminación cenital**

Requiere de un 15% a un 20% del área total del piso del local.

- **Iluminación artificial**

La iluminación artificial responderá al cálculo lumitécnico que permita alcanzar índices lumínicos adecuados al tipo de tarea a desarrollar.

La iluminación artificial puede utilizarse como apoyo a la iluminación natural, en este caso es suficiente asegurar un nivel mínimo general de 150 luces.

En el caso de requerir una iluminación nocturna, esta debe cumplir con los siguientes requisitos:

- a) La iluminación debe ser difusa para no molestar la vista.
- b) Debe iluminar los puestos de trabajo en forma idéntica a la iluminación natural.

- c) **Criterios de ventilación**

La dirección de los vientos en Guatemala, es Norte-Sur, por lo que el área de ventilación debe estar orientada en ese sentido. El área recomendable de ventilación debe ser de 50% del área de ventanas.

- **Área de abertura**

En la ventilación natural el área de entrada y de salida del aire, deben estar uniformemente distribuidas para garantizar una ventilación en todo el ambiente.

Si a todo lo expuesto anteriormente se le agregan factores como velocidad, sentido del viento y la diferencia de temperatura en el exterior, en las distintas épocas del año y hora del día, se llegará a la conclusión que el área de abertura para la ventilación natural debe ser gradual para garantizar una ventilación adecuada, en cualquier circunstancia.

d) Tamaño del edificio

El establecimiento escolar, además de cubrir las proporciones establecidas en relación al área construida y a la superficie total del terreno, debe cubrir los aspectos siguientes.

o Espacio educativo

Se denomina así al conjunto de espacios destinados al ejercicio de la acción educativa, la cual se desarrolla en forma gradual e integrada por medio de actividades tendientes al desarrollo psicomotor, socio emocional de la actividad creadora y de la sensibilidad estética atendiendo a la naturaleza de las mencionadas actividades.

Lo anterior incide en la experiencia pedagógica que ha demostrado que las aulas de dimensión rectangular, son las que mejor se adaptan a la forma educativa de los alumnos, tanto por la flexibilidad en su distribución como el amueblamiento, por lo que presenta cualidades aceptables en cuanto a capacidad visual y auditiva.

- **Capacidad**

El número de alumnos recomendado para desarrollar actividades en este tipo de locales educativos, está comprendido dentro de los valores indicados en la siguiente tabla:

Tabla IV. Capacidad de alumnos

NIVELES	CAPACIDAD ÓPTIMA	CAPACIDAD MÁXIMA
Pre-primaria	25	30
Primaria	30	40

- **Capacidad de alumnos**

En las normas de edificios escolares del Ministerio de Educación se establecen áreas de 1.20 m²/alumno a 1.5 m²/alumno.

2.1.2. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un edificio escolar de nivel primario de 3 aulas, cocina y dirección. Para las dimensiones de las aulas se tomó en cuenta un área mínima de 1.20 m²/alumno. La estructura será de mampostería reforzada de block, cubierta de lámina de zinc y artesón de madera. En la cimentación se consideró utilizar cimiento corrido y zapatas aisladas.

2.1.2.1. Investigación preliminar

Esta investigación está basada en la realización de un diagnóstico del área de trabajo en la Aldea Santabal I, por medio de la Unidad de Ejercicio

Profesional Supervisado (EPS), lo cual permitió observar cuáles eran las necesidades de la población.

Entre las prioridades, la comunidad presentó la necesidad de un Edificio Escolar, pues en este lugar carecen de él, ya que imparten las clases en salones comunales en mal estado.

2.1.2.1.1. Reconocimiento del terreno

El terreno donde se proyecta construir el Edificio Escolar tiene topografía plana, libre de rellenos y fallas geotécnicas visibles, que pudieran afectar la estructura, el tipo de suelo es arcilloso. Se recomienda que la profundidad del cimiento sea de 80 cms. como mínimo.

2.1.2.1.2. Capacidad de alumnos

En las normas de edificios escolares elaboradas por el Ministerio de Educación se establecen áreas de 1.20 m²/alumno a 1.5 m²/alumno; pero por las características del terreno y la disponibilidad de recursos, se tomó el criterio de 1.20 m²/alumno. Para dimensionar las aulas se adoptó una capacidad de 33 alumnos por aula.

El espacio determinado por el alumno dentro del aula incluye el escritorio, circulación y el espacio del maestro.

2.1.2.1.3. Tipo de estructura a diseñar

Por tratarse de un edificio de un nivel, lo más recomendable es utilizar una estructura de mampostería reforzada de block, con una cubierta de lámina de zinc calibre 28, con artesón de madera, cimientó corrido y zapatas aisladas.

2.1.2.1.4. Distribución arquitectónica

a) Prediseño del edificio

El edificio a diseñar contará con cinco ambientes en total, tres aulas de 8.00 metros X 5.00 metros, una cocina de 2.00 metros X 5.00 metros y una Dirección de 2.80 metros X 3.60 metros, considerando 40 m² por aula.

El espesor de los muros será de 0.15 metros, las columnas principales de 0.20 X 0.20 metros, las columnas secundarias de 0.15 metros X 0.20 metros, las mochetas de .10 metros X 0.15 metros, las soleras de 0.20 metros de alto, el cimientó corrido de 0.40 metros de ancho y 0.20 metros de espesor, las zapatas de 0.50 X 0.50 metros y 0.20 metros de espesor. El techo será de dos aguas y una pendiente de 25%.

2.1.3. Distribución de cargas gravitacionales

a) Carga viva

La carga viva a aplicar será de 80 kg/m².

b) Carga muerta

Las cargas muertas son las que están integradas por el peso propio de los elementos que conforman la estructura, tales como la lámina, costaneras, tendales, muros, etc.

c) Carga de sismo

Para calcular la fuerza de sismo se utilizó el criterio del código de STANDFORD, el cual está basado en una descripción probabilística de datos de sismos ocurridos en la región.

2.1.4. Características del suelo

De la inspección física que se realizó del suelo, se estableció que este es homogéneo, conformado por estratos arcillosos por lo que se adoptó un valor soporte del suelo de 16,000 kg/m².

2.1.5. Diseño de techo

El techo de los ambientes está conformado por una cubierta de lámina de zinc, calibre 28, con artesón de madera, de dos aguas, con una pendiente de 25%.

Utilizando costaneras de sección 2"X3" y tendales de 3"X8", con madera de pino blanco, grado "A". Las costaneras tendrán una separación de 1.25 m, mientras que los tendales estarán separados a 1.25 m.

Datos de diseño

Tipo de madera	Pino blanco grado "A"
Peso propio de la madera	500 kg/m ³
Esfuerzo de flexión	102 kg/cm ²
Esfuerzo de compresión perpendicular	30 kg/cm ²
Módulo de elasticidad (E)	0.8E ⁵
Pendiente del techo	25%
Esfuerzo de corte permisible (Fv)	8.5 kg/cm ²
Separación entre costaneras	1.25 m.
Traslape de cubierta en sentido longitudinal	0.20 m.
Traslape de cubierta en sentido transversal	0.10 m.

2.1.5.1. Diseño de costaneras

Sección asumida de costaneras: 2"X3"

Carga:

Carga viva	= 80 kg/m ²
Peso de lámina + traslapes (6 + 2.5)	= 8.5 kg/m ²
Peso costanera	= 1.93 kg/m ²
Carga total:	<hr/> = 90.43kg/m ²

a) Carga total sobre costanera (P)

Carga en costaneras intermedias

$$P = (\text{Carga total})(\text{ancho tributario})$$

$$P = (90.43 \text{ kg/m}^2)(1.25 \text{ m}) = 113 \text{ kg/m carga total en costanera}$$

Carga en costanera punto 0m

$$P = (90.43 \text{ kg/m}^2)(0.90 \text{ m}/2 + .30 \text{ cm de pestaña}) = 57.59 \text{ kg/m}$$

Carga en costanera punto 0.90m

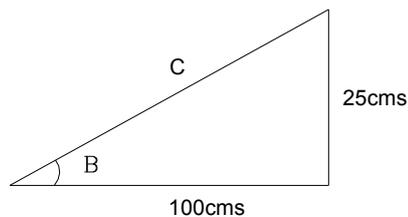
$$P = (90.43\text{kg/m}^2)(0.90\text{m}/2 + 1.25\text{m}/2) = 97.21 \text{ kg/m}$$

Carga en costanera punto 5.90m

$$P = (90.43 \text{ kg/m}^2)(1.25/2) = 56.52 \text{ kg/m}$$

Nota: el diseño de la costanera se hará con la más crítica, la que se encuentra en el punto 2.15m (Figura 4)

Figura 1. Diagrama para encontrar el ángulo de la pendiente



Sección asumida de costanera 2"X3"

Pendiente = 25%

$$c = \sqrt{a^2 + b^2}$$

Donde:

c = hipotenusa

a = lado adyacente al ángulo (100)

b = lado opuesto al ángulo (25)

$$\text{Tang}\beta = 25\text{cms}/100\text{cms}$$

$$\beta = \text{Tang}^{-1}(25\text{cms}/100\text{cms})$$

$$\beta = 14^\circ$$

2.1.5.1.1. Proyección horizontal (Cp)

a) Carga vertical (Cy):

$$C_y = (C_p)(\text{sen } \beta)$$

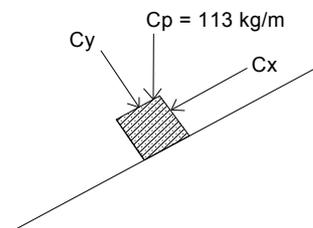
$$C_y = 113 \text{sen } 14^\circ = 27.33 \text{ kg/m}$$

b) Carga horizontal (Cx):

$$C_x = (C_p)(\text{cos } \beta)$$

$$C_x = 113 \text{cos } 14^\circ = 109.64 \text{ kg/m}$$

Figura 2. Diagrama de las componentes de la carga



2.1.5.1.2. Chequeo a corte

Se evalúa si las dimensiones adoptadas de la costanera soportan el corte, con la carga aplicada.

a) Cálculo de cortes

○ **Corte vertical (Cy)**

$$V_y = (C_y)(L)/2$$

Donde:

L = distancia entre constanera

$$V_y = (27.33 \text{ kg/m})(1.25 \text{ m})/2 = 17.08 \text{ kg}$$

○ **Corte horizontal (Cx)**

$$V_x = (C_x)(L)/2$$

$$V_x = (109.64 \text{ kg/m})(1.25 \text{ m})/2 = 68.52 \text{ kg}$$

b) Cálculo de momentos

○ **Momento vertical (My)**

$$M_y = (C_y)(L)^2/8$$

$$M_y = (27.33 \text{ kg/m})(1.25 \text{ m})^2/8 = 5.34 \text{ kg-m}$$

○ **Momento horizontal (Mx)**

$$M_x = (W_n)(L)^2/8$$

$$M_x = (109.64 \text{ kg/m})(1.25 \text{ m})^2/8 = 21.41 \text{ kg-m}$$

c) Esfuerzo de corte último

$$V_{yu} = 3/2(V_y/\text{Area})$$

Donde:

$$V_{yu} = \text{Esfuerzo cortante vertical (17.08 kg)}$$

Área = área de la sección de la costanera (7.62 cm)(5.08 cm)

$V_{nu} = 3/2(17.08 \text{ kg}/(5.08 \text{ cm})(7.62 \text{ cm}) = 0.66 \text{ kg/cm}^2$

$V_{xu} = 3/2(V_p/\text{área})$

Donde:

V_{xu} = Esfuerzo cortante horizontal (68.52 kg)

Área = área de la sección asumida de la costanera (7.62 cm)(5.08 cm)

$V_{xu} = 3/2(68.52 \text{ kg})/(7.62 \text{ cm})(5.08 \text{ cm}) = 2.65 \text{ kg/cm}^2$

$V_{yu} + V_{xu} < 8.5 \text{ kg/cm}^2$

$0.66 \text{ kg/cm}^2 + 2.65 \text{ kg/cm}^2 < 8.5 \text{ kg/cm}^2$

d) Chequeo

$3.31 \text{ kg/cm}^2 < 8.5 \text{ kg/cm}^2$

La sumatoria del corte normal y perpendicular es menor que el esfuerzo permisible (F_v) de la madera.

2.1.5.1.3. Chequeo a flexión

Se verifica si la costanera soporta el esfuerzo a flexión en el centro del tramo, con la carga distribuida.

F_b = Esfuerzo a flexión

F_{bp} = Esfuerzo a flexión permisible (102 kg/cm²)

S_n = Módulo de sección horizontal (1/6)(h²)(b))

S_p = Módulo de sección vertical (1/6)(b²)(h))

h = Altura de la costanera = 3"

b = Base de la costanera = 2"

Cumpliendo con:

$$F_b < F_{bp}$$

$$F_b = M_n/S_n + M_p/S_p$$

a) Módulo de sección vertical

$$S_p = 1/6(7.62 \text{ cm})(5.08 \text{ cm})^2 = 32.77 \text{ cm}^3$$

b) Módulo de sección horizontal

$$S_n = 1/6(5.08 \text{ cm})(7.62 \text{ cm})^2 = 49.16 \text{ cm}^3$$

c) Esfuerzo a flexión

$$F_b = (534 \text{ kg-cm})/(32.77 \text{ cm}^3) + (2,141 \text{ kg-cm})/(49.16 \text{ cm}^3) = 59.85 \text{ kg/cm}^2$$

d) Chequeo

$$59.85 \text{ kg/cm}^2 < 102 \text{ kg/cm}^2$$

Se comprueba que la costanera soporta el esfuerzo a flexión.

2.1.5.1.4. Chequeo por deflexión (D)

Se verifica si la sección de la costanera soporta la deflexión en el centro del tramo, con una carga distribuida.

a) Inercia

$$I = 1/12(b)(h)^3$$

$$I_y = 1/12(7.62 \text{ cm.})(5.08 \text{ cm.})^3 = 83.25 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 1/12(5.08 \text{ cm.})(7.62 \text{ cm.})^3 = 187.30 \text{ cm}^4$$

d) Deflexión vertical

$$D_y = 5/384((C_y)(L^4))/(E)(I_y)$$

$$D_y = 5/384((27.33 \text{ kg})(125 \text{ cm.})^4)/(0.8E^5 \text{ kg/cm}^2)(83.25\text{cm}^4)(100) = 0.13 \text{ cm}$$

e) Deflexión horizontal

$$D_x = 5/384((C_x)(L^4))/(E)(I_x)$$

$$D_x = 5/384((109.64 \text{ kg})(125 \text{ cm})^4)/(0.8E^5 \text{ kg/cm}^2)(187.30 \text{ cm}^4)(100)$$

$$D_x = 0.23 \text{ cm}$$

f) Deflexión

$$D = \sqrt{(D_y)^2 + (D_x)^2}$$

$$D = \sqrt{(0.13 \text{ cm.})^2 + (0.23 \text{ cm.})^2} = 0.26 \text{ cm}$$

g) Deflexión máxima

$$D_{\text{máx}} = L/200$$

$$D_{\text{máx}} = (125 \text{ cm.})/(200) = 0.625 \text{ cm}$$

h) Chequeo

$$D < D_{\text{máx}}$$

$$0.26 \text{ cm.} < 0.625 \text{ cm}$$

La sección asumida de la costanera es la correcta, porque soporta corte, flexión y deflexión.

2.1.5.2. Diseño de tendal

Es el elemento encargado de soportar el peso de la cubierta, costaneras y el peso propio, trasmitiéndolos hacia los muros. Se asume una sección de 3"X8" (7.62 cm. X 20.32 cm.).

a) Integración de cargas

Carga de costaneras sobre tendales (P_c):

$$P_c = PL$$

Donde:

P_c = Peso de costanera

P = Carga sobre costanera

L = ancho tributario entre tendales

Costaneras intermedias

$$P_c = (113 \text{ kg/m})(1.25 \text{ m}) = 141 \text{ kg}$$

Costaneras en el punto 0m

$$P_c = (57.59 \text{ kg/m})(1.25 \text{ m}) = 72 \text{ kg}$$

Costanera en el punto 0.90m

$$P_c = 97.21 \text{ kg/m}(1.25 \text{ m}) = 122 \text{ kg}$$

Costanera en el punto 5.90m

$$P_c = (56.52 \text{ kg/m})(1.25 \text{ m}) = 71 \text{ kg}$$

Peso propio del tendal (W):

$$W = (b)(h)(P_{\text{madera}})$$

$$W = (0.0762 \text{ m})(0.2032 \text{ m})(500 \text{ kg/m}^3) = 7.74 \text{ kg/m}$$

2.1.5.2.1. Proyección horizontal

$$P_h = W/\cos\beta$$

$$P_h = 7.74 \text{ kg}/\cos 14^\circ = 8.00 \text{ kg/m}$$

Figura 3. Diagrama para calcular la proyección horizontal

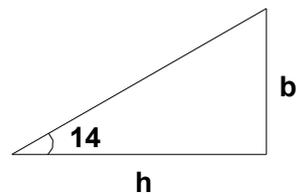
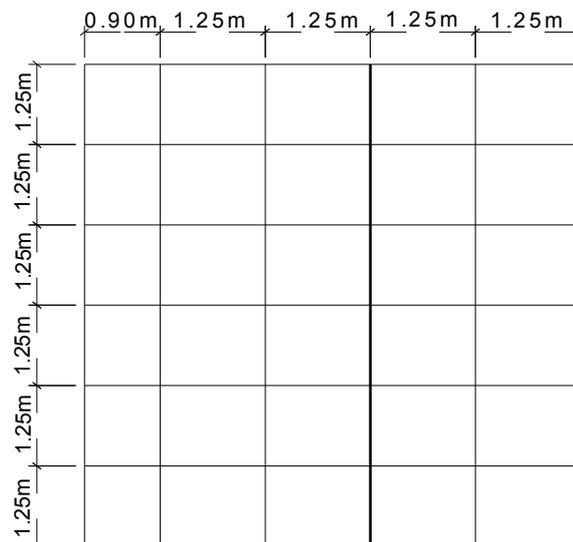


