



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

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR ALDEA EL AGUACATE Y
EDIFICIO ESCOLAR ALDEA CHUIJÁ, SAN PEDRO JOCOPILAS,
DEPARTAMENTO DE QUICHÉ**

HÉCTOR ANTONIO PAR CUTZ

Asesorado por Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, mayo de 2004

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR ALDEA EL AGUACATE Y
EDIFICIO ESCOLAR ALDEA CHUIJÁ, DE SAN PEDRO
JOCOPILAS, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ**

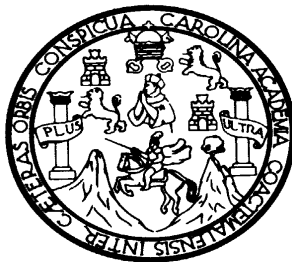
TRABAJO DE GRADUACIÓN

**PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR**

HÉCTOR ANTONIO PAR CUTZ
ASESORADO POR: ING. JUAN MERCK COS
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MAYO DE 2004

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
VOCAL I	Ing. Murphy Olympo Paíz Recinos
VOCAL II	Ing. Amahán Sánchez Álvarez
VOCAL III	Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Videz Leiva
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR	Ing. José Gabriel Ordóñez Morales
EXAMINADOR	Ing. Armando Ola Hernández
EXAMINADOR	Ing. Fredy Enrique Ríos Godinez
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR ALDEA EL AGUACATE Y EDIFICIO ESCOLAR ALDEA CHUIJÁ DE SAN PEDRO JOCOPILAS, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ.

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil con fecha 3 de noviembre de 2003.

Héctor Antonio Par Cutz

AGRADECIMIENTO

A DIOS

Por darme la sabiduría y la humildad de culminar mi carrera.

A mi asesor

Ing. Juan Merck Cos

Por su valiosa asesoría a este trabajo de graduación.

A la Facultad de Ingeniería

Por formarme como profesional.

A la Universidad de San Carlos de Guatemala

Por ser el templo del conocimiento.

ACTO QUE DEDICO

A DIOS	Por iluminarme y guiarme en todo momento.
A mis padres	José Par Y María Cutz Por su apoyo y sacrificio en el trayecto de mi carrera.
A mis abuelitos	por su apoyo incondicional.
A mis hermanos	Aurelia, David, César, Alejandro, Miriam, Elizabeth, Danny. Por su aprecio y cariño.
A mis sobrinos	Heidi, Wendy, Stefani, Rocío y Sergio, con mucho cariño.
A mis cuñados	Humberto y Laura, por su aprecio y confianza.
A mi familia en general	Con mucho cariño y afecto.
A mis amigos	Con Aprecio

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XI
RESUMEN	XIV
OBJETIVOS	XV
INTRODUCCIÓN	XVI

1. MONOGRAFÍA DE LAS ALDEAS EL AGUACATE Y CHUIJÁ

1.1.	Monografía de la aldea El Aguacate	1
1.1.1.	Generalidades	1
1.1.1.1.	Origen del nombre	1
1.1.1.2.	Población	1
1.1.1.3.	Localización	1
1.1.2.	Economía	2
1.1.2.1.	Agrícola	2
1.1.2.2.	Artesanías	2
1.1.3.	Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura	2
1.1.3.1.	Servicio de agua potable	2
1.1.3.2.	Mejoramiento de caminos vecinales	3
1.1.3.3.	Construcción de edificios escolares	3
1.2.	Monografía de la Aldea Chuijá	3

1.2.1.	Generalidades	3
1.2.1.1.	Origen del nombre	3
1.2.1.2.	Localización	4
1.2.1.3.	Población	4
1.2.1.4.	Vivienda	4
1.2.2.	Economía	4
1.2.2.1.	Agrícola	4
1.2.2.2.	Artesanías	5
1.2.3.	Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura	5
1.2.3.1.	Salón de usos múltiples	5
1.2.3.2.	Servicio de agua potable	5
1.2.3.2.	Puestos de salud	5

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL, DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA EL AGUACATE

2.1.	Descripción del proyecto	7
2.2.	Criterio y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección en viga y losa	7
2.3.	Estudio hidrológico	8
2.3.1.	Método de sección-pendiente	8
2.3.2.	Cálculo del caudal máximo	10
2.4.	Levantamiento topográfico	11
2.5.	Evaluación de la calidad del suelo	11
2.6.	Descripción de la solución propuesta	11
2.7.	Diseño del puente vehicular de la aldea El Aguacate	12
2.7.1.	Datos de diseño	12
2.7.2.	Diseño de la superestructura	12

2.7.2.1.	Diseño de la losa	13
2.7.2.1.1.	Espesor de la losa	13
2.7.2.1.2.	Cálculo de momentos	14
2.7.2.1.3.	Cálculo de peralte	16
2.7.2.1.3.	Cálculo de refuerzo	16
	2.7.2.1.4.1. Cálculo de refuerzo transversal cama inferior	17
	2.7.2.1.4.2. Cálculo de refuerzo longitudinal cama superior e inferior	17
	2.7.2.1.4.3. Cálculo de refuerzo transversal cama superior	17
2.7.2.2.	Diseño de vigas	18
2.7.2.2.1.	Cálculo del momento por sobrecarga	18
2.7.2.2.2.	Cálculo del momento por carga muerta	21
2.7.2.2.3.	Cálculo del momento debido al impacto	22
2.7.2.2.4.	Cálculo del momento total	22
2.7.2.2.5.	Cálculo de refuerzo	23
	2.7.2.2.6. Diseño a corte	24
2.7.2.3.	Diseño de diafragma	27
2.7.3.	Diseño de la subestructura	28
2.7.3.1.	Diseño de la cortina	28
	2.7.3.1.1. Empuje de tierra	29
	2.7.3.1.2. Fuerza longitudinal	29
	2.7.3.1.3. Fuerza de sismo	30
	2.7.3.1.4. Cálculo de refuerzo	31

	2.7.3.1.5.	Refuerzo por corte	32
	2.7.3.2.	Diseño de la viga de apoyo	33
	2.7.3.3.	Diseño del estribo	33
	2.7.3.3.1.	Cálculo del momento de volteo	34
	2.7.3.3.2.	Cálculo del momento estabilizante	35
	2.7.3.3.3.	Revisión del muro sin superestructura	36
	2.7.3.3.4.	Revisión del muro con superestructura y carga viva	37
	2.7.3.3.5.	Revisión del muro con sismo (sin carga viva)	38
	2.7.4.	Presupuesto	40
2.8.		Diseño del edificio escolar de la aldea Chuijá	41
	2.8.1.	Descripción del proyecto	41
	2.8.2.	Reconocimiento del lugar	42
	2.8.3.	Capacidad de alumnos	42
	2.8.4.	Tipo de estructura a diseñar	42
	2.8.5.	Distribución arquitectónica	42
	2.8.6.	Distribución de cargas	43
	2.8.6.1.	Carga viva	43
	2.8.6.2.	Carga muerta	43
	2.8.6.3.	Carga de sismo	43
	2.8.7.	Características del suelo	43
	2.8.8.	Diseño de techo	44
	2.8.8.1.	Diseño de costanera	44
	2.8.8.1.1.	Carga en proyección horizontal	45
	2.8.8.1.2.	Chequeo a flexión	47
	2.8.8.1.3.	Chequeo a corte	47

2.8.8.1.4.	Chequeo de la deflexión	48
2.8.8.2.	Diseño de tendal	49
2.8.8.2.1.	Chequeo a corte	50
2.8.8.2.2.	Chequeo a flexión	50
2.8.8.2.3.	Chequeo por deflexión	50
2.8.8.3.	Diseño de pernos	52
2.8.8.4.	Diseño de tendales y viga de pasillo	53
2.8.8.4.1.	Chequeo a corte	54
2.8.8.4.2.	Chequeo a flexión	54
2.8.8.4.3.	Chequeo por deflexión	54
2.8.8.5.	Diseño de la viga del corredor	55
2.8.8.5.1.	Diseño a corte	55
2.8.8.5.2.	Chequeo a flexión	56
2.8.8.5.3.	Chequeo por deflexión	57
2.8.8.5.4.	Aplastamiento	57
2.8.8.6.	Diseño de columnas de pasillo	57
2.8.9.	Diseño de muros	59
2.8.9.1.	Diseño de refuerzo	61
2.8.9.2.	Diseño de muros (3,4)	61
2.8.10.	Diseño de cimiento	63
2.8.10.1.	Chequeo a corte simple	64
2.8.10.2.	Chequeo a flexión	64
2.8.11.	Diseño de zapatas	64
2.8.11.1.	Chequeo por corte simple	65
2.8.11.2.	Chequeo por corte punzonante	66
2.8.11.3.	Chequeo por flexión	66
2.8.12.	Presupuesto	67

CONCLUSIONES	68
RECOMENDACIONES	69
BIBLIOGRAFÍA	70
ANEXOS	71

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Área de la sección del río	9
2	Geometría de la superestructura	3
3	Diagrama de posición de cargas para obtener momentos máximos	18
4	Diagrama de camión en lugar crítico	19
5	Diagrama de cuerpo libre de carga viva	20
6	Diagrama de cargas para obtener momentos máximos	21
7	Diagrama de carga muerta	22
8	Detalle de elevación de viga principal	24
9	Detalle de sección de la viga	24
10	Diagrama de posición de cargas que producen corte máximo	25
11	Diagrama de corte de diseño	26
12	Refuerzo de diafragmas	28
13	Geometría de la cortina y viga de apoyo	29
14	Geometría y diagrama de presiones del estribo	34
15	Relación de triángulos para obtener la presión en la cota de cimentación	34
16	Diagrama de diseño de costanera sobre aula	45
17	Diagrama de componentes de carga	46
18	Diagrama de cargas, corte y momento de tendal	51
19	Diseño de tendales y viga de pasillo	53
20	Diagrama de cargas, corte y momento de viga	56
21	Diagrama de cargas en la columna	58
22	Planta de muros	59
23	Ubicación del puente lateral	72

24	Superestructura	73
25	Detalle de superestructura	74
26	Detalle de diafragma, cortina y estribo	75
27	Cotas y amueblado	76
28	Cimentación y techo	77
29	Fachadas	78
30	Detalles	79

TABLAS

I	Cálculo del momento de volteo	35
II	Cálculo del momento estabilizante	35
III	Cálculo de momento de volteo sentido horizontal	39
IV	Resumen del presupuesto del puente vehicular	41
V	Resumen del presupuesto del edificio escolar	67

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
AASTHO	American Association of Highways and Transportation Officials
ACI	American Concrete Institute
A_T	Área total
V_s	Capacidad soporte del suelo
E_s	Módulo de elasticidad del acero
M_p	Momento perpendicular
M_n	Momento normal
R	Radio hidráulico
M_{cm}	Momento de carga muerta
M_{cv}	Momento de carga viva
M_i	Momento de impacto
M_u	Momento último
Q	Caudal
W	Peso
A_s	Área de acero
A_{stem}	Área de acero por temperatura
A_{smin}	Área de acero máximo
DGC	Dirección General de Caminos
ρ	Porcentaje de acero
P_{mín}	Porcentaje de acero mínimo
P_{máx}	Porcentaje de acero máximo
S_{máx}	Espaciamiento máximo de estribos
Φ	Factor de reducción de esfuerzos

f'_c

Resistencia a compresión del concreto a los 28 días

f_y

Esfuerzo de fluencia del acero

GLOSARIO

Acera	Espacio más elevado que la capa de rodadura donde circulan los peatones.
Carga muerta	Carga permanente en la estructura.
Carga última	Carga por su respectivo factor de incertidumbre.
Carga viva	Carga no permanente a través del tiempo, se estima que podrá trasladarse en el futuro de un lugar a otro, debe tomarse siempre en cuenta para que no ocasione cambios estructurales.
Costanera	Largueros de madera que cargan sobre la viga principal.
Crecida	Estado que posee una corriente de agua cuando su caudal, que ha estado aumentado, pasa a ser mayor que un cierto valor específico.
Caudal	Volumen de agua que pasa por unidad de tiempo.
Cota de cimentación	Altura donde se construyen los cimientos referidos a un nivel determinado.