Figura 4. Separación entre costaneras y tendales



2.1.5.2.2. Cálculo de reacciones cortas y momentos

a) Reacciones

$$\begin{aligned} \sum M_{5.90m} &= 0, \text{ positivo hacia la derecha} \\ -141\text{kg}(1.25\text{m}) - 141\text{kg}(2.50\text{m}) - 141\text{kg}(3.75\text{m}) - 122\text{kg}(5.00\text{m}) - \\ &72\text{kg}(5.90\text{m}) - (8.00\text{kg/m} \times 5.90\text{m})(5.90\text{m}/2) + 5.00\text{m}R_{0.90m} = 0 \\ R_{0.90m} &= 446.31\text{kg} \end{aligned}$$

$\Sigma F_v = 0$, positivo hacia arriba

$$-72-122-141\text{kg}(3 \text{ reacciones})-71+446.31\text{kg}+R_{5.90\text{m}}-(8.00\text{kg/m} \times 5.90\text{m})=0$$

$$R_{5.90\text{m}} = 288.89 \text{ kg}$$

b) Cortes

$$V_{0\text{m}} = -72\text{kg}$$

$$V_{0\text{m}-0.90\text{m}} = -72\text{kg} - (8.00\text{kg/m} \times 0.90\text{m}) = -79.20\text{kg}$$

$$V_{0.90\text{m}} = -79.20\text{kg} - 122\text{kg} - 446.31\text{kg} = 245.11\text{kg}$$

$$V_{0.90\text{m}-2.15\text{m}} = 245.11\text{kg} - (8.00\text{kg/m} \times 1.25\text{m}) = 235.11\text{kg}$$

$$V_{2.15\text{m}} = 235.11\text{kg} - 141\text{kg} = 94.11\text{kg}$$

$$V_{2.15\text{m}-3.40\text{m}} = 94.11\text{kg} - (8.00\text{kg/m} \times 1.25\text{m}) = 84.11\text{kg}$$

$$V_{3.40\text{m}} = 84.11\text{kg} - 141\text{kg} = -56.89\text{kg}$$

$$V_{3.40\text{m}-4.56\text{m}} = -56.89\text{kg} - (8.00\text{kg/m} \times 1.25\text{m}) = -66.89\text{kg}$$

$$V_{4.56\text{m}} = -66.89\text{kg} - 141\text{kg} = -207.89\text{kg}$$

$$V_{4.56\text{m}-5.90\text{m}} = -207.89\text{kg} - (1.25\text{m} \times 8.00\text{kg/m}) = -217.89\text{kg}$$

$$V_{5.90\text{m}} = -217.89\text{kg} + 288.89\text{kg} - 71\text{kg} = 0$$

c) Momentos

$$M_{0\text{m}} = 0$$

$$M_{0\text{m}-0.90\text{m}} = -(72\text{kg} \times 0.90\text{m}) - (7.20\text{kg} \times 0.90\text{m} \times \frac{1}{2}) = -68.04\text{kg-m}$$

$$M_{0.90\text{m}-2.15\text{m}} = -68.04\text{kg-m} + (10\text{kg} \times 1.25\text{m} \times \frac{1}{2}) +$$

$$(235.11\text{kg} \times 1.25\text{m}) = 232.10\text{kg-m}$$

$$M_{2.15\text{m}-3.40\text{m}} = 232.10\text{kg} + (10\text{kg} \times 1.25\text{m} \times \frac{1}{2}) + (84.11\text{kg} \times 1.25\text{m})$$

$$= 346.49\text{kg-m}$$

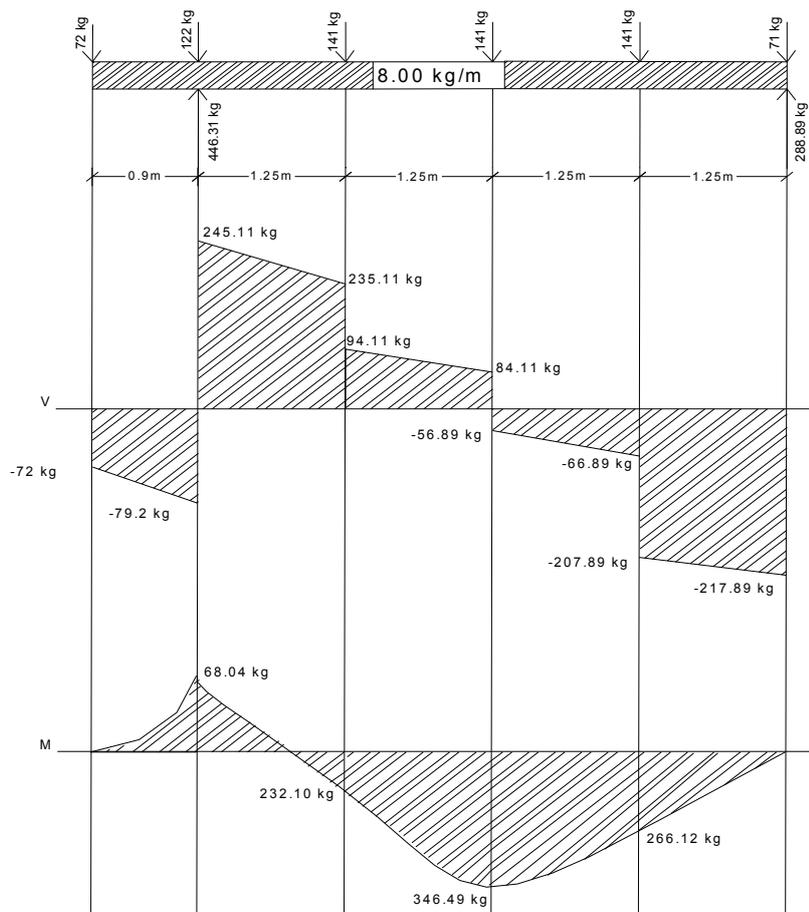
$$M_{3.40\text{m}-4.65\text{m}} = 346.49\text{kg} - (56.89\text{kg} \times 1.25\text{m}) - (10\text{kg} \times 1.25\text{m} \times \frac{1}{2}) =$$

$$266.125\text{kg-m}$$

$$M_{4.65m-5.90m} = 266.125 \text{ kg} - (207.89 \text{ kg} \times 1.25 \text{ m}) - (10 \text{ kg} \times 1.25 \text{ m} \times \frac{1}{2})$$

$$= 0$$

Figura 5. Diagrama de corte y momento de los tendales



2.1.5.2.3. Chequeo a corte (Fv)

Se verifica si las dimensiones asumidas del tendal soportan el esfuerzo a corte.

$$F_v = \frac{3}{2}(V_{\text{máx}})/(\text{área})$$

$$F_v = \frac{3}{2}(245.11 \text{ kg})/(7.62 \text{ cm.})(20.32 \text{ cm.}) = 2.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v < F_p$$

$2.37 \text{ kg/cm}^2 < 8.5 \text{ kg/cm}^2$ El esfuerzo a corte actuante es menor que el esfuerzo permisible (F_p) de la madera, lo que indica que la sección del tendal soporta el esfuerzo a corte actuante.

2.1.5.2.4. Chequeo a flexión (F_b)

$$S = 1/6bh^2$$

$$S = 1/6(7.62 \text{ cm.})(20.32 \text{ cm.})^2 = 524.38 \text{ cm}^3$$

$$F_b = M/S$$

$$F_b = (346.49 \text{ kg-m})(100 \text{ cm.})/524.38 \text{ cm}^3 = 66.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b < F_{b\text{permisible}}$$

$$66.08 \text{ kg/cm}^2 < 102 \text{ kg/cm}^2$$

Se concluye que la sección asumida soporta los esfuerzos a flexión.

2.1.5.2.5. Chequeo por deflexión (D)

$$D_{\text{permisible}} = L/200$$

$$D_{\text{permisible}} = (5.9\text{m})(100 \text{ cm.})/200 = 2.95 \text{ cm}$$

$$W = 8M/L^2$$

$$W = 8(346.49 \text{ kg-m})/(5.90)^2 = 79.62 \text{ kg/m}$$

$$I = 1/12bh^3$$

$$I = 1/12(7.62 \text{ cm})(20.32 \text{ cm})^3 = 5327.76 \text{ cm}^4$$

$$D = 5/384(WL^4)/EI$$

$$D = 5/384((79.62 \text{ kg/m})(590 \text{ cm.})^4)/(100 \text{ cm.})(0.8E^5 \text{ kg/cm}^2)(5327.76 \text{ cm}^4)$$

$$D = 2.95 \text{ cm}$$

$$D < D_{\text{permisible}}$$

$$2.94 \text{ cm.} < 2.95 \text{ cm}$$

La deflexión se encuentra dentro de los límites permisibles, por lo que la sección asumida soporta el esfuerzo a deflexión.

2.1.5.3. Diseño de pernos

El corte máximo en el tendal es de 257.45 kg, perpendicular a la fibra.

Diámetro del perno = 3/8"

Resistencia del perno (Rp):

$R_p = (\text{longitud})(\text{diámetro})(\text{esfuerzo})$

Diámetro = 3/8" = 0.9525 cms

Longitud = 4 1/2" = 11.43 cms

KB = Esfuerzo admisible que resisten los pernos

B = Esfuerzo básico (17.50 kg/cm²)

K = Corrección por esfuerzo perpendicular (1.95)

$F = (1.95)(17.5 \text{ kg/cm}^2) = 34.13 \text{ kg/cm}^2$

$R_p = (11.43 \text{ cm})(0.9525 \text{ cm})(34.13 \text{ kg/cm}^2) = 371.58 \text{ kg}$

Número de pernos (N):

$N = \text{Corte max}/R_p$

$N = 257.45 \text{ kg} / 371.98 \text{ kg} = 0.69$

$N \approx 1$

Por criterio se utilizarán ocho pernos para darle una mayor seguridad al empalme.

2.1.5.4. Diseño de viga del corredor

2.1.5.4.1 Cálculo de reacciones cortas y momentos

a) Integración de cargas

Carga de tendales sobre viga de corredor (P_c):

$$P_d = PL$$

Donde:

P_{d1} = Peso de costanera

P_{d2} = Peso de tendal

P = Carga sobre tendal

L = ancho tributario entre viga de carga

Peso tendal intermedio

$$P_{d1} = (141 \text{ kg/m})(1.40 \text{ m}) + (141 \text{ kg/m} \cdot 0.15) = 218.55 \text{ kg}$$

$$P_{d2} = (8.00 \text{ kg/m})(1.40 \text{ m}) + (8.00 \text{ kg/m} \cdot 0.15) = 12.40 \text{ kg}$$

$$\text{Peso total sobre la viga} = 230.96 \text{ kg}$$

Peso propio de la viga

$$W_{\text{viga}} = (0.1016 \text{ m})(0.2032 \text{ m})(500 \text{ kg/m}^3) = 10.32 \text{ kg/m}$$

a) Reacciones

$$R1 = R2$$

$\Sigma M = 0$, positivo hacia la derecha

$$230.96\text{kg}(1.045\text{m}) + 230.96\text{kg}(2.295\text{m}) - 3.34\text{m}R2 + (10.32 \times 3.34\text{m} \times 3.34/2)$$

$$R = 248.19\text{kg}$$

c) Cortes

$$V0\text{m} = 248.19\text{kg}$$

$$V0\text{m}-1.045\text{m} = 248.19\text{kg} - (1.045\text{m} \times 10.32\text{kg/m}) = 237.41\text{kg}$$

$$V1.045\text{m} = 237.41\text{kg} - 230.96\text{kg} = 6.45\text{kg}$$

$$V1.045\text{m}-2.295\text{m} = 6.45\text{kg} - (1.25\text{m} \times 10.32\text{kg/m}) = -6.45\text{kg}$$

$$V2.295\text{m} = -6.45\text{kg} - 230.96\text{kg} = -237.41\text{kg}$$

$$V2.295\text{m}-3.34\text{m} = -237.41\text{kg} - (10.32\text{kg/m} \times 1.045\text{m}) = -248.19\text{kg}$$

$$V3.54\text{m} = -248.19\text{kg} + 248.19\text{kg} = 0$$

d) Momentos

$$M0\text{m} = 0$$

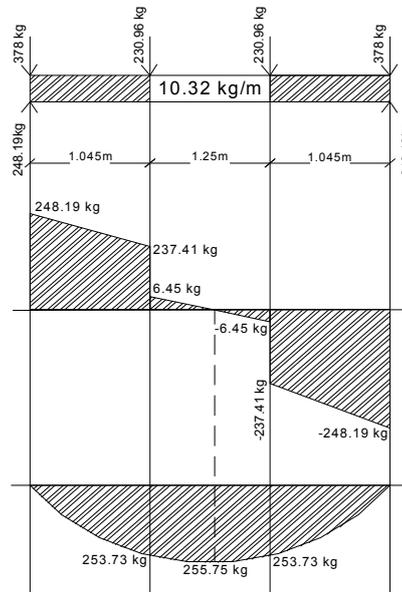
$$M0\text{m}-1.045\text{m} = (237.41\text{kg} \times 1.045\text{m}) + (10.78\text{kg} \times 1.045\text{m} \times \frac{1}{2}) = 253.73\text{kg-m}$$

$$M1.045\text{m}-1.67\text{m} = 253.73\text{kg-m} + (6.45\text{kg} \times 0.625\text{m} \times \frac{1}{2}) = 255.75\text{kg-m}$$

$$M1.67\text{m}-2.295\text{m} = 255.75\text{kg-m} - (6.45\text{kg} \times 0.625\text{m} \times \frac{1}{2}) = 253.73\text{kg-m}$$

$$M2.36\text{m}-3.54\text{m} = 253.73\text{kg-m} - (237.41\text{kg} \times 1.045\text{m}) - (10.78\text{kg} \times 1.045\text{m} \times \frac{1}{2}) \\ = 0\text{kg}$$

Figura 6. Diagrama de corte y momento de viga corredor



2.1.5.4.2. Chequeo a corte (Fv)

$$F_v = 3/2(V_{\text{máx}})/\text{área}$$

$$F_v = 3/2(248.19 \text{ kg})/(10.16 \text{ cm})(20.32 \text{ cm}) = 1.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v < F_{\text{permisible}}$$

$$1.80 \text{ kg/cm}^2 < 8.5 \text{ kg/cm}^2$$

La sección de la viga soporta el esfuerzo a corte producida por la carga aplicada.

2.1.5.4.3. Chequeo a flexión (Fb)

$$S = 1/6bh^2$$

$$S = 1/6(10.61 \text{ cm})(20.32 \text{ cm})^2 = 699.18 \text{ cm}^3$$

$$F_b = M/S$$

$$F_b = (255.75 \text{ kg-m})(100 \text{ cm.})/699.18 \text{ cm}^2 = 36.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b < F_{b\text{permisible}}$$

$$36.58 \text{ kg/cm}^2 < 102 \text{ gk/cm}^2$$

La viga soporta el esfuerzo a flexión.

2.1.5.4.4. Chequeo por deflexión (D)

$$D_{\text{permisible}} = L/200$$

$$D_{\text{permisible}} = (3.34 \text{ m})(100 \text{ cm})/200 = 1.67 \text{ cm}$$

$$W = 8M/L^2$$

$$W = 8(255.75 \text{ kg-m})/(3.34)^2 = 183.41 \text{ kg/m}$$

$$I = 1/12bh^3$$

$$I = 1/12(10.16 \text{ cm.})(20.32 \text{ cm.})^3 = 7103.68 \text{ cm}^4$$

$$D = 5/384(WL^4)/EI$$

$$D = 5/384((183.41 \text{ kg/m})(334\text{cm})^4)/(0.8E^5)(7103.68 \text{ cm}^4)(100 \text{ cm})$$

$$D = 0.52 \text{ cm}$$

$$D < D_{\text{permisible}}$$

$$0.52 \text{ cm} < 1.67 \text{ cm}$$

La viga chequea por deflexión.

2.1.5.5. Diseño de columnas de pasillo

Longitud libre: 2.80 m. (apoyo – base concreto)

Sección 0.20 m. X 0.20 m

asumida:

D: 0.175 m. (por recubrimiento)

a) Tipo de columna

Datos:

K = Factor de pandeo de la columna

Lu = Longitud libre entre apoyos

r = Radio de giro

$r = 0.3b$ Para secciones rectangulares

$$r = 0.3(0.20 \text{ m}) = 0.06 \text{ m}$$

$$K = 0.702\sqrt{(E/carga)}$$

Carga sobre columna

La columna soporta el peso de tres tendales + el de la viga

$$Ct = 230.96 \text{ kg}(3) + (10.32\text{kg/m} \cdot 3.34\text{m}) = 727.35 \text{ kg}$$

$$K = 0.702\sqrt{((0.8E^5)/(727.35 \text{ kg}))} = 7.36$$

$$K < Lu/d$$

$$7.36 < (2.80 \text{ m.})/(0.175 \text{ m.})$$

$$7.36 < 16.00 \quad \text{Se concluye que es una columna corta.}$$

b) Diseño de columna

$$P/A = (0.329EA)/(L/d)^2$$

$$L/d = 2.80\text{m}/0.175\text{m} = 16.00 \quad L/d < 20$$

$$P = (0.329)(0.8E^5)(17.5)^2/(16)^2 = 31,486.32 \text{ kg}$$

La sección asumida es la correcta, ya que soporta 31,486.32 kg, y está trabajando con 727.35 kg.

2.1.6. Diseño de muros

Se seleccionará un módulo tipo de dos aulas por ser los ambientes más críticos, para dimensionar las bases y alturas de los muros.

a) Integración de cargas

- **Peso estimado de la estructura**

Para calcular el peso de la estructura deben de utilizarse los planos respectivos que se encuentran en el Apéndice 1.

- **Techo** = carga de costaneras + carga de tendales + cubierta.