Concreto Ciclópeo	Material de construcción con aspecto de piedra, obtenido de una mezcla proporcionada de cemento, arena, piedra y agua; a diferencia del concreto reforzado, los áridos son mucho más gruesos.
Concreto reforzado	Material de construcción obtenido de una mezcla de cemento, arena, grava y agua; como refuerzo se colocan varillas de acero corrugado.
Empuje	Fuerza ejercida por el suelo a la estructura.
Estribo	Muro que soporta a la superestructura y transmite el peso al suelo.
Especificaciones	Son normas generales y técnicas de construcción contenidas en un proyecto.
Fuerza de sismo	Carga que es inducida por un sismo y que provoca esfuerzos en la subestructura.
Losa	Elemento estructural, plano, que soporta directamente las cargas vehiculares y las trasmite a diferentes apoyos.
Mampostería	Sistema constructivo, conformado por bloques de piedra, ladrillo, bloque u otro material similar, unidos con un con un mortero que puede ser de Cemento y arena o cal.

Puente	Estructura que permite librar obstáculos.
Subestructura	Conjunto de elementos que han sido diseñados para soportar la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.
Superestructura	Conjunto de elementos diseñados para soportar las cargas de tráfico y transmitir las a la subestructura.
Suelo	Delgada capa sobre la corteza terrestre, de material que proviene de la desintegración ó alteración física y/o química de las rocas y de los residuos de la actividad de los seres vivos, que sobre ella se asientan.
Tendal	Elemento encargado de soportar el peso de la cubierta y transmitirlo hacia los muros.
Volteo	Elemento de la fuerza horizontal, que tiende a voltear el estribo respecto al borde exterior.
Viga de diafragma	Vigas transversales a las vigas longitudinales en la superestructura para rigidizarla ante cargas laterales.

RESUMEN

El trabajo de graduación que a continuación se presenta muestra como resultado el diseño, de dos proyectos realizados en el municipio de San Pedro Jocopilas, Quiche, específicamente en las aldeas El Aguacate y Chuijá.

En la aldea El aguacate se diseñó un puente vehicular de una vía, de 10 m de luz por 4.5 m de ancho, para soportar una carga de H-15-44; la superestructura será de concreto armado y la subestructura de concreto ciclópeo. Para el análisis se utilizaron las normas AASHTO y ACI.

En la aldea Chuijá se diseñó un edificio escolar de 3 aulas, con una cubierta de lámina de zinc con artesón de madera, muros de block, cimiento corrido y zapatas aisladas.

OBJETIVOS

General

- Realizar el diseño del puente vehicular para la aldea El Aguacate y de un edificio escolar en la aldea Chuijá, del municipio de San Pedro Jocopilas, departamento de Quiché.

Específico

1. Desarrollar una investigación monográfica y una investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de los lugares en estudio.
2. Capacitar a los miembros del Comité de la Comunidad, sobre conocimientos básicos de construcción.

INTRODUCCIÓN

El área rural de nuestro país tiene carencia de infraestructura y de servicios básicos, motivo por el cual las comunidades no han podido mejorar sus condiciones de vida.

El municipio de San Pedro Jocopilas no es la excepción. La falta de un puente vehicular dificulta a los habitantes el traslado de sus productos en forma rápida y segura. La falta de un edificio escolar implica aulas improvisadas, espacios reducidos, y dificulta el aprendizaje para los niños.

El trabajo está orientado a plantear soluciones al realizar el diseño de un puente vehicular para la aldea El aguacate y el diseño de un edificio escolar para la aldea Chuijá.

1. MONOGRAFÍA DE LAS ALDEAS EL AGUACATE Y CHIUJÁ

1.1. Monografía de la aldea El Aguacate

1.1.1. Generalidades

1.1.1.1. Origen del nombre

Etimológicamente; El Aguacate, se deriva de la producción agrícola, ya que en este lugar se produce mucho aguacate.

1.1.1.2. Población

El número de habitantes de la aldea es de 1,240 y cuentan con 207 viviendas, haciendo un promedio de 6 habitantes por vivienda.

1.1.1.3 Localización

La aldea se localiza a una distancia de 30 kilómetros de la cabecera municipal, dividiéndose en 20 kilómetros de asfalto y 10 kilómetros de terracería en malas condiciones.

1.1.2. Economía

1.1.2.1. Agrícola

El Aguacate es una aldea donde la producción agrícola tiene el mayor porcentaje. También es de mencionar que los suelos del municipio se prestan para desarrollar tal actividad.

Entre los principales cultivos se pueden mencionar: maíz, tomate, aguacate, frijol y hortalizas.

1.1.2.2. Artesanías

Esta actividad, tiene mucha relevancia en la aldea ya que es la segunda actividad que realizan los habitantes después de la actividad agrícola entre las artesanías más importantes figuran la elaboración de tejas y de ladrillos de barro cocido.

1.1.3. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura

De acuerdo a la investigación realizada en la comunidad, a través de entrevistas y observación en el lugar, las prioridades de la comunidad son:

1.1.3.1. Servicio de agua potable

Se estimó que el 60% de los hogares de El Aguacate tienen acceso al agua potable, y el resto no cuentan con este servicio.

Esta situación da como resultado enfermedades, por las malas condiciones

de saneamiento ambiental que rodea la comunidad, afectando principalmente a la población infantil con enfermedades parasitarias que son la principal causa de mortalidad.

1.1.3.2. Mejoramiento de caminos vecinales

El mejoramiento de los caminos vecinales es de suma importancia, ya que la aldea cuenta con una carretera de terracería en pésimas condiciones y eso limita el traslado de su producción al casco urbano.

1.1.3.3. Construcción de edificios escolares

La importancia de la construcción de un edificio escolar adecuado es fundamental debido, a que la aldea sólo tiene un edificio escolar de dos aulas, para atender toda la primaria, tanto de la aldea como de otras aldeas vecinas.

1.2. Monografía de la aldea Chuijá

1.2.1. Generalidades

1.2.1.1. Origen del nombre

La palabra Chuijá significa "arriba de un río" hay un caserío.

1.2.1.2. Localización

Se localiza a una distancia de 18 kilómetros de la cabecera municipal, la carretera tiene 16 kilómetros de asfalto y 2 kilómetros de terracería.

1.2.1.3. Población

Cuenta con una población de 1,750 habitantes, 890 hombres y 860 mujeres.

1.2.1.4. Vivienda

La mayoría de casas están construidas con paredes de adobe y techo de teja, son de forma rectangular, con uno o dos ambientes, corredor y cocina.

1.2.2. Economía

1.2.2.1. Agrícola

La principal actividad económica de esta aldea es la agricultura, cultivando los siguientes productos.

Maíz: las técnicas de producción se consideran tradicionales, en cuanto a la densidad de plantas por área y el manejo de las plantaciones.

Frijol: es tan importante como el maíz, aunque se siembra en menor área.

1.2.2.2. Artesanías

La producción de cerámica se reporta como una actividad secundaria. Es una actividad generalizada en la elaboración manual de tejido (trenzado) de hoja de palma, utilizado para confeccionar sombreros.

1.2.3. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura

De acuerdo a la investigación y a encuestas efectuadas por la municipalidad, las prioridades de la comunidad son:

1.2.3.1. Salón de usos múltiples

La construcción de un salón de usos múltiples es de suma importancia para la comunidad, ya que no cuentan con un edificio adecuado para realizar reuniones de comités o eventos sociales.

1.2.3.2. Servicio de agua potable

La falta de agua potable en esta comunidad, hace difícil realizar sus actividades productivas y de higiene personal, debido a que solo cuentan con una fuente de abastecimiento.

1.2.3.2. Puestos de salud

Actualmente el municipio cuenta con un solo centro de salud, debido a lo cual no se atiende en forma eficiente a todas las personas. Tomando en cuenta la distancia a la aldea, se hace imposible que las personas sean atendidas rápidamente.

Es notorio observar que la mayoría de los casos, que por mortalidad o morbilidad se presentan en la aldea, son ocasionadas por enfermedades previsibles, como las de tipo gastrointestinal y respiratorio.

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA EL AGUACATE

2.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular de concreto reforzado, de una vía, para soportar una carga viva AASTHO H15-44, con una luz entre apoyos de 10.00 m. y un ancho de rodadura de 4.5 m.

El puente vehicular estará conformado por:

Subestructura compuesta por:

- Cortina
- Viga de apoyo
- Estribos

Superestructura compuesta por:

- Losa
- Diafragmas
- Vigas

2.2. Criterio y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección en viga y losa

Para el efecto se aplicarán las normas que la AASHTO establece tanto para la superestructura como para la subestructura.

2.3. Estudio hidrológico

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

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

Para el cálculo de los caudales que puedan tener los ríos existen varios métodos, entre los cuales se tiene: aforo directo con molinete, vertederos, volumétrico, aforo químico, sección-pendiente, etc.

El método que se utilizó en el presente proyecto fue el de sección – pendiente.

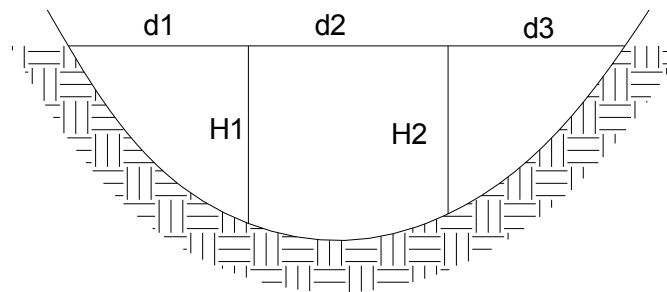
2.3.1. Método de sección-pendiente

Es uno de los métodos más utilizados en lugares donde no es posible recabar información suficiente para un cálculo confiable.

Para obtener la crecida máxima se procede a consultar a los habitantes del lugar, buscar señales que han dejado las crecidas anteriores y a indagar en archivos o crónicas locales.

Al definir una altura de crecida, se obtiene el valor del área de la sección. Para ello se calcula el área de influencia de cada sección parcial.

Figura 1. Área de la sección del río



$$A_1 = (d_1 / 2 + d_2 / 2) * H_1$$

$$A_2 = (d_2 / 2 + d_3 / 2) * H_2$$

$$A_T = A_1 + A_2$$

Luego se obtiene el valor de la velocidad “ V “ por medio de la fórmula de Manning:

$$V = 1 / N * R^{2/3} * S^{1/2}$$

Donde:

V = velocidad (m / s)

R = radio hidráulico (m)

S = pendiente

N = coeficiente de rugosidad

2.3.2. Cálculo del caudal máximo

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

Pendiente para el caudal máximo	3.23%
Altura de crecida	1.90 m
Área de desalojo	31.25 m ²
Coeficiente de rugosidad	0.20
Perímetro mojado	41.10 m

Cálculos:

$$R = A / P.M = 31.25 / 41.10 = 0.760$$

$$V = 1 / 0.2 * 0.760^{2/3} * 0.0323^{1/2} = 0.75 \text{ m / s}$$

$$Q = V * A = 0.75 * 31.25 = 23.44 \text{ m}^3 / \text{s}$$

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

La altura del lecho del río hasta la crecida máxima es de 1.90 m, y la altura de la crecida máxima hasta la superestructura es de 2 m, para una altura total 3.9 m.

2.4. Levantamiento topográfico

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

Se realizaron los levantamientos siguientes:

Planimétrico, utilizando el método de conservación del azimut.

Altimétrico, utilizando una nivelación simple.

Los datos y resultados se muestran en el apéndice.

2.5. Evaluación de la calidad del suelo

Debido a la falta de recursos de la municipalidad, no fue posible realizar los ensayos correspondientes para determinar la calidad del suelo, por lo que se recurrió a una observación de campo, acompañada de una pequeña

perforación; de lo cual se dedujo que el suelo es de tipo arenoso y con base en esto se presumió un valor soporte de $20,000 \text{ kg/m}^2$ y una cota de cimentación de 1.20 m.

2.6. Descripción de la solución propuesta

El puente estará conformado por una superestructura de concreto armado, consistente en una losa plana, banquetas, 2 vigas principales y 2 diafragmas. La subestructura estará conformada por estribos de concreto ciclópeo; además, contará con una viga de apoyo de concreto armado.

2.7. Diseño del puente vehicular de la aldea El Aguacate

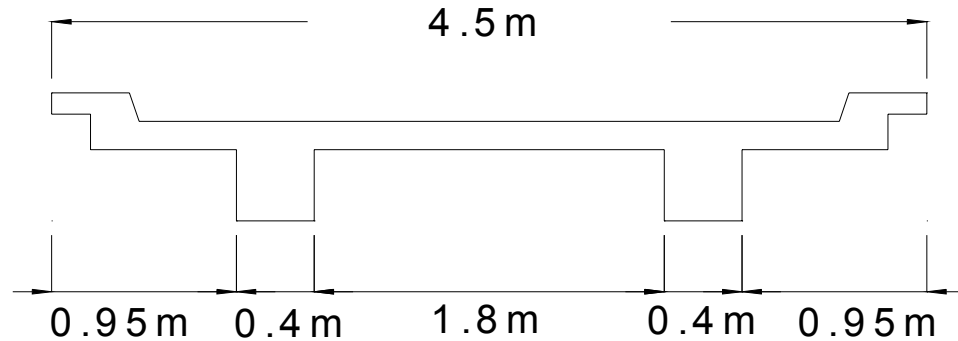
2.7.1. Datos para diseño

Luz libre	9.50 m
Ancho útil	3.60 m
Resistencia del concreto	$f_c = 210 \text{ kg / cm}^2$
Resistencia del acero	$f_y = 2,810 \text{ kg / cm}^2$
Peso concreto ciclópeo	$W_{cc} = 2,500 \text{ kg / m}^3$
Peso concreto armado	$W_c = 2,400 \text{ kg / m}^3$
Capacidad soporte de suelo	$V_s = 20,000 \text{ kg / m}^3$
Luz total	10.00 m
Ancho total	4.50 m
Módulo de elasticidad del acero	$E_s = 2.1 * 10^6 \text{ kg / cm}^2$
Sobrecarga	H15-44

2.7.2. Diseño de la superestructura

La superestructura estará compuesta por: losa de rodadura, 2 vigas principales, 2 diafragmas y banquetas laterales.

Figura 2. Geometría de la superestructura



2.7.2.1. Diseño de la losa

La losa del puente se diseñará con respecto a las normas AASTHO; para esto, es necesario determinar cómo trabaja la losa. En este caso, la losa trabaja en un solo sentido, que es el sentido corto, y por lo tanto el refuerzo principal de la losa es perpendicular al tráfico. La separación entre vigas que hace la luz de la losa es de 1.80 m.

2.7.2.1.1. Espesor de losa

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

$$T = 1.2 (L + 3.05) / 30 \geq 0.17 \text{ m}$$

Donde :

T = espesor

L = luz libre entre vigas

$$T = 1.2(1.8 + 3.05) / 30 = 0.19 \text{ m}$$

Se utilizará un espesor de 20 cm.

2.7.2.1.2. Cálculo de momentos

Los momentos que se analizarán son: por carga muerta, sobrecarga e impacto; obteniendo con ellos el momento total, con el cual se procederá posteriormente al cálculo del refuerzo. A continuación se detalla cada uno de ellos:

- Momento debido a peso muerto

$$M_{cm} = W_{cmu} * L^2 / 10$$

Donde:

W_{cmu} = carga muerta ultima

L = luz libre entre vigas

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

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

$$M_{cm} = 480 * 1.8^2 / 10 = 217.73 \text{ kg-m}$$

- Momento debido a sobrecarga

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

$$M_{cv} = [0.8 * (S + 2) / 32] * P$$

Donde:

S = luz libre entre vigas (pies)

P = peso del eje más pesado (lb)

Peso de eje más pesado P = 12,000 lb

$$M_{cv} = [0.80 * (5.91 + 2) / 32] * 12,000 = 2,373 \text{ lb} - \text{pie} = 328.85 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momento debido al impacto

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

$$I = 15 / (L + 38)$$

Donde:

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

L = longitud del tramo donde la carga produce el máximo esfuerzo (m).

$$I = 15 / (1.8 + 38) = 0.38$$

Como $38\% > I_{\text{máx}}$ entonces utilizar $I_{\text{máx}} = 30\%$

- Momento último

Según AASTHO 1.2.22; la fórmula se integra de la siguiente manera:

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

$$M_u = 1.3[217.73 + 5/3(328.85 * 1.3)] = 1,209.31 \text{ kg} - \text{m}$$

2.7.2.1.3. Cálculo de peralte

$d = H - \theta / 2 - \text{recubrimiento}$ (se usará varilla No.5)

$$d = 20 - 1.59 / 2 - 2.5 = 16.70 \text{ cm}$$

2.7.2.1.4. Cálculo de refuerzo

Para calcular el área de acero se utilizará la siguiente fórmula

$$A_s = [b * d - \sqrt{(b*d)^2 - (M_u * b) / (0.003825 * f_c)}] * 0.85 * f_c / f_y$$

Donde:

$$\Phi = 0.9$$

$$M_u = 1,209.31 \text{ kg} - \text{m}$$

$$d = 16.70 \text{ cm}$$

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

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

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

$$\text{Y se obtiene } A_s = 2.90 \text{ cm}^2$$

Chequeando A_{smin} y A_{smax} se verificará si el A_s está en el rango, según norma ACI.

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d$$

$$\rho_{min} = 14.1 / f_y = 14.1 / 2,810 = 0.005$$

$$A_{smín} = 0.005 * 100 * 16.70 = 8.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{smáx} = 0.5 * \rho_{bal} * b * d$$

$$\rho_{bal} = (\beta_1)^2 [0.003 / (f_y / E_s + 0.003)] * f_c / f_y$$

$$\rho_{bal} = (0.85)^2 [0.003 / (2,810 / 2.1 * 10^6 + 0.003)] * 210 / 2,810 = 0.037$$

$$A_{sm\acute{a}x} = 0.5 * 0.037 * 100 * 16.70 = 30.90 \text{ cm}^2$$

2.7.2.1.4.1. Cálculo de refuerzo transversal cama inferior

Como el $A_s < A_{sm\acute{a}n}$ entonces utilizar $A_{sm\acute{a}n} = 8.35 \text{ cm}^2$

Utilizando refuerzo No.5, el armado quedará distribuido de la siguiente manera:

No.5 @ 23 cm perpendicular al tráfico.

2.7.2.1.4.2. Cálculo de refuerzo longitudinal cama superior e inferior

La AASHTO (3.24.10.2) recomienda que el refuerzo longitudinal debe ser el 67% como máximo del refuerzo transversal.

$$A_s = 0.67 * A_{stransv} = 0.67 * 8.35 = 5.60 \text{ cm}^2$$

Proponiendo armado No.4 @ 22 cm

2.7.2.1.4.3. Cálculo de refuerzo transversal cama superior

Se calcula refuerzo por temperatura.

$$A_{stemp} = 0.002 * b * T$$

$$A_{stemp} = 0.002 * 100 * 20 = 4 \text{ cm}^2$$

Utilizando refuerzo No.3, el armado quedará distribuido de la siguiente manera: No.3 @ 17 cm. Este deberá colocarse en la cama superior.

2.7.2.2. Diseño de vigas

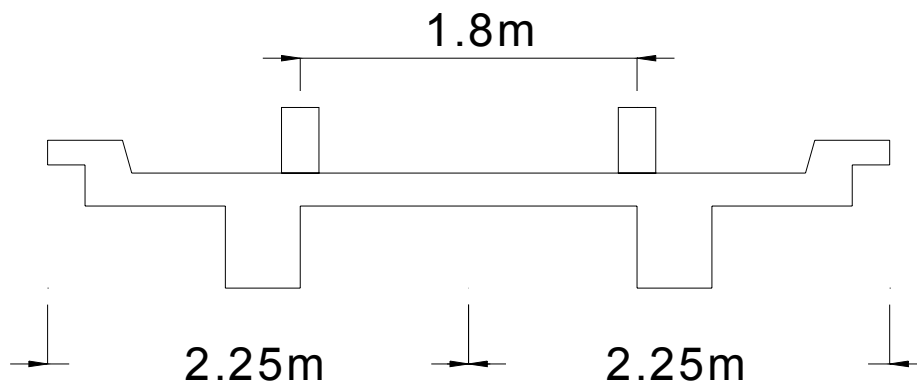
La sección de las vigas principales se determina basándose en la luz de las mismas; se recomienda un peralte no menor de $L / 16$ y la base no deberá ser menor que el peralte sobre 3.5.

De acuerdo a este criterio, se establecieron las dimensiones siguientes:
Base = 0.4 m y peralte = 0.7 m

2.7.2.2.1. Cálculo del momento por sobrecarga

Según especificación AASHTO, puesto que la separación entre ejes de vigas, $S = 2 \text{ m} > 1.80 \text{ m}$, entonces la carga sobre cada viga será la reacción de las cargas por rueda.

Figura 3. Diagrama de posición de cargas para obtener momentos máximos.