$W_{\text{costanera}} = (\text{área} \times \text{peso esp. de madera} \times \text{largo} \times \text{cantidad de unidades})$

$W_{\text{tendales}} = (\text{área} \times \text{peso esp. de madera} \times \text{largo} \times \text{cantidad de unidades})$

$W_{\text{cubierta}} = (\text{Peso de lamina} \times \text{área de cada lamina} \times \text{cantidad de unidades})$

$W_{\text{costaneras}} = (0.0762\text{m} \times 0.1016\text{m} \times 500\text{kg/m}^3 \times 16\text{m} \times 8\text{unidades}) = 494.18 \text{ kg}$

$W_{\text{Tendales}} = (0.0762\text{m} \times 0.2032\text{m} \times 500\text{kg/m}^2 \times 7.50\text{m} \times 13\text{unidades}) = 754.84\text{kg}$

$W_{\text{cubierta}} = (8.5\text{kg/m}^2 \times 3\text{m} \times 0.70\text{m} \times 69 \text{unidades}) = 1,231.68\text{kg}$

$W_{\text{techo}} = 494.18\text{kg} + 754.84 \text{ kg} + 1,231.68\text{kg} = 2,480.70$

- **Muros**

Peso de dos muros longitudinales y tres transversales, sin tomar en cuenta las ventanas, columnas y soleras.

Muros longitudinales

Área de muros = 37.76 m²

Muros transversales

Área de muros = 34.56 m².

Un metro cuadrado, contiene 13 blocks y cada blocks pesa 10 kg

$W_{\text{muros}} = (72.32 \text{ m}^2)(13 \text{ block/m}^2)(10 \text{ kg/block}) = 9,401.60 \text{ kg}$

o Columnas

Columna tipo "A":

$(0.2 \text{ m})(0.2 \text{ m})(3.60 \text{ m})(2400 \text{ kg/m}^3)(3) = 1,036.80 \text{ kg}$

$(0.2 \text{ m})(0.2 \text{ m})(2.60 \text{ m})(2400 \text{ kg/m}^3)(3) = 748.80 \text{ kg}$

$(0.20 \text{ m})(0.20 \text{ m})(3.10 \text{ m})(2400 \text{ kg/m}^3)(3) = 892.80 \text{ kg}$

Columna tipo "B":

$(0.20 \text{ m})(0.15 \text{ m})(3.6 \text{ m})(2400 \text{ kg/m}^3)(6) = 1,555.20 \text{ kg}$

$(0.20 \text{ m})(0.10 \text{ m})(2.6 \text{ m})(2400 \text{ kg/m}^3)(6) = 1,123.20 \text{ kg}$

Columna tipo "C"

$(0.15 \text{ m})(0.10 \text{ m})(3.60 \text{ m})(1400 \text{ kg/m}^3)(2) = 252.20 \text{ kg}$

$W_{\text{total de columnas}} = 5,609 \text{ kg}$

o Soleras

$W_{\text{soleras}} = (78 \text{ ml})(0.15 \text{ m})(0.20 \text{ m})(2400 \text{ kg/m}^3) = 5,616 \text{ kg}$

$\text{Peso total} = 2,480.70 \text{ kg} + 9,401.60 \text{ kg} + 5,609 \text{ kg} + 5,616 \text{ kg} = 22,107.30 \text{ kg}$

- **Corte basal**

Se considera un 10% del peso total de la estructura.

$$\text{Corte basal} = (23,107.30 \text{ kg})(0.10)$$

$$\text{Corte basal} = 2,310.73 \text{ kg}$$

- **Refuerzo**

Los muros de mampostería reforzada se diseñaran con refuerzo mínimo de acuerdo con las normas del Instituto de Fomento de Hipotecas Aseguradas (FHA), las que recomiendan ubicar columnas principales con 4 varillas No. 3, estribos No. 2 @ 0.20 m, al centro de la luz. Para marcos de puertas y ventanas se recomiendan columnas intermedias.

$$A_{sv} = A_{smín \text{ vertical}} = 0.0007dt$$

$$A_{sh} = A_{smín \text{ horizontal}} = 0.0013dt$$

$$A_{st} = A_{smín \text{ total}} = 0.002dt$$

Donde:

d = longitud del muro

t = espesor del muro

Para el diseño, se tomarán los muros más críticos en altura y longitud, porque son los afectados por la flexión y corte.

2.1.6.1. **Diseño de muros (7,8,9)**

a) **Diseño a flexión**

$$A_{sv \text{ vertical}} = 0.0007(500 \text{ cm})(15 \text{ cm}) = 5.25 \text{ cm}^2$$

Usando varillas No. 3 (0.71 cm^2) tenemos

Número de varillas = $5.25 \text{ cm}^2 / 0.71 \text{ cm}^2 = 7.39$ varillas ≈ 8 varillas a lo largo del muro

Por ser un muro de 5.00 m, de longitud, se usarán tres columnas con 4 varillas No. 3 y estribos No. 2 @ 0.20 m, proporcionando un área de acero de 8.52 cm^2 a lo largo del muro, cubriendo de esta manera el área de acero requerida (5.25 cm^2).

b) Diseño a corte

As horizontal = $0.0013dt$

As horizontal = $0.0013(500 \text{ cm})(15 \text{ cm}) = 8.45 \text{ cm}^2$

Usando varillas No. 3 (0.71 cm^2) tenemos

Número de varillas = $8.45 \text{ cm}^2 / 0.71 \text{ cm}^2 = 11.90$ varillas ≈ 12 varillas

La estructura consta de 4 soleras, con 4 varillas No. 3 cada una. Se utilizarán eslabones No. 2 @ 0.20m. Con ellas se completa el refuerzo horizontal.

2.1.6.2. Diseño de muros longitudinales, eje No. 1 (Para el diseño se utilizó un muro ya que todos tienen las mismas dimensiones)

a) Diseño a flexión

As vertical = $0.0007(200 \text{ cm})(15 \text{ cm}) = 2.10 \text{ cm}^2$

Número de varillas = $2.10 \text{ cm}^2 / 0.71 \text{ cm}^2 = 2.95$ varillas ≈ 3 varillas

Por ser un muro de 2.00 m, de longitud, se usarán dos columnas con 4 varillas No. 3 y estribos No. 2 @ 0.20 m, proporcionando un área de acero de

5.68 cm² a lo largo del muro, cubriendo de esta manera el área de acero requerida (2.10 cm²).

b) Diseño a corte

As horizontal = 0.0013dt

As horizontal = 0.0013(200 cm)(15 cm) = 3.90 cm²

Número de varillas = 3.90 cm²/0.71 cm² = 5.49 varillas ≈ 6 varillas

Se utilizarán 3 soleras, cada una tendrá 4 varillas No. 3 con estribos No. 2 @ 0.20m, con un área de acero de 8.52 cm², cubriendo de esta manera el área de acero requerida (3.90 cm²).

2.1.6.3. Diseño de muros longitudinales, eje No.2 (Para el diseño se utilizó el muro más crítico)

a) Diseño a flexión

As vertical = 0.0007dt

As vertical = 0.0007(180 cm)(15 cm) = 1.89 cm²

Número de varillas = 1.89cm²/0.71 cm² = 2.66 varillas ≈ 3 varillas

Por ser un muro de 1.80 m, de longitud, se usarán dos columnas con 4 varillas No. 3 y estribos No. 2 @ 0.20 m, proporcionando un área de acero de 5.68 cm² a lo largo del muro, cubriendo de esta manera el área de acero requerida (1.89 cm²).

b) Diseño a corte

As horizontal = $0.0013dt$

As horizontal = $0.0013(180 \text{ cm})(15 \text{ cm}) = 3.51 \text{ cm}^2$

Número de varillas = $3.51 \text{ cm}^2 / 0.71 \text{ cm}^2 = 4.94 \text{ varillas} \approx 5 \text{ varillas}$

Se utilizarán 3 soleras, cada una tendrá 4 varillas No. 3 y estribos No. 2 @ 0.20m, con un área de acero de 8.52 cm^2 . Cubriendo de esta manera el área de acero requerida (3.51 cm^2).

- **Diseño general**
- **Refuerzo a flexión**

Los muros contarán de columnas con 4 varillas No. 3 y con estribos No. 2 @ 0.20 m.

- **Refuerzo a corte**

En el refuerzo a corte se utilizará 4 y 3 soleras según la altura del muro (ver planos en el apéndice 1), con 4 varillas No. 3, y estribos No. 2 @ 0.20 m. Las puertas llevarán sillar de dos varillas No. 3 y con eslabones No. 2 @ 0.20 m.

2.1.7. Diseño de cimiento

El cimiento será de tipo corrido rectangular, el cual regularmente se utiliza en muros de carga.

a) Integración de cargas

Se utilizará el muro intermedio entre las aulas y el corredor, por ser el más crítico de todos. Se determinó que el peso de la estructura es de 23,107.30 kg, contribuyendo la mitad al muro del eje 2. (11,553.65 kg.).

$$W_{muerta} = 11,553.65 \text{ kg}/16 \text{ m.} = 722.10 \text{ kg/m}$$

$$W_{viva} = 80 \text{ kg/m}$$

$$W_{total} = 1.4(W_{muerta}) + 1.7(W_{viva})$$

$$W_{total} = 1.4(722.10 \text{ kg/m}) + 1.7(80 \text{ kg/m}) = 1,146.94 \text{ kg/m}$$

b) Determinación del ancho

b = Ancho del cimiento

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

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

$$F_s = 16,000 \text{ kg/m}^2$$

$$F_s = P/A ; \quad A = P/F_s, \quad A = bl$$

Donde:

$$b = P/F_s$$

$$b = (1,146.94 \text{ kg/m})/(16,000 \text{ kg/m}^2) = 0.071 \text{ m}$$

Para efectos de diseño se asumirá un ancho de cimiento de 0.40 m, un peralte de 0.13 m y recubrimiento de 0.07 m.

2.1.7.1. Chequeo a corte simple

Con los datos asumidos en el párrafo anterior, se verifica si el corte actuante es menor que el corte resistente, los datos están correctos.

$$V_r = (0.85)(0.53)(\sqrt{f'c})$$

$$V_r = (0.85)(0.53)(\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}) = 6.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_a = P/A \quad (\text{Corte actuante})$$

$$V_a = (1,146.94 \text{ kg})/(40 \text{ cm})(13 \text{ cm}) = 2.20 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_a < V_r$$

$$2.20 \text{ kg/cm}^2 < 6.53 \text{ kg/cm}^2$$

Como el corte actuante es menor que el corte resistente, los datos asumidos son los correctos.

2.1.7.2. Chequeo a flexión

Se asumirá la sección del cimiento corrido de 0.40 m de base y 0.13 m de peralte con 0.07 m de recubrimiento.

$$W = P/b$$

Donde:

P = peso del muro intermedio

b = Base del cimiento

$$W = (1,146.94 \text{ kg})/(0.4 \text{ m}) = 2,864.35 \text{ kg/m}$$

$$M = WL^2/2$$

$$M = (2,864.35 \text{ kg/m})(0.125 \text{ m})^2/2 = 22.38 \text{ kg-m}$$

a) Refuerzo

$$M_u = 22.38 \text{ kg-m}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$d = 13 \text{ cm}$$

$$A_s = (bd - \sqrt{(bd)^2 - (M_u)b}) / (0.003825)(f'c)0.85f'c/f_y$$

$$A_s = ((40)(13) - \sqrt{((40)(13))^2 - (22.38)(40)}) / (0.003825)(210) = 0.85(210) / (2810)$$

$$A_s = 0.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.40(14.1/2810) * 40 * 13 = 1.04$$

$$A_s < A_{s\text{mín}}$$

Como el área de acero mínima es mayor que el área de acero requerida, se utilizará el acero mínimo.

$$\text{Número de varillas} = (1.04 \text{ cm}^2) / (0.71 \text{ cm}^2) = 1.46 \text{ cm}^2 \approx 2 \text{ varillas No. 3}$$

Por seguridad se usarán 3 varillas No. 3, con eslabones No. 2 @ 0.20 m.

Figura 7. Detalle de cimiento corrido



2.1.8. Diseño de zapatas

Se diseñarán las zapatas, tomando como columna crítica las que se localizan en el corredor, con una sección de 0.20m*0.20m*3.44m

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

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

$$\mu = \text{Capacidad de carga permisible de terreno (16,000 kg/m}^2)$$

a) Integración de la carga de la columna crítica (en el corredor)

longitud del corredor = 16 m.

Peso de la lámina = $(1.45\text{m} \cdot 16\text{m}) \cdot 8.5\text{kg}/\text{m}^2 = 197.2 \text{ kg}$

Peso de la costanera = $0.0508\text{m} \cdot 0.0762\text{m} \cdot 16\text{m} \cdot 500\text{kg}/\text{m}^3 \cdot 2\text{uni.} = 61.93 \text{ kg}$

Peso de los tendales = $0.0762\text{m} \cdot 0.2032\text{m} \cdot 1.45\text{m} \cdot 500\text{kg}/\text{m}^3 \cdot 13\text{uni.} = 145.93 \text{ kg}$

Peso de la viga = $0.1016\text{m} \cdot 0.2032\text{m} \cdot 500\text{kg}/\text{m}^3 \cdot 16\text{m} = 165.16\text{kg}$

Total peso de la cubierta = 570.22 kg

Columnas del corredor = 6 unidades

Peso sobre cada columna = $570.22\text{kg}/6\text{uni} = 95.04\text{kg}/\text{uni}$

Peso de cada columna = $0.20\text{m} \cdot 0.20\text{m} \cdot 3.44\text{m} \cdot 2400\text{kg}/\text{m}^3 = 330.24 \text{ kg}$

Peso total sobre la zapata = $95.04\text{kg} + 330.24\text{kg} = 425.28 \text{ kg}$

Se asumen zapatas con las siguientes dimensiones: $0.5 \text{ m} \times 0.5 \text{ m} \times 0.20 \text{ m}$.

$W_{\text{zapata}} = (0.5 \text{ m})(0.5 \text{ m})(0.20 \text{ m})(2400 \text{ kg}/\text{cm}^3) = 120 \text{ kg}$

$W_{\text{total}} = W_{\text{zapata}} + W_{\text{sobre zapata}}$

$W_{\text{total}} = 120\text{kg} + 425.28\text{kg} = 545.28 \text{ kg}$

2.1.8.1. Área de zapata requerida

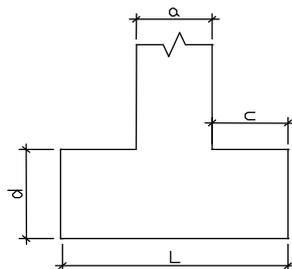
$$A = P/\mu$$

$$A = (545.28 \text{ kg})/(16000 \text{ kg}/\text{m}^2) = 0.034 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{propuesta}} = (0.5 \text{ m})(0.5 \text{ m}) = 0.25 \text{ m}^2$$

$0.034 \text{ m}^2 < 0.25 \text{ m}^2$ El área propuesta es mayor que la calculada, por lo que las dimensiones asumidas están correctas.

Figura 8. Nomenclatura de la zapata



2.1.8.2. Presión del suelo

$$Q = P/Az$$

Donde:

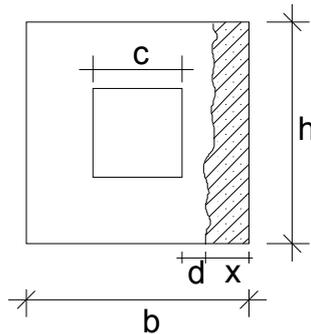
P = Peso de la columna crítica

Az = Área de la zapata

$$Q = (545.28 \text{ kg})/(0.25 \text{ m}) = 2,181.12 \text{ kg/m}^2$$

2.1.8.3. Chequeo a corte simple

Figura 9. Área de chequeo de corte simple



$$V_r = (0.85)(0.53)bd(\sqrt{f'c})$$

$$V_{ac} = xhQ$$

Donde:

X = Distancia de chequeo de corte simple

h = base de la zapata

Q = Presión del suelo

$$d = 13 \text{ cm}$$

$$x = b/2 - c/2 - d$$

$$x = 50/2 - 20/2 - 13$$

$$x = 2 \text{ cms}$$

$$V_r = (0.85)(0.53)(\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2})(50\text{cm})(13\text{cm}) = 4,243.44 \text{ kg}$$

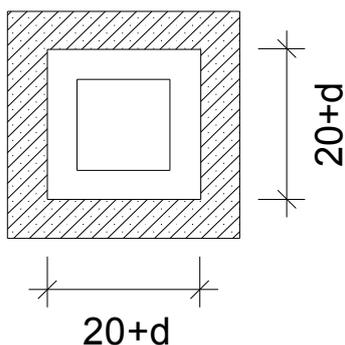
$$V_{ac} = (0.02 \text{ m})(0.5\text{m})(2,181.12 \text{ kg/m}^2) = 21.81 \text{ kg}$$

$$4,243.44 \text{ kg} > 21.81 \text{ kg}$$

Las dimensiones de la zapata cumplen el chequeo por corte simple

2.1.8.4. Chequeo a corte punzonante

Figura 10. Área de chequeo de punzonamiento



$$V_r = (0.85)(0.53)(\sqrt{f'c})(b_o)(d)$$

Donde:

b_o = Perímetro sección crítica de punzonamiento

$$b_o = 4(20 + d)$$

$$b_o = 4(20+13) = 132$$

$$V_r = (0.85)(0.53)(\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2})(132)(13) = 11,202.67 \text{ kg}$$

$$V_a = ((0.5 \text{ m})(0.5 \text{ m}) - (0.33 \text{ m})(0.33 \text{ m}))(2,181.12 \text{ kg}) = 307.76 \text{ kg}$$

$$V_r > V_a$$

$$11,202.67 \text{ kg} > 307.76 \text{ kg}$$

Las dimensiones de la zapata cumplen el chequeo punzonante.

2.1.8.5. Chequeo a flexión

$$b = 50$$

$$d = 13$$

$$M = WL^2/2$$

$$M = (2,181.12 \text{ kg})(0.15 \text{ m})^2/2 = 24.54 \text{ kg-cm}$$

$$A_s = 0.08 \text{ cms}^2.$$

Por criterio la zapata se reforzará con 5 varillas No. 3 @ 0.10 m en ambos sentidos.

Figura 11. Planta de la zapata

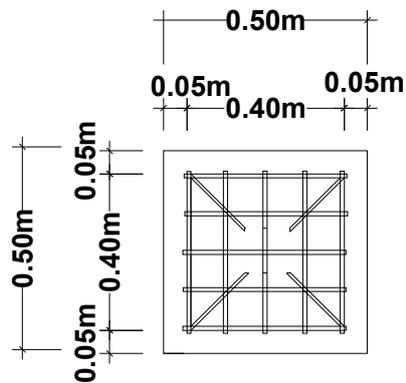
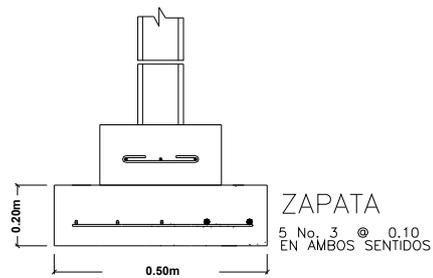


Figura 12. Detalle de la zapata



2.1.9. Elaboración del presupuesto

El presupuesto se elaboró con base en los precios de los materiales que se manejan en la región y la mano de obra, con base en los salarios que la Municipalidad asigna. Los materiales y la mano de obra calificada como no calificada serán proporcionados por la Municipalidad.

RENGLON	CANT.	UNIDAD	UNITARIO MATERIAL	UNITARIO MANO O.	VALOR MATERIAL	VALOR MANO O.	SUBTOTALES
TRABAJOS PRELIMINARES							
Limpieza y nivelación	310	m ²	Q0.00	Q5.00	Q0.00	Q1,550.00	Q1,550.00
Trazo y estaqueado	109	ml	Q2.00	Q7.00	Q218.00	Q763.00	Q981.00
Excavación	25.60	m ³	Q0.00	Q28.00	Q0.00	Q716.80	Q716.80
CIMENTACION							
Zapatás 50*50*20 cm	24	unidad	Q55.00	Q18.00	Q1,320.00	Q432.00	Q1,752.00
Cimiento corrido 40*20 cm	88	ml	Q83.30	Q33.00	Q7,330.40	Q2,904.00	Q10,234.40
Solera hidrofuga 15*20	88	ml	Q52.00	Q35.00	Q4,576.00	Q3,080.00	Q7,656.00
Levantado de block en cimentacion	35.20	m ²	Q71.00	Q45.00	Q2,499.20	Q1,584.00	Q4,083.20
MUROS Y COLUMNAS							
Muros de block de 15*20*40 cm	148	m ²	Q75.00	Q50.00	Q11,100.00	Q7,400.00	Q18,500.00
Columna de 20*20 cm	108	ml	Q59.30	Q30.00	Q6,404.40	Q3,240.00	Q9,644.40
Columna de 15*20 cm	85	ml	Q58.00	Q28.00	Q4,930.00	Q2,380.00	Q7,310.00
Columna de 15*10 cm	19	ml	Q42.00	Q24.00	Q798.00	Q456.00	Q1,254.00
Sillar de 10*15 cm	4	ml	Q40.00	Q33.00	Q160.00	Q132.00	Q292.00
Solera intermedia 15*20 cm	105	ml	Q56.00	Q38.00	Q5,880.00	Q3,990.00	Q9,870.00
Solera corona de 15*20 cm	88	ml	Q56.00	Q42.00	Q4,928.00	Q3,696.00	Q8,624.00
Solera de mojinete	29	ml	Q56.00	Q45.00	Q1,624.00	Q1,305.00	Q2,929.00
ACABADOS							
Piso de concreto	220.80	m ²	Q103.00	Q29.00	Q22,742.40	Q6,403.20	Q29,145.60
Puerta de metal de 1.00*2.10m	5	unidad	Q750.00	Q150.00	Q3,750.00	Q750.00	Q4,500.00
Ventanas de metal de 1.60m*1.40m	11	unidad	Q392.00	Q140.00	Q4,312.00	Q1,540.00	Q5,852.00

Ventanas de metal de 1.30m*1.40m	3	unidad	Q318.00	Q130.00	Q954.00	Q390.00	Q1,344.00
Ventanas de metal de 1.50m*1.40m	1	unidad	Q367.00	Q135.00	Q367.00	Q135.00	Q502.00
Ventanas de metal de 1.80m*1.00m	12	unidad	Q315.00	Q120.00	Q3,780.00	Q1,440.00	Q5,220.00
Ventanas de metal de 1.00m*1.00m	1	unidad	Q175.00	Q100.00	Q175.00	Q100.00	Q275.00
INSTALACIONES							
Acometida electrica	1	global	Q600.00	Q550.00	Q600.00	Q550.00	Q1,150.00
Electricidad fuerza	19	unidad	Q125.00	Q50.00	Q2,375.00	Q950.00	Q3,325.00
Electricidad iluminaci3n	19	unidad	Q240.00	Q70.00	Q4,560.00	Q1,330.00	Q5,890.00
CUBIERTA							
Estructura de madera	240	m ²	Q28.00	Q18.00	Q6,720.00	Q4,320.00	Q11,040.00
Lamina de zinc	240	m ²	Q23.00	Q15.00	Q5,520.00	Q3,600.00	Q9,120.00
Costo directo de la obra							
							Q162,760.40
Costo indirecto							
							Q65,104.21
Total							
							Q227,864.61

2.2. Diseño de puente peatonal Aldea la Estanzuela

2.2.1. Descripción del proyecto

El puente peatonal consta de superestructura (losa, viga y barandal) de concreto reforzado y subestructura (cortina y viga de apoyo de concreto reforzado y estribos de concreto ciclópeo). Se diseñó con base en las normas AASHTO. Tiene una longitud de 9 metros y un ancho de 2 metros con pasamanos de tubo de HG de 2", se tomó para el diseño una carga viva de 415 kg/m².

2.2.1.1. Estudio Hidrológico

En proyectos de puentes, un dato muy útil e indispensable en el perfil transversal del cause es el que corresponde al tirante normal y tirante de crecidas máximas y crecida extraordinaria, los cuales son necesarios para calcular la luz y altura.

1) Determinación de crecida máxima

La información que nos proporciona la crecida máxima es indispensable para definir las características de la obra; ya que permite establecer las dimensiones mínimas, para que este no sea afectado por la corriente de agua en época de lluvia.

2) Tipos de crecidas

a) Crecida normal

El río mantiene la altura del tirante la mayor parte del año.

b) Crecida Máxima

Es aquella que se produce con mayor frecuencia en épocas de invierno, variando poco cada año.

c) Crecida Extraordinaria

Se presenta por lluvias muy intensas durante largo tiempo, este nivel se observa en casos especiales.

3) Cálculo de crecida

La determinar la crecida conjuntamente con la topografía sirven para determinar la geometría de los elementos constitutivos del puente.

Para este caso en particular se utilizó el método de sección y pendiente, y como complemento se tiene la información proporcionada por los habitantes del lugar, referente al comportamiento del río.

4) Método sección pendiente

Se utiliza cuando no se cuenta con la información hidrológica necesaria.

Primero se establece la altura máxima alcanzada por la corriente del río en el pasado, ya sea buscando señales que han dejado grandes crecidas, información que proporcionan los habitantes del lugar o investigando en los archivos o en las crónicas locales, luego se obtiene el área "A" de la sección de la corriente para así calcular el caudal máximo, por medio de la fórmula $Q=V \cdot A$. El valor de la velocidad "V" de la corriente, se obtiene por medio de la fórmula de Manning.

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

Donde:

V = Velocidad en m/s

R = Radio hidráulico

S = Pendiente

n = Coeficiente de rugosidad

R = área/perímetro mojado

a) Pendiente

Se calcula tomando la cota de entrada y de desalojo en el área donde se construirá el puente y por último la distancia horizontal

$$S = 100 (\text{cota entrada} - \text{cota de desalojo})/\text{distancia horizontal}$$

$$S = 100 (2.48\text{m} - 2.36\text{m})/7.00\text{m}$$

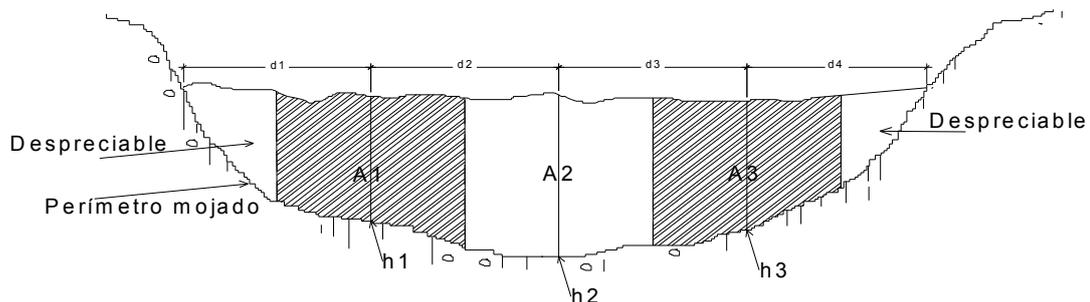
$$S = 1.71\%$$

c) Área

El procedimiento para calcular el área es:

- Determinar el ancho del río
- Dividir el ancho en secciones parciales
- En cada sección parcial medir profundidad

Figura 13. Sección del río



$$A1 = (d1 + d2)/2$$

$$A2 = (d2 + d3)/2$$

$$A4 = (d3 + d4)/2$$

$$A_{total} = \sum A1 + A2 + A3$$

Para encontrar el área se utilizó este método.

$$A = 4.66 \text{ m}^2$$

El perímetro mojado, es el que se indica en la figura 13, menos el ancho del río

$$Pm = 6.72 \text{ m}$$

c) Radio Hidráulico

$$R = \text{Área/perímetro mojado}$$

$$R = (4.66 \text{ m}^2)/(6.72 \text{ m})$$

$$R = 0.69 \text{ m.}$$

d) Velocidad

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

$$V = 1/0.04 (0.69^{2/3})(0.0171^{1/2})$$

$$V = 2.55 \text{ m/s}$$

e) Caudal

$$Q = V \cdot A$$

$$Q = (2.55 \text{ m/s})(4.66 \text{ m}^2)$$

$$Q = 11.80 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con el caudal se determina la altura mínima del puente y áreas de descarga, la cual es: 1.59 metros de altura mínima entre la cota de la crecida máxima y la cota donde se construirá el puente, un ancho de 6.14 metros y con un área de desalojo de 4.66 m², con base a esta información se determinó, que el puente tendrá una luz de 9.00 mts. y se encontrara a una altura de 2.74 mts del suelo (h2 Figura 13).

2.2.2. Diseño de superestructura

La superestructura está compuesta por: losa, postes, pasamanos y vigas, que son los elementos que soportan las cargas vivas.

2.2.2.1. Losa

Se diseña con base a las normas AASHTO; por lo que es necesario determinar cómo trabaja. En este caso, trabaja en voladizo.

Datos:

Luz libre	8.40m.
Ancho total	2.00 m.
Resistencia del concreto	210 kg/cm ²
Resistencia del acero	2,810 kg/cm ²
Capacidad soporte del suelo	20,000 kg/m ²
Peso específico del suelo	1,800 kg/m ³
Peso específico del concreto	2,400 kg/m ³
Peso específico del concreto ciclópeo	2,700 kg/m ³
Luz eficaz de la losa	9.00 m.
Carga viva	415 kg/m ²

a) Espesor de la losa

El espesor mínimo de losas para puentes de concreto reforzado es de 15 cm. Según AASHTO.

$$t = L/10$$

Para efectos de cálculo se considera como losa en voladizo

Donde:

t = Espesor de la losa

L = Luz libre del voladizo

$$t = 82.5\text{cm}/10$$

$$t = 8.25\text{cm}$$

Por criterio personal, se optó por tomar un espesor de 12 cm.

b) Integración de cargas

Entre las cargas de diseño para losas, se tienen las cargas muertas y vivas.

- **Carga muerta**

$$W_m \text{ losa} = (2400 \text{ kg/m}^3)(0.12 \text{ m})(1.00\text{m}) = 288 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ postes} = ((2400 \text{ kg/m}^3)(0.10 \text{ m})(0.15\text{m})(1.00\text{m})) = 36 \text{ kg}$$

- **Carga viva**

AASHTO recomienda usar 415 kg/m^2 , para carga viva en puentes peatonales.

$$W_v = (415 \text{ kg/m}^2)(1.00\text{m}) = 415 \text{ kg/m}$$

- **Carga última**

$$W_u = 1.4 (W_m) + 1.7 (W_v)$$

Donde:

W_m : Carga muerta

W_v : Carga viva

$$W_u \text{ distribuida} = 1.4 (288 \text{ kg/m}) + 1.7 (415 \text{ kg/m}) = 1,108.70 \text{ kg/m}$$

$$W_u \text{ puntual} = 1.4 (36 \text{ kg}) = 50.4 \text{ kg}$$

c) Cálculo de momentos

Los momentos a determinar son: Momento para voladizo y momento por carga puntual.

$M = WL^2/2$, momento de losa en voladizo

$M = P \times L$, momento de carga puntual

Donde:

M = Momento carga distribuida

W = Carga última distribuida

L = Longitud de voladizo

P = Carga puntual

$M = WL^2/2 + P \times L$

$M = (((1,108.70 \text{ kg/m}) * ((0.825 \text{ m})^2)) / 2 + (50.4 \text{ kg} * 0.825\text{m}) = 418.88 \text{ kg-m}$

d) Cálculo de refuerzo

- Refuerzo perpendicular

Es el refuerzo que se coloca en sentido perpendicular a la dirección del tránsito.

Calculando área de acero requerido

$A_s = (bd - \sqrt{(bd)^2 - (M_u)b / (0.003825)(f'_c)}) / 0.85f'_c / f_y$

Donde:

M_u = Momento último

d = Peralte

b = Base

f'_c = Resistencia del concreto

f_y = Fluencia del acero

$M_u = 418.88 \text{ kg - m}$

d = 9 cm.

b = 100 cm.

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

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

$$A_s = \frac{((100\text{cm} \cdot 9\text{cm}) - \sqrt{(100\text{cm} \cdot 9\text{cm})^2 - ((418.88\text{kg}/\text{cm}^2 \cdot 100\text{cm}) / (0.003825 \cdot 210\text{kg}/\text{cm}^2))})}{((0.85 \cdot 210\text{kg}/\text{cm}^2) / (2810\text{kg}/\text{cm}^2))} = 1.87\text{cm}^2$$

Área de acero mínimo

$$A_{s\text{mín}} = 0.40 (14.1/f_y)bd$$

Donde:

$$A_{s\text{mín}} = 0.40(14.1/2810\text{kg}/\text{cm}^2)(100\text{cm})(9\text{cm})$$

$$A_{s\text{mín}} = 1.81\text{cm}^2$$

Calculando área de acero máximo

$$A_{s\text{máx}} = (\bar{\rho}_{\text{máx}})bd$$

Donde:

$\bar{\rho}_{\text{máx}}$ = porcentaje de acero máximo

$$\bar{\rho}_{\text{máx}} = 0.5 \bar{\rho}_{\text{bal}} bd$$

$$\bar{\rho}_{\text{bal}} = \beta^2(f'_c/F_y)(6090/6090+F_y)$$

$\beta = 0.85$ para $f'_c < 280\text{kg}/\text{cm}^2$, y disminuye en 0.05, por cada $70\text{kg}/\text{cm}^2$ sobre $280\text{kg}/\text{cm}^2$.

$$\bar{\rho}_{\text{bal}} = (0.85)(0.85)(f'_c/F_y)(6090/6090+F_y)$$

Donde:

$\bar{\rho}_{\text{bal}}$ = Porcentaje de acero balanceado

$$\bar{\rho}_{\text{bal}} = (0.85 \cdot 0.85 \cdot 210\text{kg}/\text{cm}^2 / 2810\text{kg}/\text{cm}^2) (6090 / (6090 + 2810\text{kg}/\text{cm}^2))$$

$$\bar{\rho}_{\text{bal}} = 0.0369469$$

$$\bar{\rho}_{\text{máx}} = (0.0369469)(0.5)$$

$$\bar{\rho}_{\text{máx}} = 0.018473454$$

$$A_{s\text{máx}} = (0.018473454 \cdot 100\text{cm} \cdot 9\text{cm})$$

$$A_{s\text{máx}} = 16.63\text{cm}^2$$

Chequeamos

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

Como $A_{s\text{mín}} = 1.81\text{cm}^2 < A_s = 1.87\text{cm}^2 < 16.63\text{cm}^2$, cumple los requisitos, entonces se toma A_s (acero requerido).

$S_{\text{máx}} = 3t$ Separación máxima

$S_{\text{máx}} = 3(12\text{cm}) = 36 \text{ cm.}$

$S = ((0.71 \text{ cm}^2)(100\text{cm}) / (4.52\text{cm}^2)) = 38 \text{ cm}$

Por criterio personal se optó por tomar, (1 No. 3 @ 0.25 m.)

- **Refuerzo longitudinal**

Es el refuerzo de acero que se coloca en sentido paralelo a la dirección del tránsito.

$A_{st} = 0.002bt$

Donde:

A_{st} = Acero por temperatura

$A_{st} = 0.002 * 100\text{cm} * 12\text{cm}$

$A_{st} = 2.40 \text{ cm}^2$

$S = A_v / A_a$

Donde:

A_a = Área de acero

A_v = Área de la varilla

$S = 0.71 \text{ cm}^2(100\text{cm}) / 2.40 \text{ cm}^2$

$S = 29.58 \text{ cm}$

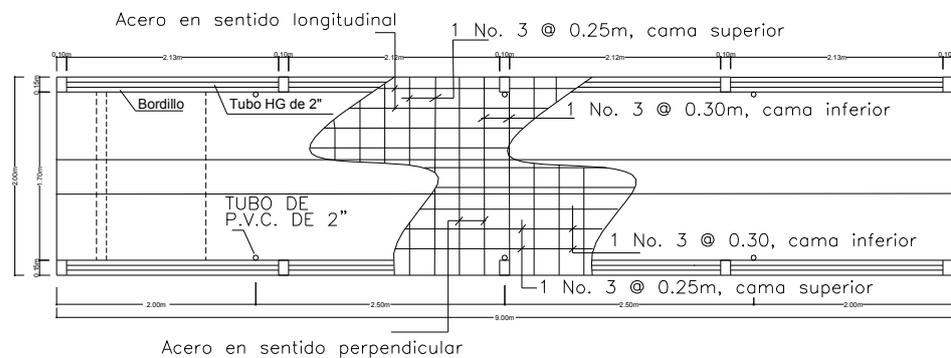
$S_{\text{máx}} = 3t$; Separación máxima

$S_{\text{máx}} = 3(12\text{cm}) = 36 \text{ cm.}$

Por criterio personal se optó por tomar, (1 No. 3 @ 0.25 m.)