La fracción de la carga de la rueda que absorbe cada viga es:

$$S / 1.75$$

Donde:

S = separación máxima entre vigas

$$1.80 / 1.75 = 1.03$$

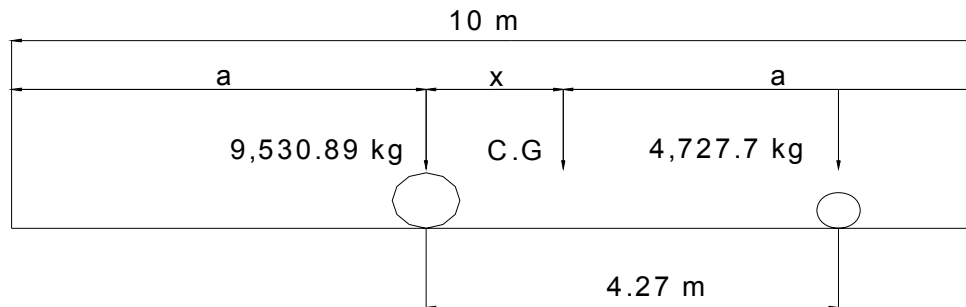
La carga por eje se obtiene de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \text{Carga de eje trasero} &= P * \text{fracción de carga} * \text{factor de carga última} \\ &= 5,443.11 * 1.03 * 1.7 = 9,530.89 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Carga de eje delantero} &= P * \text{fracción de carga} * \text{factor de carga última} \\ &= 2,700 * 1.03 * 1.7 = 4,727.7 \text{ kg} \end{aligned}$$

Los momentos máximos debidos a la sobrecarga se calculan respecto al lugar crítico.

Figura 4. Diagrama de camión en lugar crítico



Encontrando los valores de “a” y de “x”. Para encontrar x, se hace sumatoria de momentos para hallar el centro de gravedad.

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

$$9,530.89X = 4,727.7(4.27 - X)$$

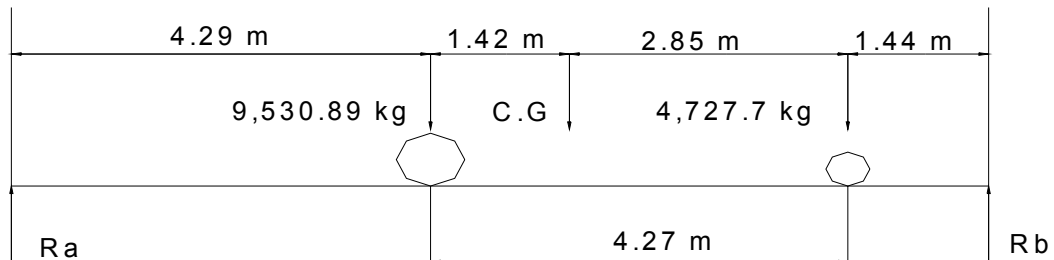
$$X = 1.42 \text{ m}$$

Encontrando a: $2a + X = 10$

$$X = (10 - 1.42) / 2 = 4.29 \text{ m}$$

Teniendo las distancias, se hace el diagrama de cuerpo libre

Figura 5. Diagrama de cuerpo libre de carga viva



Se encuentran las reacciones en los apoyos

$$\sum M = 0$$

$$10R_a = 61229.27$$

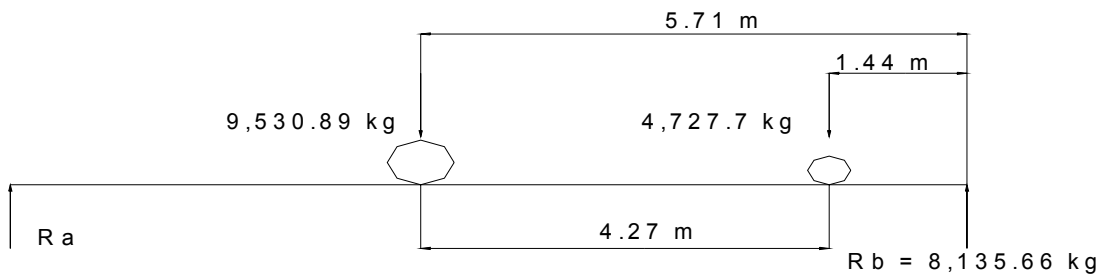
$$R_a = 6,122.93 \text{ kg}$$

$$10R_b = 81,356.63$$

$$R_b = 8,135.66 \text{ kg}$$

Para el momento máximo, se hace un corte en la sección donde se aplica la carga mayor y se hace el análisis del momento.

Figura 6. Diagrama de cargas para obtener momentos máximos



$$M_{\text{máx}} = 8,135.66 * 5.71 - 4,727.7 * 4.27$$

$$M_{\text{máx}} = 26,267.34 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

2.7.2.2.2. Cálculo del momento por carga muerta

El momento debido a la carga muerta es la sumatoria de los momentos que actúan en la viga.

$$W_{\text{losa}} = 480 \text{ kg} / \text{m}$$

$$W_{\text{viga}} = 2,400 * 0.7 * 0.4 = 672 \text{ kg} / \text{m}$$

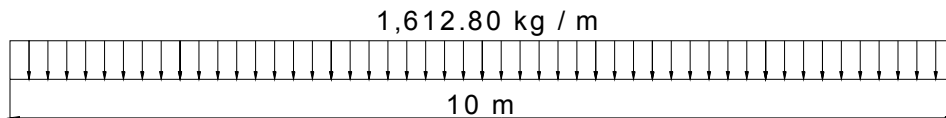
$$W_{\text{cm}} = W_{\text{losa}} + W_{\text{viga}}$$

$$W_{\text{cm}} = 480 + 672 = 1,152 \text{ kg} / \text{m}$$

$$W_{\text{cmu}} = 1.4 * 1,152 = 1.612.80 \text{ kg} / \text{m}$$

El momento máximo se calcula respecto al siguiente diagrama.

Figura 7. Diagrama de carga muerta



$$M_{\text{máx}} = W_{\text{cmu}} * L^2 / 8 = (1,612.80 * 10^2) / 8 = 20,160 \text{ kg} - \text{m}$$

2.7.2.2.3. Cálculo del momento debido al impacto

Del concepto de impacto mencionado anteriormente se tiene:

$$I = 15 / (L + 38) = 15 / (10 + 38) = 0.31 > 0.3, \text{ utilizar } 0.3$$

2.7.2.2.4. Cálculo del momento total

El momento total máximo se obtiene de la siguiente manera:

$$M_{1\text{máx}} = 1.3[M_{\text{cm}} + 5/3(M_{\text{cv}} * I * \text{F.D})]$$

Donde:

I = impacto

F.D = factor de distribución

$$M_{\text{máx}} = 1.3[1,612.80 + 5/3(26,267.34 * 1.3 * 1.03)]$$

$$M_{\text{máx}} = 78,302.57 \text{ kg} - \text{m}$$

2.7.2.2.5. Cálculo de refuerzo

Para el refuerzo en el centro de la viga se tiene:

$$M = 78,302.57 \text{ kg} - \text{m}$$

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

$$d = 65 \text{ cm}$$

$$f_c = 280 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

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

Se obtiene:

$$A_s = 36.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{smín}} = 8.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{smáx}} = 37.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{smín}} < A_s < A_{\text{smáx}} \quad \text{OK.}$$

El armado quedará de la siguiente manera:

Cama Inferior: 7 No.8 + 1 No.4

Cama superior: $33\% * (A_s) = 0.33 * 36.35 = 12.13 \text{ cm}^2$; 2 No.8 + 2 No.4

Figura 8. Detalle de elevación de viga principal

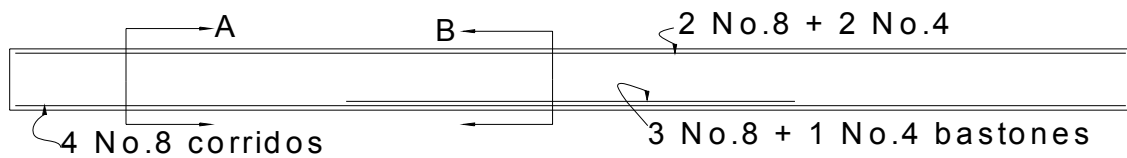


Figura 9. Detalle de sección de la viga



2.7.2.2.6. Diseño a corte

- **Esfuerzo por carga muerta**

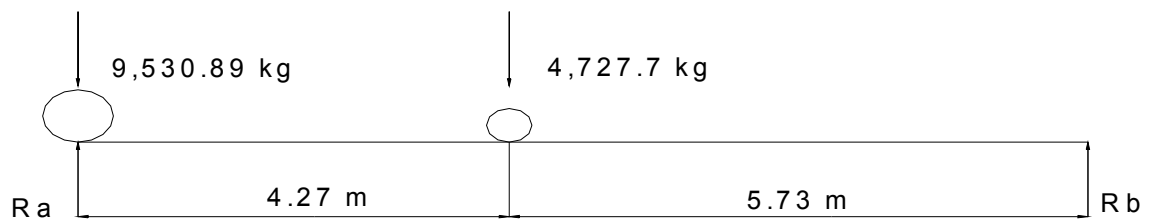
El esfuerzo cortante máximo se obtiene en los apoyos y se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$V_{\text{máx}} = W * L / 2 + P = 1,612.8 * 10 / 2 + 324 = 8.388 \text{ kg.}$$

- **Esfuerzo por sobrecarga**

El esfuerzo por sobrecarga se calcula por medio de la reacción que la estructura tiene cuando el camión está ingresando al puente.

Figura 10. Diagrama de posición de cargas que producen corte máximo



$$R_a \cdot 10 = 9,530.89 \cdot 10 + 4,727.7 \cdot 5.73$$

$$R_a = V_{\text{máx}} = 12,239.86 \text{ kg}$$

- **Esfuerzos cortantes totales**

$$V_{\text{tmáx}} = 1.3[V_{\text{cm}} + 5/3 (V_{\text{cv}} \cdot l)]$$

$$V_{\text{tmáx}} = 1.3[8,388 + 5/3(12,239.86 \cdot 1.3)]$$

$$V_{\text{tmáx}} = 45,380 \text{ kg}$$

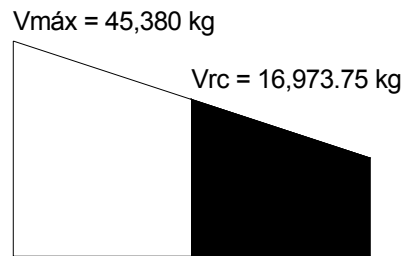
- **Cálculo de refuerzo**

Con base en el diagrama de corte real y con la siguiente fórmula, se calcula la fuerza última de resistencia del concreto a corte:

$$V_{rc} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_{rc} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 40 * 65 = 16,973.75 \text{ kg}$$

Figura 11. Diagrama de corte de diseño



Por medio del diagrama de corte de diseño se obtiene el corte máximo ($V_{m\acute{a}x}$). Una vez determinado; estos esfuerzos: V_{rc} y $V_{m\acute{a}x}$; se calcula el esfuerzo cortante que será absorbido por el acero; el cual se obtiene por medio de la siguiente fórmula:

$$V_s = V_{m\acute{a}x} - V_{rc} = 45,380 - 16,973.75 = 28,406.25 \text{ kg}$$

Comprobando límites de espaciamiento:

$$\text{S\acute{ı}} \quad \Phi * 1.1 * \sqrt{f_c} * b * d < V_s < 2.1 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$S_{m\acute{a}x} = S / 4$$

$$\text{Pero s\acute{i}} \quad V_s < \Phi * 1.1 * \sqrt{f_c} * b * d$$

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

Calculando:

$$0.85 * 1.1 * \sqrt{210} * 40 * 65 = 35,225.54 \text{ kg}$$

$$2.1 * \sqrt{210} * 40 * 65 = 79,122.92 \text{ kg}$$

Como $V_s < \Phi * 1.1 * \sqrt{f_c} * b * d$

$$S_{\text{máx}} = S / 4 = 65 / 4 = 16.25 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 16 \text{ cm}$$

- **Cálculo del espaciamiento**

Utilizando varilla No.3

$$S = A_v * f_y * d / V_s = 2 * 0.71 * 2,810 * 65 / 28,406.25 = 9.13 \text{ cm}$$

$$S = 9 \text{ cm}$$

La distribución de los estribos queda de la siguiente manera:

28 estribos @ 9 cm y 15 estribos @ 32cm (ver detalle en los planos de apéndice).