Por seguridad se colocarán dos camas, la descrita anteriormente (cama superior) y una cama inferior con un armado en ambos sentidos, (1 No. 3 @ 0.30 m.)

Figura 14. Detalle de armado en losa



2.2.2.2. Viga

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

Las vigas de concreto para superestructuras de puentes pueden ser vigas reforzadas (para vigas cortas), y vigas preesforzadas (para luces relativamente largas); Según el ancho que tenga un puente, así es la cantidad de vigas a ubicar. En este proyecto en particular, la superestructura cuenta con una viga.

a) Dimensionamiento de la sección de la viga

La sección de la viga se determinará con base en la luz de la misma; para no tener que hacer chequeos por deflexiones, ACI recomienda un peralte no menor de $L/16$ y la base no deberá ser menor que el peralte sobre 3.5, para no chequear alabeo, en el entendido de que secciones en forma de I o rectangulares son las más idóneas para trabajar a flexión. $H < 3.5B$.

• Peralte

$$h = L/16$$

Donde:

L = Luz de la viga

$$h = 9.00\text{m} / 16 = 0.56 \text{ m}$$

Por criterio de diseño se utilizará un peralte de 52 cms.

• Ancho

$$H < 3.5B$$

$$H = \text{altura de la viga} = 0.52\text{m}$$

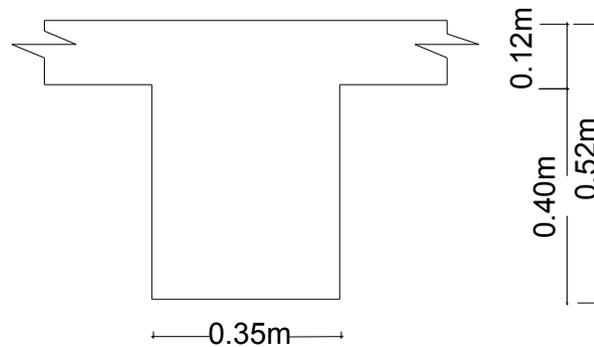
$$B = \text{base propuesta de la viga} = 0.35\text{m}$$

$$52 \text{ cms} = 3.5 \times 35 \text{ cms}$$

$$52 \text{ cms} < 122.5 \text{ cms}$$

El ancho propuesto cumple los requisitos, por lo tanto $b = 35\text{cms}$.

Figura 15. Dimensionamiento de la viga



b) Integración de cargas

• Carga muerta

$$\begin{aligned} W_{\text{losa}} &= (2,400 \text{ kg/m}^3)(0.12\text{m})(2.00\text{m})(9.00\text{m}) &&= 5,184 \text{ kg} \\ W_{\text{nervio}} &= (2,400 \text{ kg/m}^3)(0.40\text{m})(0.35\text{m})(9.00\text{m}) &&= 3,024 \text{ kg} \\ W_{\text{postes}} &= (2,400 \text{ kg/m}^3)(0.15\text{m})(0.15\text{m})(1\text{m})(10\text{uni}) &&= 360 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$W = (W_{\text{losa}} + W_{\text{nervio}} + W_{\text{postes}}) / L$$

$$W = (5,184 \text{ kg} + 3,024 \text{ kg} + 360 \text{ kg}) / 9.00\text{m} = 952 \text{ kg/m}$$

• Carga viva

$$W_v = (415 \text{ kg/m}^2)(2\text{m})$$

$$W_v = 830 \text{ kg/m}$$

• Carga última

$$W_u. = 1.4 (952 \text{ kg/m}) + 1.7 (830 \text{ kg/m}) = 2,743.80 \text{ kg/m}$$

c) Momento debido al peso propio

El momento para una viga simplemente apoyada es $M_{\text{máx}} = WL^2/8$

$$M_{\text{máx}} = (2,743.80 \text{ kg/m})(9.00\text{m})^2/8$$

$$M_{\text{máx}} = 27,780.98 \text{ kg-m}$$

d) Cálculo de refuerzo

Datos:

$$M_u = 27,780.98 \text{ kg-m}$$

$$Luz = 9.00 \text{ m}$$

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

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

$$d = 48 \text{ cm}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$A_s = (bd - \sqrt{(bd)^2 - (M_u)b / (0.003825)(f'c)})0.85f'c / f_y$$

$$A_s = 26.05 \text{ cm}^2$$

Verificar si es simplemente reforzada: una viga es simplemente reforzada cuando cumple la condición de que $A_{s\text{mín}} < A_s < A_{s\text{máx}}$

Donde:

$$b = \text{base de la viga (35 cm)}$$

$$d = \text{peralte de la viga (48 cm)}$$

$$A_{s\text{máx}} = \bar{\delta}_{\text{máx}}(b)(d) \quad \text{área de acero máxima}$$

$$\bar{\delta}_{\text{máx}} = (0.5) \bar{\delta}_{\text{balanceado}}$$

$$\bar{\delta}_b = \beta^2(f'c / F_y)(6090 / (6090 + F_y))$$

$$\bar{\delta}_{\text{máx}} = (0.5)(0.85)^2(210 \text{ kg/cm}^2 / 2810 \text{ kg/cm}^2)(6090 / 6090 + 2810 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\delta_{\text{máx}} = 0.0185$$

$$A_{\text{máx}} = 0.0185(35\text{cm})(48\text{cm}) = 31.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{mín}} = (14.1/2810 \text{ kg/cm}^2)bd \quad \text{área de acero mínimo}$$

$$A_{\text{mín}} = (14.1/2810 \text{ kg/cm}^2)(35 \text{ cm})(48 \text{ cm}) = 8.43 \text{ cm}^2$$

Como $8.43 \text{ cm}^2 < 26.05 \text{ cm}^2 < 31.03 \text{ cm}^2$ entonces la viga es simplemente reforzada.

e) Distribución del refuerzo

- **Refuerzo en el área a compresión**

Según especificaciones debe de colocarse el 33% del área de acero requerida, es decir el que demanda el momento positivo.

33% A_s

$0.33 (26.05 \text{ cm}^2) = 8.59 \text{ cm}^2$. Este valor se compara con el área de acero mínimo, y se toma el mayor.

$A_{\text{mín}} = 8.43 \text{ cm}^2 < 33\%A_{\text{mín}}$; por lo que se utilizará 2 No. 8 = 10.14 cm^2 , corridos a lo largo de toda la viga (ver figura 16)

Utilizamos 2 No. 8 = 10.14 cm^2 corridas.

- **Refuerzo principal en el área a flexión**

Según inciso d, el área de acero requerido es menor que el área de acero máximo, por lo que se colocara esta área, la cual es equivalente a: 26.05 cm^2 (5 No. 8 + 1 No. 3). En los apoyos, a $L/4$, según especificaciones debe colocarse el 50% del área de acero requerido $0.50 \cdot 26.05 \text{ cm}^2 = 13.025 \text{ cm}^2$,

se compara con el área de acero mínimo y se toma el mayor, como $A_{s\text{mín}} < 0.5A_s$, por lo que se utilizará (3 No. 8) a $L/4$. (ver figura 16).

Figura 16. Acero propuesto en refuerzo superior e inferior



f) Refuerzo por corte

V_r = Es el esfuerzo permisible que resiste el concreto

$$V_r = (0.85)(0.53)(\sqrt{f'c})bd$$

Donde:

b = base de la viga (35 cm)

d = peralte de la viga (48 cm)

$$V_r = (0.85)(0.53)(\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2})(35\text{cm})(48\text{cm}) = 10,967.65 \text{ kg}$$

V_a = Esfuerzo cortante real

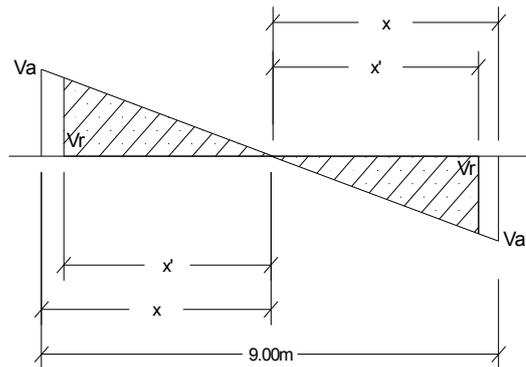
$$V_a = WL/2$$

$$W_u = 2,743.80 \text{ kg/m}$$

Donde:

$$V_a = (2,743.80 \text{ kg/m})(9.00\text{m}) / 2 = 12,347.10 \text{ kg}$$

Figura 17. Diagrama de corte en la viga



El área achurada es la que resiste el concreto por si solo y el área en blanco es la que hay que reforzar.

$$V_a = 12,347.10 \text{ kg}$$

$$V_r = 10,967.65 \text{ kg}$$

Por relación de triángulos, se encontrará la distancia en donde resiste el concreto por si solo.

$$X / 9.00 = 12,347.10 / (12,347.10 + 12,347.10)$$

$X = 4.5 \text{ m}$ Distancia entre el valor del esfuerzo a corte cero y el valor del esfuerzo de corte máximo.

$$x' / 4.5 = 10,967.65 / 12,347.10$$

$x' = 4.00 \text{ m}$ Distancia entre el valor del esfuerzo a corte cero y el valor del esfuerzo a corte que resiste el concreto (distancia que resiste el concreto por si solo).

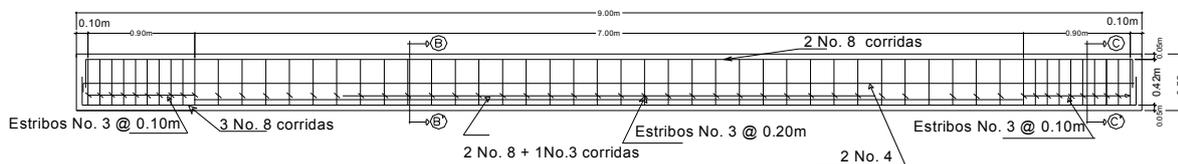
La distancia a la que hay que reforzar es $X(4.50\text{m})-x(4.00\text{m}) = 0.50\text{m}$, por criterio se optó por una distancia de 1.00m.

En la parte donde resiste el concreto por si solo, se colocarán estribos a $d/2$ ($S_{\text{máx}} = 0.48\text{m}/2 = 0.24\text{m}$) por criterio se optó por colocarlos @ 20 cm., por confinamiento a un metro (1.00 m) de los extremos se colocarán los estribos @ 10 cm.

Nota: Según norma AASHTO se recomienda un refuerzo extra de 5.29 cm^2 por metro de alto. En este proyecto se utilizarán (2 No. 4 @ 0.30m).

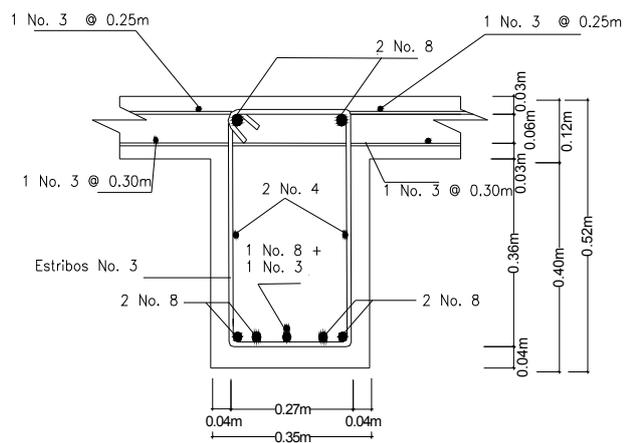
Figura 18. Detalles de armado de la viga principal

- Refuerzo longitudinal de la viga principal

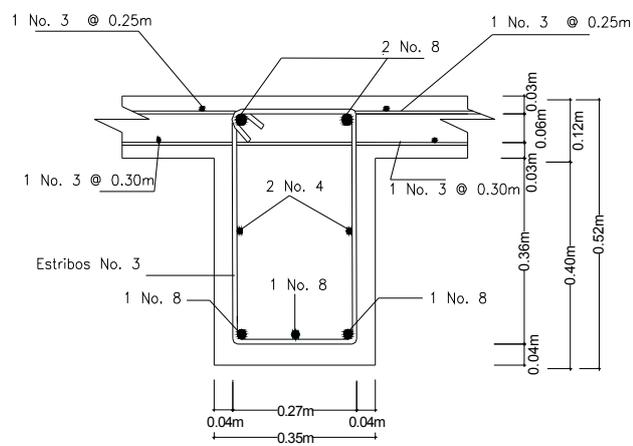


Continuación

Refuerzo en el centro de la viga (corte A-A')



• Refuerzo en los extremos de la viga (corte B-B')



2.2.2.3 Barandal

AASHTO recomienda que se diseñe con un $P = 150 \text{ kg/m}$

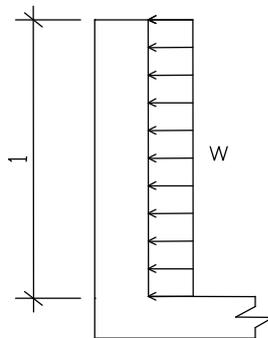
1) Pasamanos

Se utilizaran tubos de HG de 2" de diámetro.

2) Postes

Estos estarán diseñados para que soporten momentos de flexo compresión, asumiendo una carga de diseño de 200 kg/m .

Figura 19. Aplicación de carga para diseño de barandal



a) Por flexión

Se toma como si fuera una viga en voladizo

$$M = WL^2/2$$

$$M = (200\text{kg/m})(1.00 \text{ m})^2/2$$

$$M = 100 \text{ kg-m}$$

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$d = 13 \text{ cm}$$

Con los valores anteriores se calcula el área de acero.

$$A_s = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 2.40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Utilizar } A_{s\text{mín}} = 0.65 \text{ cm}^2 \quad (2 \text{ No. } 3 = 1.42 \text{ cm}^2)$$

b) Por compresión

La sección asumida de los postes es de 15 cm * 10 cm

$$A_s = 1.42 \text{ cm}^2, \text{ utilizando } 2 \text{ No. } 3$$

$$A_g = b \times h$$

Donde:

A_g = área de acero grueso

$$A_g = (15\text{cm})(10\text{cm}) = 150 \text{ cm}^2$$

$$P_{\text{máx}} = 0.7(1.4 \times f_y) + (0.85 \times f'c)(A_g - 1.4)$$

Donde:

$P_{\text{máx}}$ = Presión máxima

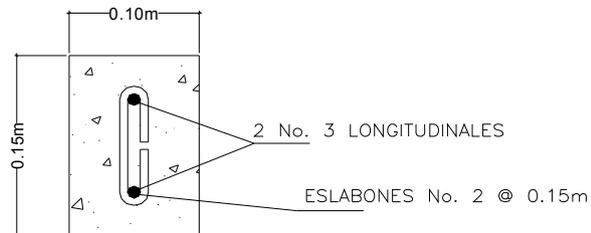
$$P_{\text{máx}} = 0.7((1.4)(2,810 \text{ kg/cm}^2) + (0.85)(210 \text{ kg/cm}^2)(150 \text{ cm} - 1.4))$$

$$P_{\text{máx}} = 21,321.37 \text{ kg}$$

Como $P_{\text{máx}}$ es mayor que la carga de diseño, la sección de los postes es aceptable.

Utilizar eslabones No. 2 @ 0.15 m.

Figura 20. Sección de la columna de los pasamanos



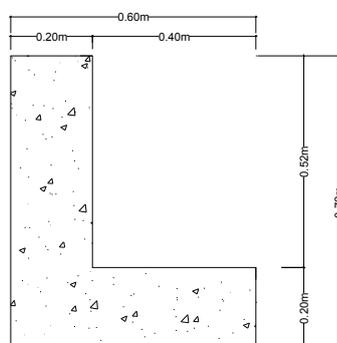
2.2.3. Diseño de subestructura

La subestructura está compuesta por los elementos que soportan el puente, tales como cortina, viga de apoyo, estribos y pilas, los que transmiten las cargas distribuidamente hacia el suelo.

2.2.3.1. Cortina

Se asume que la cortina está empotrada sobre el asiento o base de la viga de apoyo. La cortina se diseña para soportar las cargas que producen los rellenos.

a) Figura 21. Dimensionamiento de la cortina y viga de apoyo



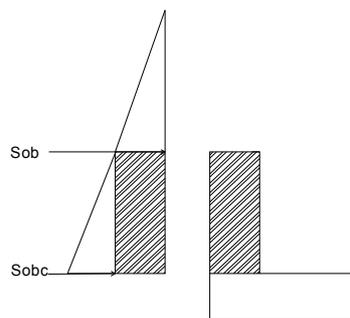
b) Presiones externas

Entre las presiones externas, se encuentran las presiones del equivalente líquido que actúan a una altura sobre la cortina de 61 cms y las presiones del suelo que actúan en la parte inferior de la cortina.

Según AASHTO 3.20, se deberá considerar una sobrecarga del suelo con equivalente líquido de 2 pies (61 cms) de alto y una presión de 480 kg / m³.

$$\text{Sob} = 480 \text{ kg / m}^3 \cdot 0.61\text{m}$$

Figura 22. Presiones externas



Donde:

Sob = Altura de la sobrecarga del suelo del equivalente líquido * peso específico del equivalente líquido.

S = Altura de la cortina (ya que en toda su extensión ejerce presión el suelo) * peso específico del equivalente líquido.