2.7.2.3. Diseño de diafragma

La especificación AASHTO 8.12.2 dice que en un diafragma intermedio es recomendado en el punto máximo al momento positivo para luces mayores de 40 pies (12.19 m).

Debido a que la luz del puente es de 10 m, no se utilizará diafragma intermedio, sino sólo externo.

Diafragma exterior: $h = 0.5 * h_{\text{viga}}$

$$h = 0.5 * 0.7 = 0.35 \text{ m}$$

El ancho de los diafragmas es generalmente de 30 cm.

Se tiene:

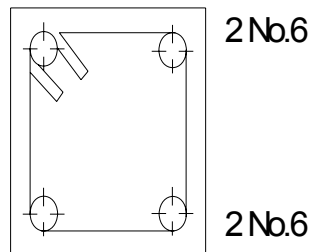
$$\text{peralte} = 35 \text{ cm}$$

$$\text{base} = 30 \text{ cm}$$

Según especificación AASHTO, el refuerzo será equivalente al acero mínimo requerido por la sección, tanto en cama inferior como en superior.

$$A_{smín} = 14.1 / f_y * b * d = 14.1 / 2,810 * 30 * 35 = 5.27 \text{ cm}^2.$$

Figura 12. Refuerzo de diafragmas



El espaciamiento entre estribos es de $1/2d$.

$$S = 1/2 * 35 = 17.5 \text{ cm}$$

$$S = 17 \text{ cm}$$

2.7.3. Diseño de la subestructura

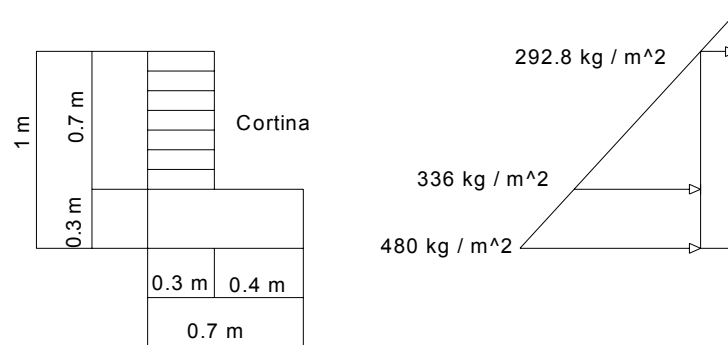
La subestructura está compuesta por cortina, viga de apoyo y estribos.

2.7.3.1. Diseño de la cortina

Según AASTHO 1.2.22, la cortina está empotrada sobre la viga de apoyo, actuando en ella las fuerzas de: empuje de la tierra (E), fuerza longitudinal (FL) y la fuerza de sismo (EQ).

De acuerdo a AASTHO 1.1.19, la estructura no debe diseñarse para menos de un equivalente líquido a 480 kg / m^3 .

Figura 13. Geometría de la cortina y viga de apoyo



2.7.3.1.1. Empuje de tierra (E)

Se incrementará la altura del relleno en 0.61 m.

$$E = 292.8 * 0.7 + 336 * 0.7 / 2 = 204.96 + 117.6 = 322.56 \text{ kg / m}$$

2.7.3.1.2. Fuerza longitudinal (FL)

Según AASHTO 1.2.13, FL será el 5% de la carga viva y su centro de gravedad a 1.8 sobre la superficie de rodadura.

$$C_v = 5\% * P_{15} = 0.05 * 15,000 = 750 \text{ kg}$$

$$FL = C_v / L = 750 / 1.8 = 417 \text{ kg / m de ancho}$$

El brazo de la F.L: $b = 0.7 \text{ m}$

2.7.3.1.3. Fuerza de sismo (EQ)

Se utilizará un 8%, según criterio de la Sección de Puentes de la Dirección General de Caminos de Guatemala.

El punto de aplicación se localiza en el centro de gravedad, actuando horizontalmente.

$$W_{\text{propio}} = 2,400 * 0.3 * 0.7 = 504 \text{ kg / m}$$

$$EQ = 0.08 * 504 = 40.32 \text{ kg de ancho}$$

$$\text{Punto de aplicación } b = \frac{1}{2} * 0.7 = 0.35 \text{ m al centro de gravedad.}$$

Para calcular el momento de diseño se utilizan los siguientes grupos de cargas.

Según AASHTO 1.2.22

$$\text{Grupo I: esfuerzo } 100\% \quad M = E * b$$

$$\text{Grupo III: esfuerzo } 125\% \quad M = E * b + FL * b$$

$$\text{Grupo VII: esfuerzo } 133\% \quad M = E * b + EQ * b$$

El momento máximo se determina comparando los tres grupos de cargas.

$$\text{Grupo I: esfuerzo } 100\%$$

$$M = E * b = E_1 * b_1 + E_2 * b_2$$

$$M = 204.96 * 0.7 / 2 + 117.6 * 0.7 / 3$$

$$M = 99.18 \text{ kg} - \text{m}$$

Grupo III: esfuerzo 125%

$$M = 1.3(E + FL)$$

$$M = E = 99.189 \text{ kg} - \text{m}$$

$$FL = 417 * 0.7 = 291.9 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M = 1.3(99.18 + 291.9) = 508.40 \text{ kg} - \text{m}$$

Grupo VII: esfuerzo 133%

$$M = 1.3(99.18 + 40.32 * 0.35)$$

$$M = 147.28 \text{ kg} - \text{m}$$

El momento máximo de los tres grupos calculados, es el del grupo III.

$$M_{\text{máx}} = 508.40 \text{ kg} - \text{m}$$

2.7.3.1.4. Cálculo de refuerzo

Datos:

$$M = 508.40 \text{ kg} - \text{m}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 67.5 \text{ cm}$$

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

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

Se obtiene:

$$A_s = 0.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 10.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 30.38 \text{ cm}^2$$

Como $A_s < A_{s\text{mín}}$ utilizar $A_{s\text{mín}} = 10.16 \text{ cm}^2$

Proponiendo armado

8 No.4

2.7.3.1.5. Refuerzo por corte

Grupo III:

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

$$V = 1.3 (322.56 + 417)$$

$$V = 961.43 \text{ kg}$$

Grupo VII:

$$V = 1.3 (E + EQ) = 1.3 (322.56 + 40.32)$$

$$V = 471.74 \text{ kg}$$

Tomando el mayor de los grupos, o sea el grupo III

$$V_{\text{máx}} = 961.43 \text{ kg}$$

$$V_{rc} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 67.5$$

$$V_{rc} = 13,219.94 \text{ kg}$$

Como $V_{rc} > V_{\text{máx}}$, el concreto resiste

$$S_{\text{máx}} = d / 2 = 67.5 / 2 = 33.75 \text{ cm}$$

$$S = 33 \text{ cm}$$

Utilizar: No.3 @ 33 cm

2.7.3.2. Diseño de la viga de apoyo

Refuerzo longitudinal

- Acero por temperatura

$$A_{stem} = 0.002 * b * h = 0.002 * 70 * 30 = 4.2 \text{ cm}^2$$

Proponiendo armado 2 No.5 + 1 No.3

- Acero transversal

Para el refuerzo transversal se colocan estribos de acero corrugados a no menos de $h / 2$.

$$S = 30 / 2 = 15 \text{ cm}$$

Proponiendo armado No.3 @ 15 cm

2.7.3.3. Diseño del estribo

El estribo a diseñar será de concreto ciclópeo, obteniendo con esto la ventaja de que su diseño es más simple, ya que consiste en asumir su sección y luego verificar tres condiciones: deslizamiento, volteo y presiones.

Figura 14. Geometría y diagrama de presiones del estribo

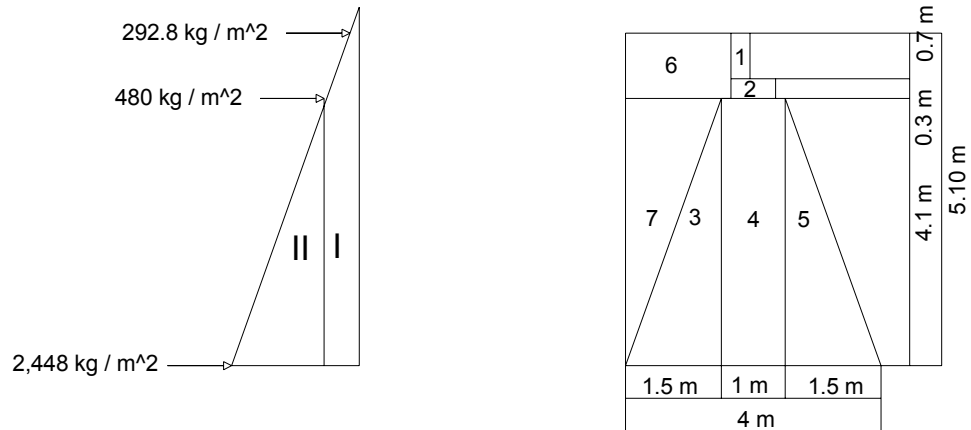
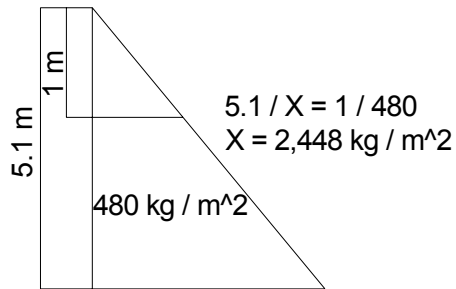


Figura 15. Relación de triángulos para obtener la presión en la cota de cimentación



2.7.3.3.1. Cálculo del momento de volteo

El momento de volteo es producto del empuje de la tierra sobre el estribo y se determina de la siguiente manera:

sección I:

Empuje = presión * altura

Empuje = $292.8 * 5.10 = 1,493.28 \text{ kg - m}$

B.P = $5.10 / 2 = 2.55 \text{ m}$

Momento = E * B.P

M = 1,493.28 * 2.55 = 3,807.86 kg – m

Para la sección II se tiene:

Tabla I. Cálculo del momento de volteo

Sección	Altura	Presión	Empuje	B.P	Momento
I	5.1	292.8	1,493.28	2.55	3,807.86
II	2.55	2448	6,242.40	1.7	10,612.08
E =			7,735.68	MV =	14,419.94

2.7.3.3.2. Cálculo del momento estabilizante

Es producido por el peso de la estructura y el relleno; para la sección I se tiene:

Tabla II. Cálculo del momento estabilizante

Sección	Área	Peso	B.P	Momento
1	0.21	504.0	2.2	1,108.80
2	0.21	504.0	2	1,008.00
3	3.08	7,700.0	3	23,100.00
4	4.1	10,250.0	2	20,500.00
5	3.08	7,700.0	1	7,700.00
6	1.65	3,135.0	3.18	9,969.30
7	3.08	5,852.0	3.5	20,482.00
W =		35,645.0	ME =	83,868.10

2.7.3.3.3. Revisión del muro sin superestructura

Se harán las verificaciones para un muro de contención por gravedad:

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

$$\text{Deslizamiento} = D = 0.5 * W / E > 1.5$$

$$\text{Presiones} = P = W / A * [1 \pm (6 * e / b)] < V_s$$
$$> 0$$

En donde.

MV = momento de volteo

ME = momento estabilizante

W = peso propio de la estructura

E = empuje

A = área

e = excentricidad = $b / 2 - a$

a = $(ME - MV) / W$

b = base

- **Revisión de volteo**

$$ME / MV = 83,868.10 / 14,419.94 = 5.82 > 1.5 \quad \text{OK}$$

- **Revisión de deslizamiento**

$$D = 0.5 * W / E = 0.5 * 35,645 / 7,735.68 = 2.30 > 1.5 \quad \text{Ok}$$

- **Revisión de presiones**

$$a = (ME - MV) / W = (83,868.10 - 14)$$

$$e = b / 2 - a = 4 / 2 - 1.95 = 0.05 \text{ m}$$

$$P_{\text{máx}} = 35,645 / (4 * 1) * [1 + (6 * 0.05) / 4] = 9,579.59 \text{ kg} / \text{m}^2 < 20,000 \text{ kg} / \text{m}^2 \quad \text{OK}$$

$$P_{\min} = 35,645 / (4 * 1) * [1 - (6 * 0.05) / 4] = 8,242.91 \text{ kg} / \text{m}^2 > 0 \quad \text{OK}$$

2.7.3.3.4. Revisión del muro con superestructura y carga viva

Este chequeo se realiza para verificar si el muro resiste al agregarle el peso de las estructuras que tendrá que soportar.

- **Carga muerta y viva**

La carga muerta y viva es la misma que se calculó para la viga de apoyo.

$$C_m = 1.4 * 9,048 = 12,667.20 \text{ kg}$$

$$C_v = 1.7 * 5,832.82 = 9,915.79 \text{ kg}$$

$$C_m + C_v = 12,667.20 + 9,915.79 = 22,582.99 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo} = 2 \text{ m (punto medio de la base)}$$

$$ME_2 = (C_m + C_v) * \text{brazo}$$

$$ME_2 = 22,582.99 * 2 = 45,165.98 \text{ kg} - \text{m}$$

$$ME_T = ME_2 + ME$$

$$ME_T = 22,582.99 + 83,868.10 = 129,034.08 \text{ kg} - \text{m}$$

- **Revisión de presiones**

$$a = (ME_T - MV) / (C_m + C_v + W)$$

$$a = (129,034.08 - 14,419.94) / (22,582.99 + 35,645) = 1.97 \text{ m}$$

$$e = 2 - 1.97 = 0.03 \text{ m}$$

$$P_{\text{máx}} = (W + C_m + C_v) / A * (1 + 6 * e / b)$$

$$P_{\text{máx}} = (35,645 + 22,582.99) / (4 * 1) * (1 + 6 * 0.03 / 4)$$

$$P_{\text{máx}} = 15,212.84 \text{ kg} / \text{m}^2 < 20,000 \text{ kg} / \text{m}^2 \quad \text{OK}$$

$$P_{\text{mín}} = 13,902.65 \text{ kg} / \text{m}^2 > 0 \quad \text{OK}$$

La estructura si resiste las presiones.

2.7.3.3.5. Revisión del muro con sismo (sin carga viva)

Para esta revisión se toman los momentos de volteo en el sentido horizontal.

$$W_2 = W + C_m$$

$$W_2 = 35,645 + 12,667.20 = 48,312.2 \text{ kg}$$

$$ME_3 = ME + (C_m * \text{brazo})$$

$$ME_3 = 83,868.10 + (12,667.20 * 2)$$

$$ME_3 = 109,202.50 \text{ kg} - \text{m}$$

Fuerza horizontal:

$$FH = 1.08 * E * 0.08 * W_2$$

$$FH = 1.08 * 7,735.68 * + 0.08 * 48,312.20$$

$$FH = 12,219.51 \text{ kg}$$

Tabla III. Cálculo de momento de volteo sentido horizontal

Sección	Peso	B.P	Momento
1	504	4.8	2,394.00
2	504	4.3	2,142.00
3	7,700	1.4	10,549.00
4	10,250	2.1	21,012.50
5	7,700	1.4	10,549.00
6	3,135	4.6	14,421.00
7	5,852	2.7	15,975.96

$$MV_2 = 77,043.46$$

$$MEQ = 0.08 * MV_2$$

$$MEQ = 0.08 * 77,043.46 = 6,163.48 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MV_3 = (1.08 * MV) + (Cm * 0.08 * h) + MEQ$$

$$MV_3 = (1.08 * 14,419.94) + (12,667.20 * 0.08 * 4.4 + 6,163.48$$

$$MV_3 = 26,195.87 \text{ kg} - \text{m}$$

Chequeo de volteo

$$V = ME_3 / MV_3 = 109,202.50 / 26,195.87 = 4.17 > 1.5 \text{ OK}$$

Chequeo por deslizamiento

$$D = 0.5 * W_2 / FH = 0.5 * 48,312.2 / 12,219.51$$

$$D = 1.98 > 1.5 \text{ OK}$$

Chequeo de presión

$$a = (ME_3 - MV_3) / W_2$$

$$a = (109,202.50 - 26,195.87) / 48,312.2 = 1.72 \text{ m}$$

$$e = 4 / 2 - 1.72 = 0.28$$

$$P_{\text{máx}} = W_2 / A * [1 + (6 * e) / b]$$

$$P_{\text{máx}} = 48,312.2 / (4 * 1) * [1 + (6 * 0.28) / 4]$$

$$P_{\text{máx}} = 17,150.83 \text{ kg} / \text{m}^2 < 20,000 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$P_{\text{mín}} = 7,005.27 \text{ kg} / \text{m}^2 > 0 \quad \text{OK}$$

Como ambas presiones están dentro de los parámetros de diseño; la estructura sí resiste las presiones.

2.7.4. Presupuesto

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

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

Tabla IV. Resumen del presupuesto del puente vehicular

Renglón	Cantidad	Unidad	P.U	Total
Trabajo preliminares	97.50	m ²	Q 47.47	Q 4,628.00
Estribos (incluye alas)	53.00	m ³	Q 1,220.66	Q 64,695.00
Vigas principales	20.00	ml	Q 728.50	Q 14,570.00
Diafragma	3.60	ml	Q 537.92	Q 1,936.50
Viga de apoyo	9.00	ml	Q 1,295.44	Q 11,659.00
Losa de rodadura	45.00	m ²	Q 419.56	Q 18,880.00
Banqueta	9.00	m ²	Q 596.96	Q 5,372.65
Barandal + drenaje	20.00	ml	Q 335.64	Q 6,712.75
Aproche	479.00	m ³	Q 191.70	Q 91,825.00
Subtotal				Q 220,278.90
Costos indirectos (5%)				Q 11,013.95
Imprevistos (8%)				Q 17,622.31
TOTAL DEL PROYECTO				Q 248,915.16

2.8. Diseño del edificio escolar de la aldea Chuijá

2.8.1. Descripción del proyecto

El proyecto tiene como fin primordial mejorar las condiciones físicas del establecimiento, debido a que la aldea no cuenta con un edificio escolar adecuado.

Se diseñará un edificio escolar de tres aulas para nivel primario, tomando en cuenta el área total a construir, que será de 181.5 m².

2.8.2. Reconocimiento del lugar

El terreno donde se proyecta construir la escuela es plano, el tipo de suelo es arenoso, por tal motivo, la profundidad del cimiento deberá estar a 80 cm, como mínimo.

2.8.3. Capacidad de alumnos

Con la limitación del área del terreno disponible y los recursos económicos, para la construcción del edificio se tomó el criterio de 1.25 m² / alumno. Para dimensionar las aulas, se adoptó una capacidad de 32 alumnos en cada aula, totalizando 96 alumnos en 3 aulas, tomando en cuenta que las aulas son ocupadas por niños de primero, segundo y tercero grado de primaria.

2.8.4. Tipo de estructura a diseñar

Por ser un edificio de un nivel, lo más recomendable, por economía, tiempo y la facilidad de adquirir los materiales en el lugar de construcción, es una estructura de mampostería reforzada de block, con una cubierta de lámina de zinc, calibre 26, con artesón de madera, cimiento corrido y zapatas aisladas.

2.8.5. Distribución arquitectónica

Aquí se tomaron como base las dimensiones que ha de tener el edificio a construir con respecto a la cantidad mínima de alumnos que ha de recibir y para calcular el máximo de alumnos que ha de albergar en el futuro.

2.8.6. Distribución de cargas

2.8.6.1. Carga viva

La carga viva a aplicar será de 80 kg / m^2 , por ser el techo de lámina de zinc.

2.8.6.2. Carga muerta

Las cargas muertas son las que están integradas por el peso propio de la lámina, la costanera, el tendal y que se le aplica a las costaneras y a los tendales.

2.8.6.3. Carga de sismo

Para el cálculo se utilizó el criterio del código de STANFORD, 10%, por ser el más apropiado para nuestro país, el cual está basado en una descripción probabilística de datos de sismos en esta región.

2.8.7. Características del suelo

Mediante la observación directa y recabando información entre los habitantes del lugar se determinó lo siguiente.

Forma de grano: se observaron y se clasificaron las partículas de arena, cuyas partículas varían entre 0.05 y 2 mm de diámetro, en base a lo observado se tiene un valor soporte del suelo de $15,000 \text{ kg / m}^2$.

2.8.8. Diseño de techo

El techo consiste en una cubierta de lámina de zinc calibre 28, con artesón de madera, de dos aguas, con una pendiente del 20%; para las costaneras se acepta una sección de 3" x 4", espaciadas a 1.4 m. Para los tendales, una sección de 3" x 8", con madera de pino blanco, grado "A" y una separación de 1.3 m.