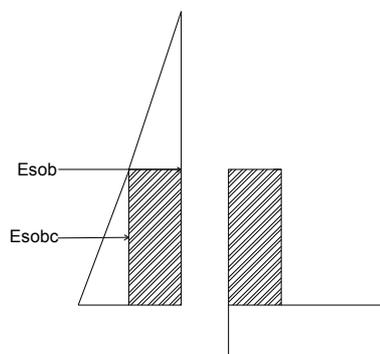
$$\text{Sob} = 0.61 \text{ m} \cdot 480 \text{ kg / m}^3 = 292.80 \text{ kg / m}^2.$$

$$\text{S} = 0.52 \text{ m} \cdot 480 \text{ kg / m}^3 = 249.60 \text{ kg / m}^2.$$

c) Empuje por sobrecargas

El empuje sobre la cortina (E), se deberá calcular como el empuje de la sobrecarga, calculado a 0.61m sobre la misma. Más el empuje de la sobrecarga en la base de la cortina aplicado al centro de la misma.

Figura 23. Empuje de sobrecargas



$$E_{sob} = (S_{ob} * H)$$

$$E_s = (S * H/2)$$

$$E_{sob} = (\text{Presión en la parte superior de la cortina}) (\text{altura de la cortina})(\text{ancho})$$

$$E_s = (\text{Presión en la parte de abajo de la cortina})(\text{Altura de la cortina})(\text{Ancho})$$
$$(0.50)$$

$$E_{sob} = (292.80 \text{ kg/m}^2)(0.52 \text{ m})(1.00\text{m}) = 152.26 \text{ kg}$$

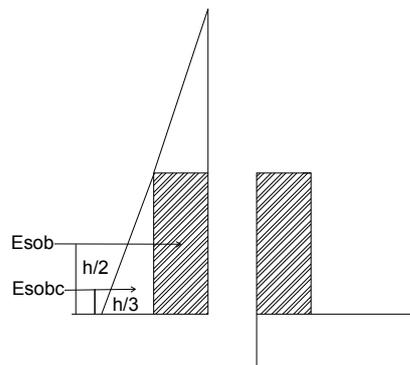
$$E_s = (249.60 \text{ kg/m}^2)(0.52 \text{ m})(1.00\text{m})(0.50) = 64.90 \text{ kg}$$

$$E = 152.26 \text{ kg} + 64.90 \text{ kg} = 217.16 \text{ kg}$$

El brazo de E_{sob} se encuentra a $\frac{1}{2}$ de la altura de la cortina

El brazo de E_s se encuentra a $\frac{1}{3}$ de la altura de la cortina

Figura 24. Distancia a la que actúan las sobrecargas



d) Fuerza longitudinal (FL)

Según AASHTO 1.2.13, la fuerza longitudinal, debe ser del 5% de la carga viva.

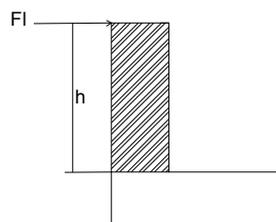
$$CV = (1.00\text{m})(2.00\text{m})(415\text{kg/m}^2)$$

$$CV = 830 \text{ kg}$$

$$FL = 830 \text{ kg} * 0.05 = 41.50 \text{ kg}$$

El brazo de FL es la altura de la cortina o sea de 0.52 m.

Figura 25. Distancia donde actúa la fuerza longitudinal



e) Fuerza de sismo (S)

El coeficiente sísmico que corresponde a la región en donde se construirá el puente es: 10%, el cual se aplicará al centro de la cortina.

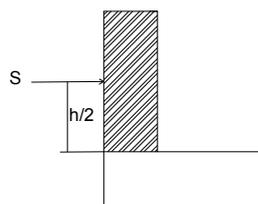
$$CM = (2400 \text{ kg/m}^3)(0.20\text{m})(0.52\text{m})(1\text{m})$$

$$CM = 249.6 \text{ kg}$$

$$S = (249.6 \text{ kg})(0.10) = 24.96 \text{ kg}$$

El brazo de S es la mitad del alto de la cortina, o sea $b_1 = (0.5)(0.52) = 0.26\text{m}$.

Figura 26. Distancia donde actúa la fuerza que produce el sismo



f) Cálculo de momento

Para calcular el momento máximo de empotramiento se utilizarán los siguientes grupos de cargas: III y VII, según AASHTO 3:22:1a

$$\text{Grupo III} = 1.3 (E_{sob} + E_s + FL)$$

$$\text{Grupo VII} = 1.3 (E_{sob} + E_s + S)$$

Donde:

E_{sob} = Sobrecarga aplicada al centro de la cortina

E_s = Carga del suelo aplicada a un tercio de la cortina

FL = Fuerza longitudinal aplicada en toda la cortina

S = Fuerza de sismo aplicada al centro de la cortina

- **Grupo III**

$$M = 1.3 ((152.26\text{kg}(0.52\text{m}/2)) + (64.90\text{kg}(0.52\text{m}/3)) + (41.50\text{kg}\cdot 0.52\text{m}))$$

$$M = 94.14 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

- **Grupo VII**

$$M = 1.3 ((152.26\text{kg}(0.52\text{m}/2)) + (64.92\text{kg}(0.52/3)) + (24.96\text{kg}(0.52/2)))$$

$$M = 57.33\text{kg}\cdot\text{m}$$

- **Momento máximo**

Se toma el valor más alto de los dos grupos, $M_{\text{máx}} = 94.14 \text{ kg}\cdot\text{m}$ que corresponde al grupo III.

g) Refuerzo por flexión

Donde:

$$d = 17.5 \text{ cm}$$

$$b = 52 \text{ cm}$$

$$M = 94.14 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Valuando la fórmula siguiente con los datos anteriores obtenemos el valor de A_s

$$A_s = (bd - \sqrt{(bd)^2 - (\mu)b}) / (0.003825)(f'c)085f'c/f_y$$

$$A_s = ((52)(17.5) - \sqrt{((52)(17.5))^2 - (94.14)(52)}) / (0.003825)(210)085(210) / (2810)$$

$$A_s = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = (14.1/2810)(52)(17.5)$$

$$A_{s\text{mín}} = 4.57 \text{ cm}^2$$

$$\delta_{\text{máx}} = 0.5(0.037) = 0.0185$$

$$A_{s\text{máx}} = 0.0185(52)(17.5)$$

$$A_{s\text{máx}} = 16.81 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s\text{mín}} > A_s < A_{s\text{máx}}$, entonces se utiliza $A_{s\text{mín}} = 4.57 \text{ cm}^2$,

Utilizar 8No. 3 @ 0.17m (5.68cm²).

h) Refuerzo por corte

Para calcular el corte máximo se utilizará los siguientes grupos de cargas: III y VII, según AASHTO 3:22:1b

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

$$\text{Grupo VII} = 1.3 (E + S)$$

Donde:

E = Empuje

FL = Fuerza longitudinal

S = Fuerza de sismo

• Grupo III

$$V = 1.3 (217.16 \text{ kg} + 41.50 \text{ kg})$$

$$V = 336.26 \text{ kg}$$

• Grupo VII

$$V = 1.3 (217.16 \text{ kg} + 24.96 \text{ kg})$$

$$V = 314.76 \text{ kg}$$

• Corte máximo

Se toma el valor más alto de los dos grupos, $V_{\text{máx}} = 336.26 \text{ kg}$ que corresponde al grupo III.

i) Refuerzo por corte

$$V_{\text{máx}} = 336.26 \text{ kg}$$

$$V_{\text{cu}} = (0.53) \emptyset (\sqrt{f'c}) bd$$

$$V_{\text{cu}} = (0.53)(0.85)(\sqrt{210\text{kg/cm}^2})(52\text{cm})(17.5\text{cm})$$

$$V_{\text{cu}} = 5,940.81 \text{ kg}$$

$V_{\text{cu}} > V_{\text{max}}$ entonces se utiliza S_{max} .

$$S_{\text{máx}} = d/2 = 17.5/2$$

$$S_{\text{máx}} = 8.75 \text{ cm}$$

Utilizar estribos No. 3 @ 0.08 m

2.2.3.2. Viga de apoyo

Se diseñará únicamente por aplastamiento, debido a que la viga está apoyada en toda su longitud. Como la viga de apoyo no está sujeta a flexión, el refuerzo longitudinal se calcula con refuerzo mínimo. El refuerzo transversal se calcula de la misma forma como se calculó en la viga principal.

a) Integración de cargas

• Carga muerta

$$W_{\text{losa}} = (2400 \text{ kg/cm}^3)(0.12\text{m})(4.50\text{m}) = 1,296 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{viga}} = (2400 \text{ kg/cm}^3)(0.40 \text{ m})(4.50\text{m}) = 4,320 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{muerta}} = W_{\text{losa}} + W_{\text{viga}}$$

$$W_{\text{muerta}} = (1,296 \text{ kg/m} + 4,320 \text{ kg/m}) = 5,616 \text{ kg/m}$$

- **Carga viva**

$$W_{viva} = (415 \text{ kg/m}^2)(4.50\text{m}) = 1,867.5 \text{ kg/m}$$

- **Carga última**

$$W_u. = 1.4 W_m + 1.7 W_v$$

$$W_u. = 1.4(5616 \text{ kg/m}) + 1.7(1,867.50 \text{ kg/m}) = 11,037.15 \text{ kg/m}$$

b) Diseño por aplastamiento

$$V_a = WL/2$$

$$V_a = (11,037.15\text{kg/m})(0.35\text{m})/2 = 1,931.50 \text{ kg/m}$$

c) Refuerzo transversal

$$V_r = (0.53)(0.85)(\sqrt{f'c})bd$$

$$V_r = 0.53(0.85)(\sqrt{210})(40)(17.5) = 4,569.86 \text{ kg}$$

$$V_r > V_a$$

Entonces se utiliza el espaciamiento máximo entre estribos ($S_{max.}$)

$$S_{m\acute{a}x} = d/2 = 17.5\text{cm}/2$$

$$S_{m\acute{a}x} = 0.08 \text{ m.}$$

Utilizar varillas No. 3 @ 0.08 m.

d) Refuerzo longitudinal

Como la viga de apoyo no está sujeta a flexión, se utiliza el área de acero mínimo.

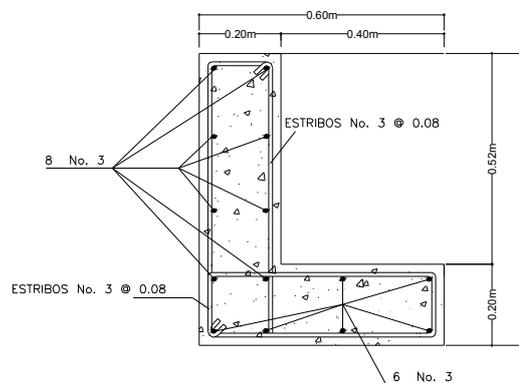
$$A_{smín} = (14.1/f_y)bd$$

$$A_{smín} = (14.1/2810\text{kg/cm}^2)(40\text{cm})(17.5\text{cm})$$

$$A_{smín} = 3.51\text{ cm}^2$$

Utilizar 6 varillas No. 3

Figura 27. Refuerzo en la cortina y viga de apoyo



2.2.3.3. Estribo

Son los componentes que soportan la superestructura en los extremos, contienen el terraplén de aproximación y transmiten la carga al terreno de cimentación.

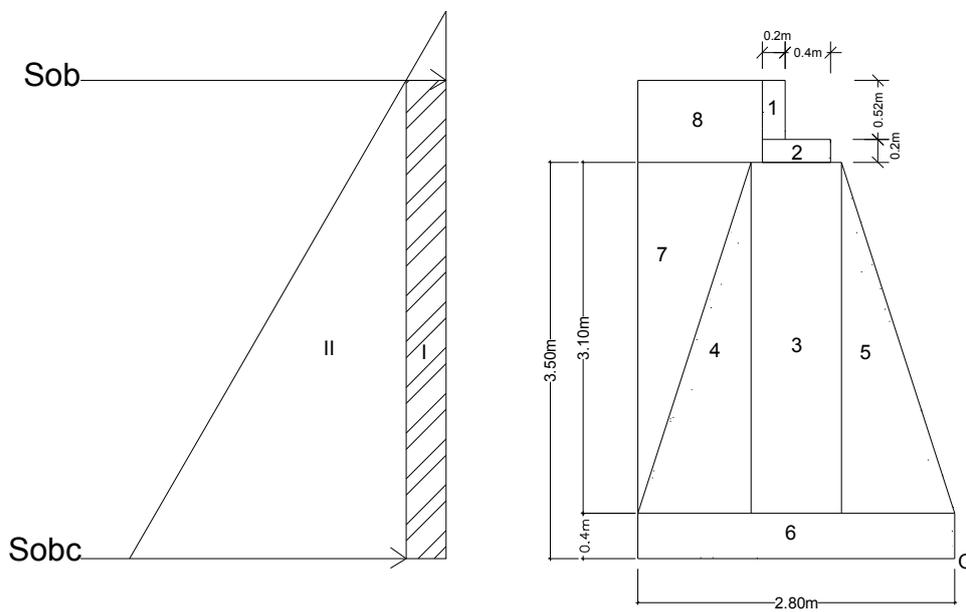
El tipo de estribo a diseñar corresponde al de un muro de gravedad de concreto ciclópeo. Se asume una sección del muro y se verifica volteo, deslizamiento y presiones. Para el siguiente cálculo se utilizarán los siguientes datos:

Peso específico del concreto:	2,400 kg/m ³
Peso específico del concreto ciclópeo:	2,700 kg/m ³
Peso específico del suelo:	1,800 kg/cm ³
Valor soporte del suelo:	20,000 kg/m ²

Equivalente líquido

480 kg/cm³

Figura 28. Dimensiones, geometría y diagrama de presiones en el estribo



1) Verificación de estribo sin superestructura

a) Presiones externas

Entre las presiones externas, se encuentran las presiones del equivalente líquido que actúan a una altura sobre el estribo de 61 cms y las presiones del suelo que actúan en la parte inferior de la cortina.

Según AASHTO 3.20, se deberá considerar una sobrecarga del suelo con equivalente líquido de 2 pies (61 cms) de alto y una presión de 480 kg / m³.

Sob = Altura de la sobrecarga del suelo del equivalente líquido * peso específico del equivalente líquido.

S = Altura del estribo * Peso específico del equivalente líquido.

Sob = 0.61 m * 480 kg / m³ = 292.80 kg / m².

S = 4.22 m * 480 kg/m³ = 2,25.60 kg/m²

b) Fuerza de empuje

Esob = (Presión en la parte superior del estribo) (altura del estribo)(ancho)

Esobc = (Presión en la parte de a bajo del estribo)(Altura del estribo)(Ancho)
(0.50)

E = (Sob * H) + (Sobc * H/2)

Esob = (292.80 kg/m²)(4.22 m)(1.00m)+ (2,025.60 kg/m²)(4.22m/2)(1.00m)

E = 1,235.65 kg + 4,274.02 kg = 5,509.64

Brazo de las fuerzas de empuje

Brazo I = H/2 = 4.22m/2 = 2.11 m.

Brazo II = H/3 = 4.22m/3 = 1.41 m

b) Momento de volteo (MV)

Tabla VI. Momento de volteo

SECCION	EMPUJE (kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (kg-m)
I	1,235.65	2.11	2,607.22
II	4,274.02	1.41	6,026.37
	5,509.64		8,633.59

c) Momento estabilizante (ME)

Tabla VII. Momento estabilizante

SECCION	AREA (m ²)	δ (kg/m ²)	PESO (kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (kg-m)
1	0.104	2,400	249.60	1.60	399.36
2	0.12	2,400	288	1.40	4,03.20
3	2.48	2,700	6,696	1.40	9,374.40
4	1.55	2,700	4,185	2.13	8,914.05
5	1.55	2,700	4,185	0.667	2,791.40
6	1.12	2,700	3,024	1.40	4,233.60
7	1.55	1,800	2,790	2.47	6,891.30
8	0.792	1,800	1,425.60	2.25	3,207.60
			22,843.20		36,214.91

d) Volteo

$$\text{Volteo} = \text{ME}/\text{MV} > 1.5$$

$$\text{Volteo} = 36,214.91 \text{ kg-m}/8,633.59 \text{ kg-m}$$

$$\text{Volteo} = 4.19 > 1.5$$

Como la relación ME/MV es mayor que el factor de seguridad, es aceptable.

e) Deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = \text{We}/\text{Wv} > 1.5$$

$$\text{Deslizamiento} = (22,843.20\text{kg})/5509.64\text{kg}$$

$$\text{Deslizamiento} = 4.15 > 1.5$$

Como la relación WE/WV es mayor que el factor de seguridad, es aceptable.

f) Presiones

$$P_{\text{máx}} < V.S$$

$$P_{\text{mín}} > 0$$

Donde:

$P_{\text{máx}}$ = Presión máxima

$P_{\text{mín}}$ = Presión mínima

V.S. = Valor soporte del suelo

$$a = (ME - MV) / W$$

Donde:

a = Distancia del punto "O" donde se hace sumatoria de momentos a donde actúan las cargas verticales.

ME = Momento estabilizante (36,214.91 kg-m)

MV = Momento de volteo (8,633.59 kg-m)

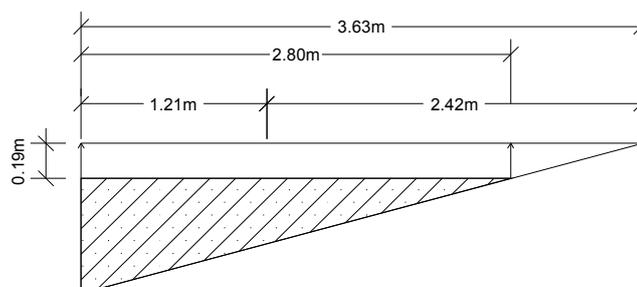
W = Peso del elemento (22,843.20 kg)

$$a = (36,214.91 - 8,633.59) / 22,843.20$$

$$a = 1.21\text{m}$$

$3a = 3(1.21) = 3.63 > 2.80$ No existen presiones negativas, ya que la resultante del peso y empuje vertical actúa dentro del núcleo de la sección; de lo contrario las presiones negativas podrían dañar la subestructura. En la siguiente figura se muestra el diagrama trapezoidal en el estribo.

Figura 29. Diagrama trapezoidal en el estribo



Cálculo de excentricidad (e):

$$e = b/2 - a$$

$$e = (2.80\text{m} / 2) - 1.21\text{m}$$

$$e = 0.19\text{m}$$

Cálculo de presiones (P):

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

$$P = (22,843.20\text{kg}/(3\text{m})(1\text{m}))(1 \pm (6)(0.19\text{m})/2.80\text{m})$$

$$P_{\text{máx}} = 11,479.87\text{kg} < V_s = 20,000 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\text{mín}} = 4,836.70\text{kg} > 0$$

Como presión máxima es menor que el valor soporte del suelo, es aceptable.

Como presión mínima es mayor que cero, es aceptable

2) Verificación del muro con superestructura y carga viva

Este chequeo es necesario para verificar si el muro es resistente al peso de la estructura que tendrá que soportar.

a) Integración de cargas

- **Carga muerta**

$$W_{\text{losa}} = (2,400 \text{ kg/m}^3)(0.12\text{m})(4.5\text{m})(2\text{m}) = 2,592 \text{ kg}$$

$$W_{\text{viga}} = (2,400 \text{ kg/m}^3)(0.4\text{m})(4.5\text{m})(0.35\text{m}) = 1,512 \text{ kg}$$

$$W_{\text{muerta}} = 4,104 \text{ kg}$$

- **Carga viva**

$$W_{\text{viva}} = (415 \text{ kg/m}^2)(4.5\text{m})(2\text{m}) = 3,735 \text{ kg}$$

$$W_{\text{total}} = 4,104\text{kg} + 3,735 \text{ kg}$$

$$W_{total} = 7,839 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo} = b/2$$

$$\text{Brazo} = 2.80/2 = 1.4 \text{ m}$$

b) Momento estabilizante (ME)

$$ME_2 = (7,839 \text{ kg})(1.4 \text{ m})$$

$$ME_2 = 10,974.60 \text{ kg-m}$$

$$ME_{total} = ME_1 + ME_2$$

$$ME_{total} = 36,214.91 \text{ kg-m} + 10,974.60 \text{ kg-m}$$

$$ME_{total} = 47,189.51 \text{ kg-m}$$

c) Volteo

$$\text{Volteo} = ME_{total}/MV > 1.5$$

$$\text{Volteo} = 47,189.51 \text{ kg-m} / 8,633.59 \text{ kg-m}$$

$$\text{Volteo} = 5.46 > 1.5$$

Como la relación ME_{total}/MV es mayor que el factor de seguridad, es aceptable.

d) Deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = (W_1 + W_2)/W_v > 1.5$$

$$\text{Deslizamiento} = (22,843.20 \text{ kg} + 7,839 \text{ kg}) / 5,509.64 \text{ kg}$$

$$\text{Deslizamiento} = 5.57 > 1.5$$

Como la relación $(W_1 + W_2)/W_v$ es mayor que el factor de seguridad, es aceptable.

e) Cálculo de presiones

$$P_{\text{máx}} < V.S$$

$$P_{\text{mín}} > 0$$

Donde:

$P_{\text{máx}}$ = Presión máxima

$P_{\text{mín}}$ = Presión mínima

V.S. = Valor soporte del suelo

$$a = (ME_1 + ME_2 - M_v) / (W_{e1} + W_{e2})$$

$$a = (36,214.91\text{kg}\cdot\text{m} + 10,974.60\text{kg}\cdot\text{m} - 8,633.59\text{kg}\cdot\text{m}) / (7839\text{kg} + 22,843.20)$$

$$a = 1.26\text{m}$$

$$3a = 3(1.26\text{m}) = 3.78\text{m} > 2.80\text{m} \quad \text{No existen presiones negativas.}$$

Cálculo de excentricidad (e)

$$e = b/2 - a$$

$$e = (2.80\text{m}/2) - 1.26\text{m} = 0.14\text{m}$$

Cálculo de presiones

$$P = (W_1 + W_2) / A(1 \pm (6e)/b)$$

$$P = (22,843.20\text{kg} + 7,839\text{kg}) / (2.80\text{m})(1\text{m})(1 \pm (6)(0.14\text{m})/2.80\text{m})$$

$$P_{\text{máx}} = 14,245.31 \text{ kg} < 20,000 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\text{mín}} = 7670.55 \text{ kg} > 0$$

Como presión máxima es menor que el valor soporte del suelo, es aceptable.

Como presión mínima es mayor que cero, es aceptable

3) Verificación del muro con sismo, sin carga viva

Se debe de tomar momentos de volteo en el sentido horizontal.

a) Integración de cargas

$$W = 22,843.20\text{kg} + 4,104\text{kg}$$

$$W = 26,947.20 \text{ kg}$$

b) Momento estabilizante (ME)

$$ME = ME_1 + (W \cdot \text{brazo})$$

$$ME = 36,214.91\text{kg}\cdot\text{m} + (4,104\text{kg})(2.80\text{m}/2) = 41,960.51 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

c) Fuerza Horizontal (FH)

$$FH = 1.08W_v + 0.08W$$

$$FH = (1.08)(5,509.64\text{kg}) + (0.08)(26,947.20\text{kg}) = 8,106.19 \text{ kg}$$

d) Momento sísmico

Tabla VIII. Momento de volteo del muro con sismo

SECCION	AREA (m ²)	δ (kg/m ²)	PESO (kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (kg-m)
1	0.104	2,400	249.60	3.96	988.42
2	0.12	2,400	288	3.60	1,036.80
3	2.48	2,700	6,696	2.15	14,396.40
4	1.55	2,700	4,185	1.43	5,984.55
5	1.55	2,700	4,185	1.43	5,984.55
6	1.12	2,700	3,024	0.20	604.80
7	1.55	1,800	2,790	2.46	6,863.40
8	0.792	1,800	1,425.60	3.86	5,502.82
			22,843.20		41,361.74

$$\text{MES} = 0.08(41,361.74\text{kg-m}) = 3,308.94 \text{ kg-m}$$

$$\text{Mvolteo} = 1.08\text{Mv} + 0.08\text{WH} + \text{MES}$$

$$\text{Mvolteo} = (1.08)(8,633.59\text{kg-m}) + (0.08)(4,104 \text{ kg})(4.22) + 3,308.94\text{kg-m}$$

$$\text{Mvolteo} = 14,018.73 \text{ kg-m}$$

b) Volteo

$$\text{Volteo} = \text{Ms}/\text{Mv} > 1.5$$

$$\text{Volteo} = 41,960.51/14,018.73$$

$$\text{Volteo} = 2.99 > 1.5$$

Como la relación Ms/Mv es mayor que el factor de seguridad, es aceptable.

f) Deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = (\text{W})/\text{FH} > 1.5$$

$$\text{Deslizamiento} = (26,947.20)/8,106.19 = 3.32$$

$$\text{Deslizamiento} = 3.32 > 1.5$$

Como la relación W/FH es mayor que el factor de seguridad, es aceptable.

g) Presiones

$$\text{Pmáx} < \text{V.S}$$

$$\text{Pmín} > 0$$

Donde

Pmáx = Presión máxima

Pmín = Presión mínima

V.S. = Valor soporte del suelo

$$a = (41,960.51 - 14,018.73) / 26,947.20$$

$$a = 1.04\text{m}$$

$$3a = (3)(1.04) = 3.12\text{m} > 2.80\text{m} \text{ No existen presiones negativas.}$$

Excentricidad

$$e = b/2 - a$$

$$e = (2.80\text{m}/2) - 1.04\text{m}$$

$$e = 0.36\text{m}$$

Presiones

$$P = ((26,947.20\text{kg}) / (2.80\text{m})(1.00\text{m})) (1 \pm (6)(0.36\text{m}) / 2.80\text{m})$$

$$P_{\text{máx}} = 17,048.23\text{kg} < 20,000 \text{ kg/m}$$

$$P_{\text{mín}} = 2,199.77\text{kg} > 0$$

Como presión máxima es menor que el valor soporte del suelo, es aceptable.

Como presión mínima es mayor que cero, es aceptable

2.2.4. Elaboración del presupuesto

El presupuesto se elaboró con base en los precios de los materiales que se manejan en la región y la mano de obra tanto calificada como no calificada, con base en los salarios que la Municipalidad asigna.

REGLON	CAN T.	UNIDAD	UNITARIO MATERIAL	UNITARIO MANO O.	VALOR MATERIAL	VALOR MANO O.	SUBTOTAL S
TRABAJOS PRELIMINARES							
Limpieza y nivelación	40	M ²	Q0.00	Q9.00	Q0.00	Q360.00	Q360.00
Trazo y estaqueado	28	ml	Q10.00	Q10.00	Q280.00	Q280.00	Q560.00
ESTRIBOS							
Excavación	34	M ³	Q0.00	Q20.00	Q0.00	Q680.00	Q680.00
Estribos (ver apéndice 2)	21	M ³	Q1,000.00	Q400.00	Q21,000.00	Q8,400.00	Q29,400.00
LOSA							
Losa de 2.00m*9.00m*0.12m	18	M ²	Q161.50	Q80.00	Q2,907.00	Q1,440.00	Q4,347.00
VIGA PRINCIPAL							
Viga principal de 0.35m*0.40m*8m	9	ml	Q480.00	Q125.00	Q4,320.00	Q1,125.00	Q5,445.00
CORTINA							
Cortina de 0.50m*0.20m*2m	2	ml	Q390.25	Q196.00	Q780.50	Q392.00	Q1,172.50
VIGA DE APOYO							
Viga de apoyo de 0.60m*0.20m*2m	2	ml	Q357.75	Q165.00	Q715.50	Q330.00	Q1,045.50
COLUMNAS Y BARANDAL							
Columnas de 0.10m*0.15m*1.00m	10	ml	Q36.90	Q20.00	Q369.00	Q200.00	Q569.00
Barandal de HG de 2"	32	ml	Q49.37	Q22.22	Q1,579.84	Q711.04	Q2,290.88

MADERA, ALAMBRE Y CLAVO

Madera	20	doc	Q150.00	Q70.00	Q3,000.00	Q1,400.00	Q4,400.00
Alambre de amarre	160	llb	Q3.50	Q0.00	Q560.00	Q0.00	Q560.00
Clavo diferentes medidas	35	lb	Q3.50	Q0.00	Q122.50	Q0.00	Q122.50

ACABADOS

Tallado del puente	48	m ²	Q45.00	Q25.00	Q2,160.00	Q1,200.00	Q3,360.00
HERRAMIENTA							
Herramienta	1	global	Q2,850.00	Q0.00	Q2,850.00	Q0.00	Q2,850.00

Costo directo de la obra	Q57,162.38
Costo indirecto	Q25,723.07
Total	Q82,885.45

2.3. Diseño del puente peatonal de la Aldea Santabal II

Para efectos de diseño de este puente se siguió todo el procedimiento descrito en el caso del puente peatonal de la Aldea la Estancuela, por lo que solo se presentan resultados.

2.3.1. Estudio Hidrológico

a) Cálculo de la pendiente

$$S = 100 (3.81\text{m} - 3.70\text{m})/6.00\text{m} = 1.83\%$$

b) Cálculo del área

$$A = 1.00 \text{ m}^2$$

c) Cálculo del Radio Hidráulico

$$R = (1.00 \text{ m}^2)/(2.52 \text{ m}) = 0.40\text{m}.$$

d) Cálculo de velocidad

$$V = 1/0.04 (0.40^{2/3})(0.0183^{1/2}) = 1.83 \text{ m/s}$$

e) Cálculo de caudal

$$Q = (1.83\text{m/s})(1.00\text{m}^2) = 1.83 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.3.2. Diseño de la superestructura

Datos:

Luz libre	7.20m.
Ancho total	2.00 m.
Resistencia del concreto	210 kg/cm ²

Resistencia del acero	2,810 kg/cm ²
Capacidad soporte del suelo	20,000 kg/m ²
Peso específico del suelo	1,800 kg/m ³
Peso específico del concreto	2,400 kg/m ³
Peso específico del concreto ciclópeo	2,700 kg/m ³
Luz eficaz de la losa	8.00 m.
Carga viva	415 kg/m ²

2.3.2.1. Diseño de losa

Espesor de la losa = 12 cm

Distribución de refuerzo

- **Refuerzo en el área a compresión**

Refuerzo perpendicular = 1 No.3 @ 0.25m

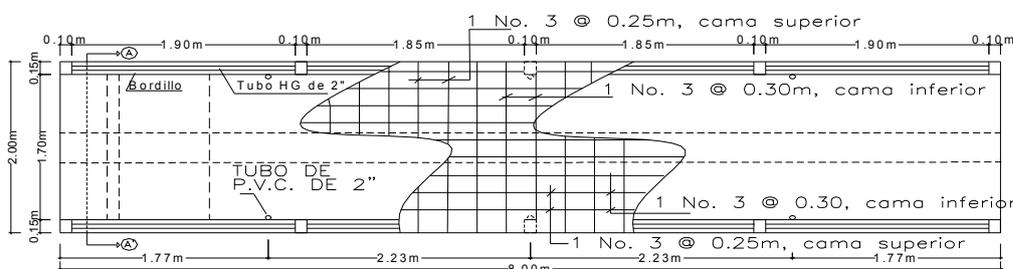
Refuerzo longitudinal = 1 No. 3 @ 0.25m

- **Refuerzo principal en el área a flexión**

Refuerzo perpendicular = 1 No.3 @ 0.30m

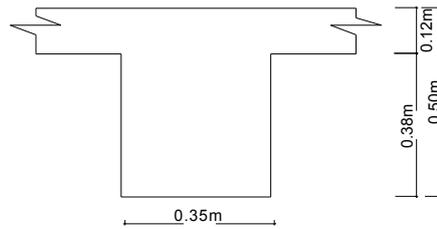
Refuerzo longitudinal = 1 No. 3 @ 0.30m

Figura 30. Detalle de armado en losa



2.3.2.2. Viga principal

Figura 31. Dimensionamiento de la viga



Distribución del refuerzo

- **Refuerzo en el área a compresión**

Utilizar 2 No. 8, varillas corridas

- **Refuerzo en el área a flexión**

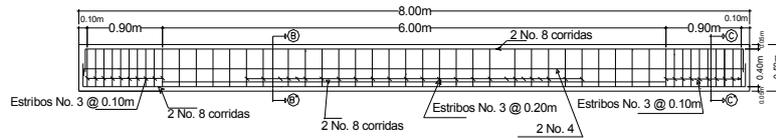
Utilizar 2 No. 8, varillas corridas y en tensión a un metro de los apoyos 2 No. 8.

Refuerzo por corte

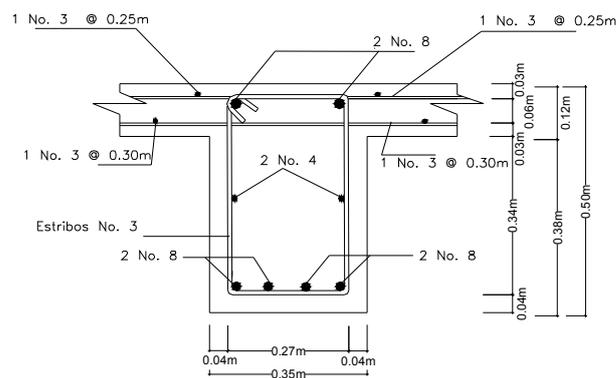
En la parte donde resiste el concreto por si solo, se colocarán estribos @ 20 cms., por confinamiento a un metro de los extremos se colocarán los estribos @ 0.10cms.

Figura 32. Detalles de refuerzo en la viga principal

- Refuerzo longitudinal de la viga principal

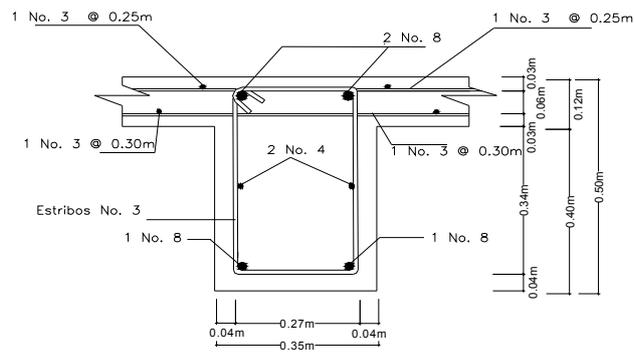


- Refuerzo en el centro de la viga



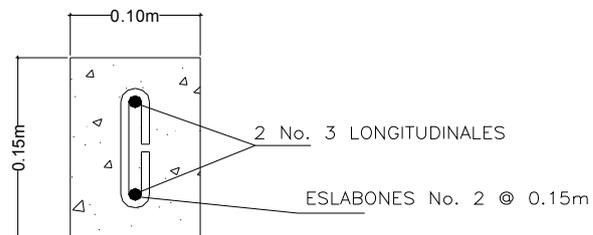
Continuación

Refuerzo en el los extremos de la viga



2.3.2.3. Barandal

Figura 33. Sección de la columna de los pasamanos



2.3.3. Diseño de la subestructura

2.3.3.1. Cortina

- Refuerzo por flexión

Utilizar 8 No. 3 @ 0.17 m

- Refuerzo por corte

Utilizar estribos No. 3 @ 0.08m

2.3.3.2. Viga de apoyo

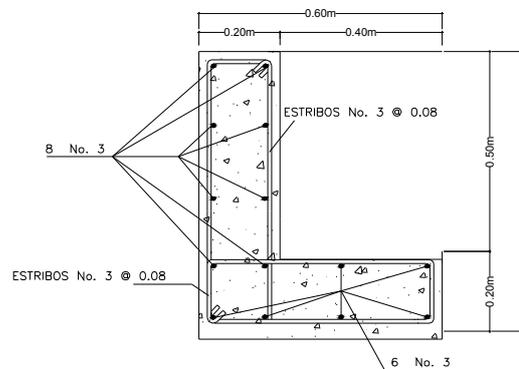
- Refuerzo transversal

Utilizar varillas No. 3 @ 0.08

- Refuerzo longitudinal

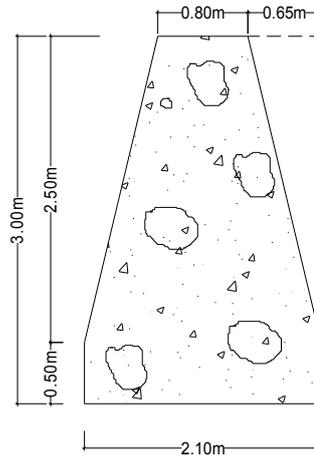
Utilizar 6 varillas No. 3

Figura 34. Refuerzo en la cortina y viga de apoyo



2.3.3.3. Diseño de Estribo

Figura 35. Geometría y dimensionamiento del estribo



2.3.4. Elaboración del presupuesto

El presupuesto se elaboró con base en los precios de los materiales que se manejan en la región y la mano de obra tanto calificada como no calificada, con base en los salarios que la Municipalidad asigna.