Datos

Especie 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 = 0.80 x 10 ⁵ kg / cm ²
Esfuerzo de corte	F _{vper} = 8.5 kg / cm ²
Pendiente	20%
Separación entre costaneras	1.4 m
Traslapes de cubierta	20 cm sentido longitudinal 10 cm sentido transversal
Dimensiones de las láminas:	
ancho	0.8 m (ancho útil 70 cm)
Long	L (long. Útil - 10 cm)
Sección de costanera	3" x 4"

2.8.8.1. Diseño de costanera

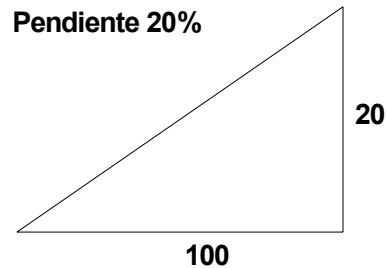
Sección asumida 3" x 4" (7.5 x 10 cm)

Carga:

Carga viva $80 \text{ kg / m}^2 * 1.4 \text{ m} = 112 \text{ kg / m}$

Peso lámina + traslape $(6 + 2.5) \cdot 8.5 \text{ kg / m}^2 \cdot 1.4 \text{ m} = 8.5 \text{ kg / m}$
 Peso propio costanera $0.1 \text{ m} \cdot 0.075 \text{ m} \cdot 500 \text{ kg / m}^3 = 3.75 \text{ kg / m}$
 $C_t = 127.65 \text{ kg / m}$

Figura 16. Diagrama de diseño de costanera sobre aula



$$C = \sqrt{(100^2 + 20^2)} = 101.98$$

$$\Theta = \tan^{-1} (20 / 100) = 11.31^\circ$$

2.8.8.1.1. Carga en proyección horizontal

$$127.5 \cdot 101.98 / 100 = 130.18 \text{ kg / m}$$

Cálculo de las componentes de la carga

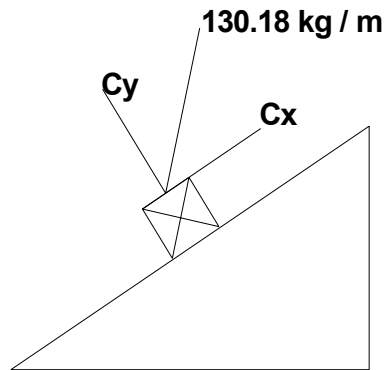
$$\text{Sen } \Theta = C_x / C_p \rightarrow C_x = C_p \cdot \text{Sen } \Theta$$

$$\text{Cos } \Theta = C_y / C_p \rightarrow C_y = C_p \cdot \text{Cos } \Theta$$

$$C_x = 130.18 \text{ Sen } 11.31^\circ = 25.53 \text{ kg / m}$$

$$C_y = 130.18 \text{ Cos } 11.31^\circ = 127.49 \text{ kg / m}$$

Figura 17. Diagrama de componentes de carga



$$V_p = \text{Corte perpendicular} = W_p \cdot L / 2$$

$$V_n = \text{Corte normal} = W_n \cdot L / 2$$

$$W_p = \text{Momento perpendicular} = W_p \cdot L^2 / 8$$

$$W_n = \text{Momento normal} = W_n \cdot L^2 / 8$$

Se tiene:

$$L = 1.4 \text{ m}$$

$$W_p = 25.53 \text{ kg / m}$$

$$W_n = 127.49 \text{ kg / m}$$

$$V_p = 17.87 \text{ kg}$$

$$V_n = 89.24 \text{ kg}$$

$$M_p = 6.25 \text{ kg - m}$$

$$M_n = 31.24 \text{ kg - m}$$

Diseño de la sección de costanera

$$3 \cdot V_{\text{máx}} / (2 \cdot A) \leq 8.5 \text{ kg / cm}^2$$

$$A = 1.5 * V_{\text{máx}} / 8.5 = 1.5 * 89.24 / 8.5 = 15.75 \text{ cm}^2 < 75 \text{ cm}^2$$

Comprobando la sección de la costanera

$$3 * 89.24 / (2 * 7.5 * 10) = 1.78 \text{ kg} / \text{cm}^2 \leq 8.5 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

La sección asumida es correcta.

2.8.8.1.2. Chequeo a flexión (F_b)

Se chequeará si la costanera puede soportar la flexión en el centro del tramo, con la carga distribuida.

F_b = esfuerzo a flexión

F_{bp} = esfuerzo a flexión permisible = $102 \text{ kg} / \text{cm}^2$

S_n = módulo de sección normal = $1/6 * b * h^2$

S_p = módulo de sección perpendicular = $1/6 * b^2 * h$

Calculando.

$$S_n = 1/6 * 7.5 * 10^2 = 125 \text{ cm}^3$$

$$S_p = 1/6 * 7.5^2 * 10 = 93.75 \text{ cm}^3$$

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

$$F_b = (31.24 * 100) / 125 + (6.25 * 100) / 93.75$$

$$F_b = 31.66 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$31.66 \text{ kg} / \text{cm}^2 < 102 \text{ kg} / \text{cm}^2 \quad \text{OK}$$

Por lo tanto, se comprueba que la costanera soporta sí esfuerzos a flexión.

2.8.8.1.3. Chequeo a corte (F_v)

Se revisará si la costanera, con las dimensiones adoptadas, puede soportar el corte, con la carga distribuida aplicada.

$$F_v = 3 * V_n / (2 * A) + 3 * V_p / (2 * A) < F_{v\text{per.}} (8.5 \text{ kg} / \text{cm}^2)$$

$$F_v = 3 * 89.24 / (2 * 10 * 7.5) + 3 * 17.87 / (2 * 10 * 7.5)$$

$$F_v = 2.14 \text{ kg / cm}^2$$

$$2.14 \text{ kg / cm}^2 < 8.5 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{OK}$$

Se comprueba que la costanera soporta esfuerzos de corte.

2.8.8.1.4. Chequeo de la deflexión (D)

Se revisará si la costanera soporta la deflexión en el centro del tramo, con la carga distribuida.

Datos:

$$E = 0.8 * 10^5 \text{ kg / cm}^2$$

$$I_n = \text{momento de inercia normal} = 1 / 12 * b * h^3 = 1 / 12 * 7.5 * 10^3$$

$$I_n = 625 \text{ cm}^4$$

$$I_p = \text{momento de inercia perpendicular} = 1 / 12 * b^3 * h = 1 / 12 * 7.5^3 * 10$$

$$I_p = 351.56 \text{ cm}^4$$

$$D = \text{deflexión} = 5 * W * L^4 / (384 * E * I)$$

$$D_n = \text{deflexión normal} = 5 * W_n * L^4 / (384 * E * I_n)$$

$$D_p = \text{deflexión perpendicular} = 5 * W_n * L^4 / (384 * E * I_p)$$

$$D_n = 0.13 \text{ cm}$$

$$D_p = 0.045 \text{ cm}$$

$$D = \sqrt{(D_n^2 + D_p^2)} = \sqrt{(0.13^2 + 0.045^2)} = 0.14 \text{ cm}$$

$K = \text{deflexión permisible} = L / 200$ donde $L = \text{cm}$

$$K = 140 / 200 = 0.7 \text{ cm}$$

$$D_{\text{máx}} = 0.70 \text{ cm}$$

$$D < D_{\text{máx}}$$

$$0.14 \text{ cm} < 0.70 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Por lo tanto, la costanera elegida es la correcta.

2.8.8.2. Diseño de tendal

El tendal es el elemento encargado de soportar el peso de la cubierta y el peso propio y transmitirlos hacia los muros. Se aceptó una sección de 3" * 8" (7.5 * 20 cm) y una separación de 1.3 m.

Sea P_c la carga de las costaneras sobre el tendal = $P * L$

$$P = 127.65 \text{ kg / m}$$

$$L = 1.3 \text{ m}$$

Calculando:

$$P_c = 127.65 * 1.3 = 165.95 \text{ kg} \approx 166 \text{ kg}$$

Peso propio del tendal (W)

$$W = b * h * P_p \text{ de la Madera}$$

$$W = 0.2 * 0.075 * 500 = 7.5 \text{ kg / m}$$

$$\text{Proyección horizontal} = 7.5 / \text{Cos } 11.31^\circ = 7.65 \text{ kg / m}$$

Corte

$$\sum M_{R2} = 0$$

$$166 * 5.6 - R_1 * 5 + 166 * 4.2 + 166 * 2.8 + 166 * 1.4 + 7.65 * 5.6^2 / 2 = 0$$

$$R_1 = 488.79 \text{ kg}$$

$$\sum F_v = 0$$

$$- 5 \cdot 166 - 7.65 \cdot 5.6 + 488.79 + R_2 = 0$$

$$R_2 = 384.05 \text{ kg}$$

2.8.8.2.1. Chequeo a corte (F_v)

Se revisará si el tendal, con las dimensiones aceptadas puede soportar el corte, con la carga distribuida y la carga puntual.

$$F_v = 3 \cdot V_{\text{máx}} / (2 \cdot A) < F_{v\text{perm.}} (8.5 \text{ kg} / \text{cm}^2)$$

$$F_v = 3 \cdot 348.05 / (2 \cdot 7.5 \cdot 20) = 7.68 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$7.68 \text{ kg} / \text{cm}^2 < 8.5 \text{ kg} / \text{cm}^2 \quad \text{OK}$$

2.8.8.2.2. Chequeo a flexion (F_b)

$$S = 1 / 6 \cdot b \cdot h^2$$

$$S = 1 / 6 \cdot 7.5 \cdot 20^2 = 500 \text{ cm}^3$$

$$F_b = M / S = 348.15 \cdot 100 / 500 = 69.63 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$69.63 \text{ kg} / \text{cm}^2 < 102 \text{ kg} / \text{cm}^2 \quad \text{OK}$$

2.8.8.2.3. Chequeo por deflexión

Se revisará si la deflexión está dentro de los límites adecuados.

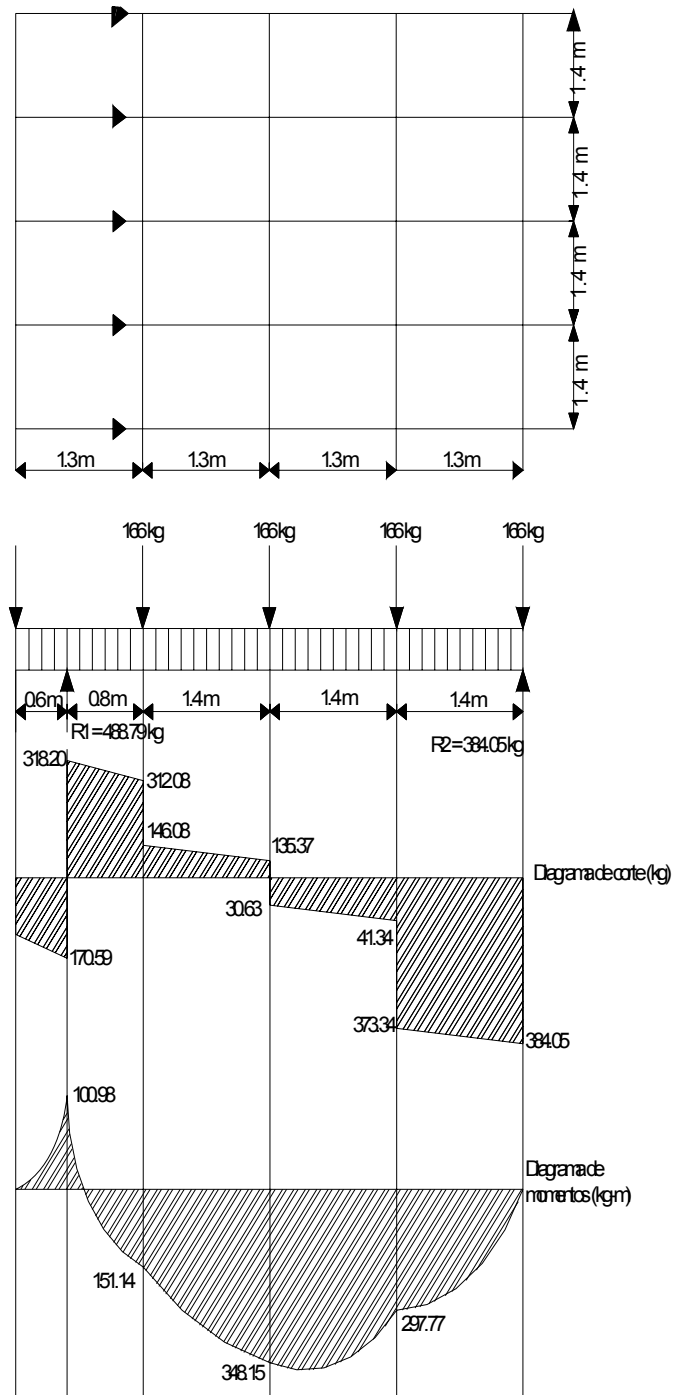
$$D = (5 \cdot W \cdot L^4) / (384 \cdot E \cdot I)$$