REGLON	CANT.	UNIDAD	UNITARIO MATERIAL	UNITARIO MANO O.	VALOR MATERIAL	VALOR MANO O.	SUBTOTALES
TRABAJOS PRELIMINARES							
Limpieza y nivelación	35	m ²	Q0.00	Q9.00	Q0.00	Q315.00	Q315.00
Trazo y estaqueado	25	ml	Q10.00	Q10.00	Q250.00	Q250.00	Q500.00
ESTRIVOS							
Excavación	30	m ³	Q0.00	Q20.00	Q0.00	Q600.00	Q600.00
Estrivos (ver apendice 2)	18.72	m ³	Q1,000.00	Q400.00	Q18,720.00	Q7,488.00	Q26,208.00
LOSA							
Losa de 2m*8m*0.12m	16	m ²	Q161.50	Q80.00	Q2,584.00	Q1,280.00	Q3,864.00
VIGA DE CARGA							
Viga de carga de 0.35m*0.38m*8m	8	ml	Q480.00	Q125.00	Q3,840.00	Q1,000.00	Q4,840.00
CORTINA							
Cortina de 0.50m*0.20m*2m	2	ml	Q390.25	Q196.00	Q780.50	Q392.00	Q1,172.50
VIGA DE APOYO							
Viga de apoyo de 0.60m*0.20m*2m	2	ml	Q357.75	Q165.00	Q715.50	Q330.00	Q1,045.50
COLUMNAS Y BARANDAL							
Columnas de 0.10m*0.15m*1.00m	10	ml	Q36.90	Q20.00	Q369.00	Q200.00	Q569.00
Barandal de HG de 2"	32	ml	Q49.37	Q22.22	Q1,579.84	Q711.04	Q2,290.88

MADERA, ALAMBRE Y CLAVO

Madera	18	doc	Q150.00	Q70.00	Q2,700.00	Q1,260.00	Q3,960.00
Alambre de amarre	150	ml	Q3.50	Q0.00	Q525.00	Q0.00	Q525.00
Clavo diferentes medidas	30	ml	Q3.50	Q0.00	Q105.00	Q0.00	Q105.00

ACABADOS

Tallado del puente	43	m ²	Q45.00	Q25.00	Q1,935.00	Q1,075.00	Q3,010.00
HERRAMIENTA							
Herramienta	1	global	Q2,850.00	Q0.00	Q2,850.00	Q0.00	Q2,850.00

Costo directo de la obra	Q51,854.88
Costo indirecto	Q23,334.70
Total	Q75,189.58

CONCLUSIONES

5. Para el edificio escolar se optó por una estructura de mampostería de block reforzado, la razón por la que se seleccionó este tipo de estructura es: economía, alto grado de confiabilidad y porque es muy utilizado en nuestro medio.
6. Con la planificación del edificio escolar se pretende bajar el alto índice de analfabetismo y así contribuir en gran parte al desarrollo educativo y socio-cultural de la comunidad
7. Con la implementación de los proyectos de los puentes peatonales, se mejorarán las vías de acceso a las comunidades, sus habitantes podrán transportar de mejor manera sus productos agrícolas hacia los mercados vecinales y esto favorecerá el intercambio cultural y comercial.
8. El área rural del municipio de San Pedro Jocopilas del departamento de Quiché, se encuentra al margen del desarrollo de la región, a tal grado que algunas de las comunidades, carecen de los servicios básicos más importantes como lo son: Agua potable, sistema de saneamiento, salud, educación y comunicación. Las causas por las cuales no han sido atendidas son múltiples, siendo quizás la de mayor incidencia, los efectos del conflicto armado.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de San Pedro Jocopilas

5. Evaluar la calidad de los materiales a utilizar por medio de ensayos periódicos de laboratorio, tales como calidad de los materiales, resistencia del concreto, fluencia del acero, etc., con el fin de garantizar la calidad y seguridad de la edificación, según las especificaciones y planos.

6. Contratar un profesional de la ingeniería para que supervise las obras, ya que es importante garantizar los detalles constructivos que se realizan en campo, representen el modelo del análisis estructural.

7. Crear un departamento Técnico para desarrollar sus proyectos.

A los Comités Pro-mejoramiento

8. Realizar las gestiones correspondientes para la ejecución de estos proyectos.

BIBLIOGRAFÍA

5. Arriola Cuc, Mario Antonio. Planificación y diseño de tres escuelas rurales a nivel pre-primario y primario en los cantones la Campana, Cerro Maltin y Cholpatac, ampliación de dos escuelas en las aldeas, Temux Grande y Paiconop, Santa Eulalia, Huehuetenango. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1998. 55 pp
6. Nawy, Edward G. **Concreto reforzado**. México: Editorial Prentice-Hill Hispanoamericana, S.A., 1992. 520 pp.
7. Muñoz Urizar, Werner Adán. Diseño de: Puente peatonal del cantón Buena Tierra, escuela de nivel primario del cantón el Madrón y pavimento rígido de las zonas 1 y 4 de la cabecera municipal del municipio de Chinique, departamento del Quiché. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2002. 99 pp.
8. Normas de planificación y construcción para casos proyectados, revisadas y ampleadas en 1994, división técnica del FHA. Construcciones en Guatemala. 142 pp

APÉNDICE 1
Planos de edificio escolar, Aldea Santabal I

Figura 36. Planta de cimientos y detalles

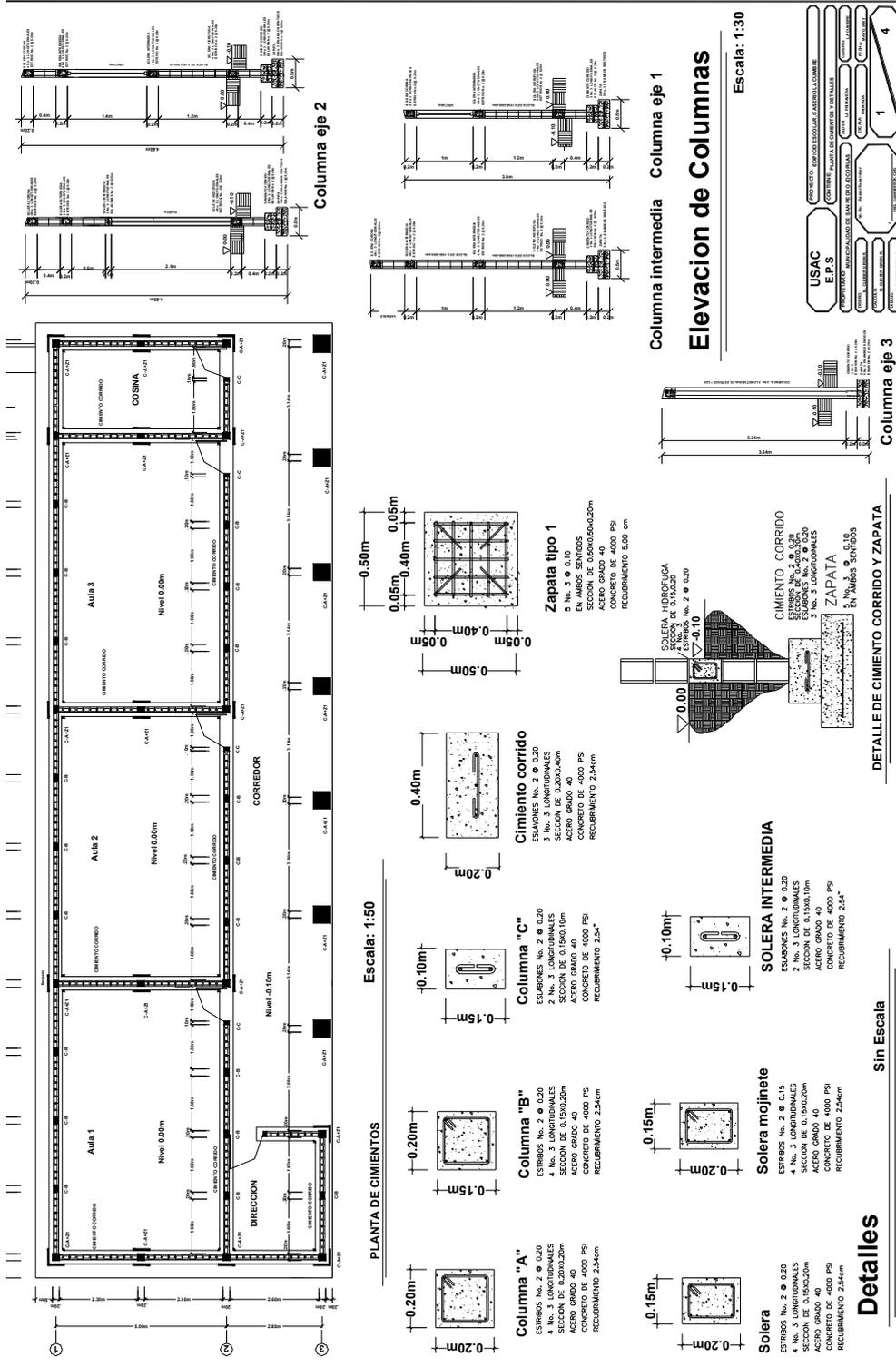
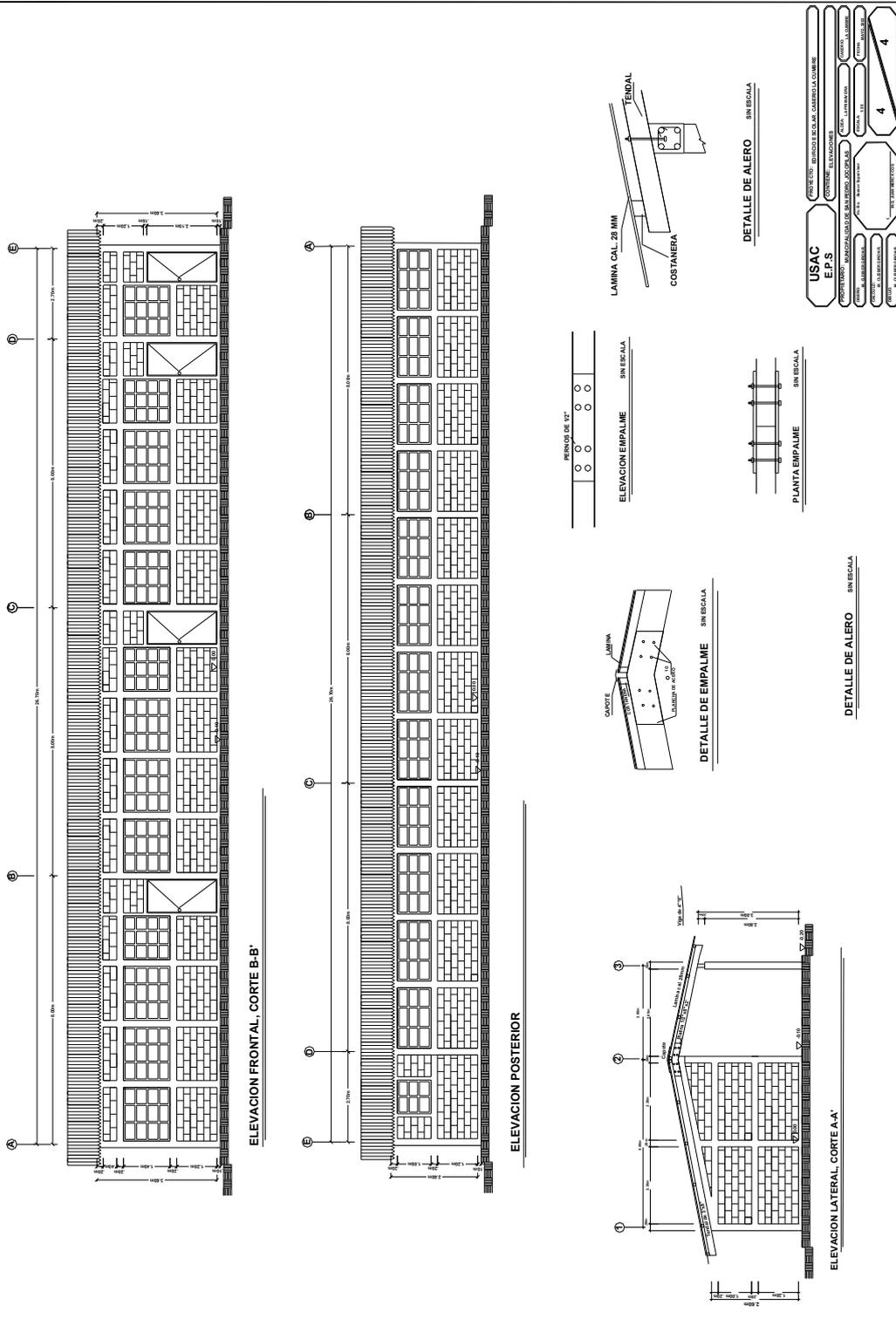
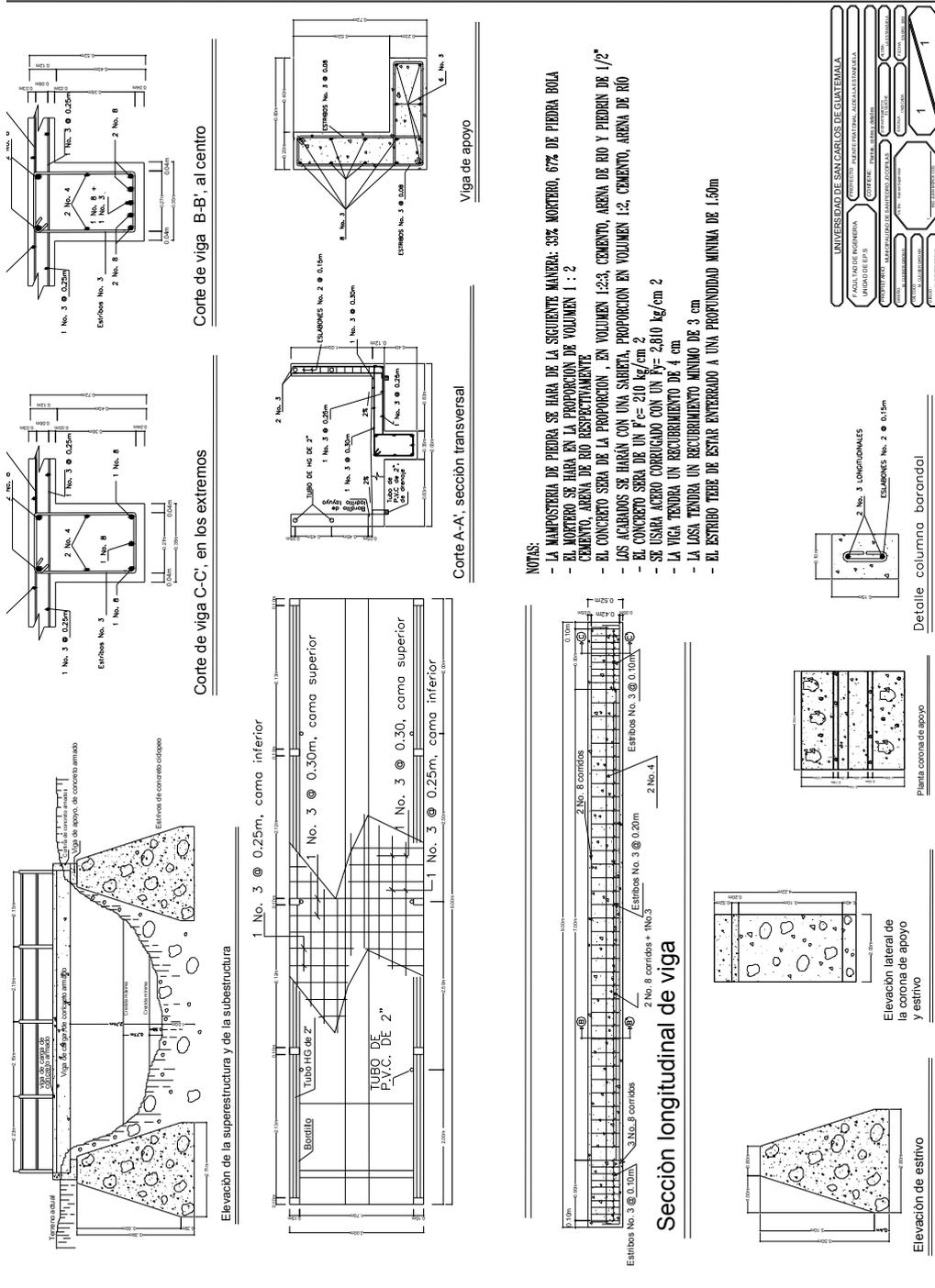


Figura 39. Elevaciones y detalles



APÉNDICE 2
Planos de puente peatonal, Aldea La Estanzuela

Figura 40. Detalles del puente peatonal, Aldea La Estanzuela



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
PROFESION: INGENIERIA CIVIL
CATEDRA: MATERIA DE DISEÑO
PROYECTO: MAQUINARIAS PARA LA ESTANZUELA
FECHA: 15/05/2018
PROFESOR: DR. JUAN CARLOS GONZALEZ
ESTUDIANTE: JUAN CARLOS GONZALEZ
GRUPO: 1

APÉNDICE 3
Planos de puente peatonal, Aldea Santabal II

Figura 41, Detalles del puente peatonal, Aldea Santabal II