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

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

$$W = 8 \cdot 348.15 / 5^2 = 111.41 \text{ kg} / \text{m} \approx 1.11 \text{ kg} / \text{cm}$$

Figura 18. Diagrama de cargas, corte y momento de tendal



$$I = 1 / 12 * 7.5 * 20^3 = 5000 \text{ cm}^4$$

$$D = (5 * 1.11 * 500^4) / (384 * 0.8 * 10^5 * 5000) = 2.26 \text{ cm}$$

$$D_{\text{perm.}} = L / 200 = 5 * 100 / 200 = 2.5 \text{ cm}$$

$$2.26 \text{ cm} < 2.5 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

2.8.8.3. Diseño de pernos

El máximo corte en el tendal es de 384.05 kg, y será perpendicular a la fibra.

Se usarán pernos de diámetro de 3 / 8”.

1. Resistencia del perno (R_p)

$$R_p = \text{long} * \text{diámetro} * \text{esfuerzo}$$

$$\text{Diámetro} = 3 / 8''$$

$$\text{Longitud} = 4 \frac{1}{2}'' = 11.43 \text{ cm}$$

2. Constante (A) $A = L / D = 11.43 / 0.9525 = 12$

3. Esfuerzo básico $B = 17.5 \text{ kg} / \text{cm}^2$

4. Corrección por esfuerzo perpendicular (K) $K = 1.95$

5. Esfuerzo admisible (F) $F = K * B$

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

6. Número de pernos (N) $N = V_{\text{máx}} / R_p$

$$R_p = 11.43 * 0.95 * 34.13 = 371.58 \text{ kg}$$

$$N = 384.05 / 371.58 = 1.03 \approx 2$$

Por criterio personal, se usarán 8 pernos por empalme.

2.8.8.4. Diseño de tendales y viga de pasillo

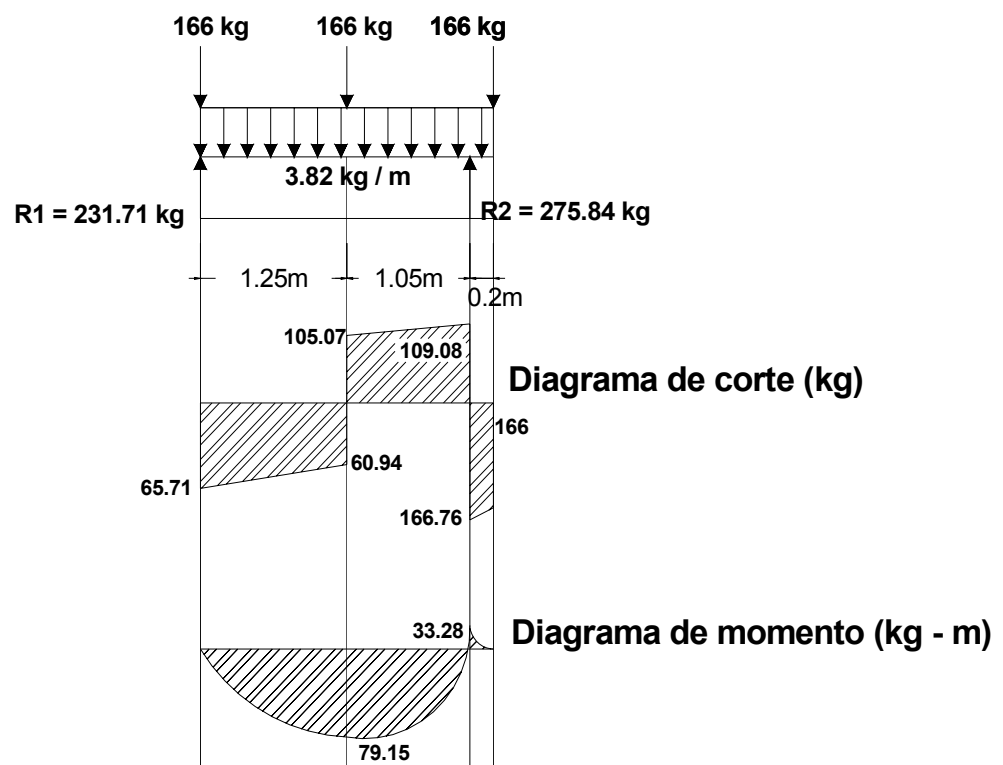
Integración de carga

Carga de la costanera 166 kg

Peso propio de la costanera = $0.075 * 0.1 * 500 = 3.75 \text{ kg / m}$

En proyección horizontal será: $3.75 / \text{Cos } 11.31^\circ = 3.82 \text{ kg / m}$.

Figura 19. Diagrama de cargas, corte y momento de tendal de pasillo.



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

$$166 * 1.25 + 166 * 2.5 - R_2 * 2.3 + 3.82 * 2.5^2 / 2 = 0$$

$$R_2 = 275.84 \text{ kg}$$

$$\sum M_{R2} = 0$$

$$3.82 \cdot 0.2^2 / 2 + 166 \cdot 0.2 - 166 \cdot 1.05 - 166 \cdot 2.3 - 3.82 \cdot 2.3^2 / 2 + R_1 \cdot 2.3 = 0$$

$$R_1 = 231.71 \text{ kg}$$

2.8.8.4.1. Chequeo a corte

$$F_{v\text{Perm}} = \text{esfuerzo de corte permisible} = 8.5 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

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

$$A = 3 \cdot V_{\text{máx}} / (2 \cdot F_v) = 3 \cdot 166.76 / (2 \cdot 8.5) = 29.43 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se selecciona una sección de 2" * 5" (5 * 12.5 cm)

2.8.8.4.2. Chequeo a flexión

$$\text{Módulo de sección} = S = 1 / 6 \cdot b \cdot h^2$$

$$S = 1 / 6 \cdot 5 \cdot 12.5^2 = 130.21 \text{ cm}^3$$

$$F_b = M / S = 79.15 \cdot 100 / 130.21 = 60.79 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$60.79 \text{ kg} / \text{cm}^2 < 102 \text{ kg} / \text{cm}^2 \quad \text{OK}$$

2.8.8.4.3. Chequeo por deflexión

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

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

$$W = 8 \cdot 79.15 / 2.5^2 = 113.98 \text{ kg} / \text{m}$$

$$I = 1 / 12 \cdot b \cdot h^3 = 1 / 12 \cdot 5 \cdot 12.5^3 = 813.80 \text{ cm}^4$$

$$D = 5 \cdot W \cdot L^4 / (384 \cdot E \cdot I)$$

$$D = 5 * 113.98 * 250^4 / (384 * 100 * 0.8 * 10^5 * 813.80)$$

$$D = 0.89 \text{ cm}$$

$$D_{\text{perm.}} = L / 200 = 2.5 * 100 / 200 = 1.25 \text{ cm}$$

$$0.89 \text{ cm} < 1.25 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Se comprueba que la deflexión está dentro del límite permisible.

2.8.8.5. Diseño de la viga del corredor (Soporte de tendales)

Integración de cargas

Peso propio de la madera $500 \text{ kg} / \text{m}^3$

Se previó usar una viga de madera de 4" * 8" (0.1 * 0.2 m)

Peso propio de la viga = $0.1 * 0.2 * 500 = 10 \text{ kg} / \text{m}$

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

$$10 * 3.9^2 / 2 + 275.84 * 1.3 + 275.84 * 2.6 + 275.84 * 3.9 - 3.9 * R_2 = 0$$

$$R_2 = 571.18 \text{ kg}$$

$$\sum M_{R2} = 0$$

$$275.84 * 1.3 + 275.84 * 2.6 + 275.84 * 3.9 + 10 * 3.9^2 / 2 - 3.9 * R_1 = 0$$

$$R_1 = 571.18 \text{ kg}$$

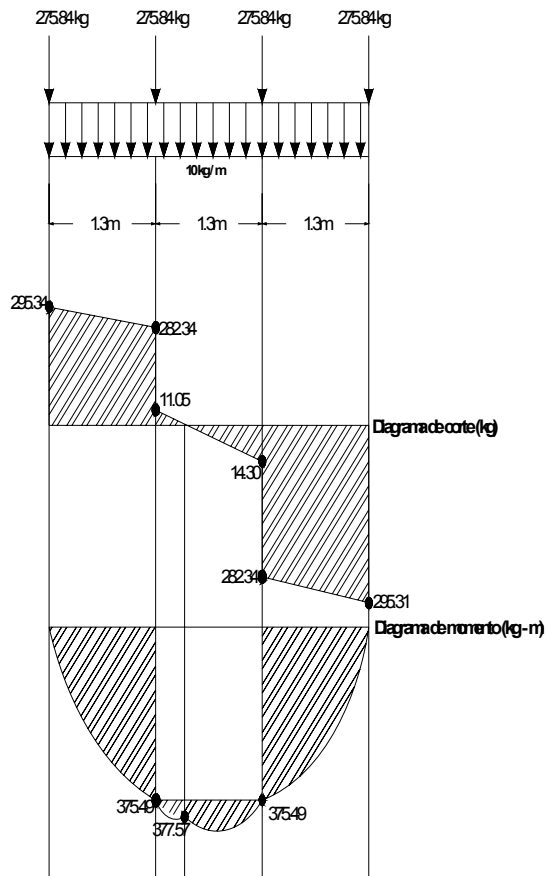
2.8.8.5.1. Diseño a corte

$$3 * V_{\text{máx}} / (2 * A) < F_{\text{perm.}}$$

$$3 * 295.34 / (2 * 10 * 20) = 2.22 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$2.22 \text{ kg} / \text{cm}^2 < 8.5 \text{ kg} / \text{cm}^2 \quad \text{OK}$$

Figura 20. Diagrama de cargas, corte y momento de viga



2.8.8.5.2. Chequeo a flexión

$$S = 1 / 6 * b * h^2$$

$$S = 1 / 6 * 10 * 20^2 = 666.70 \text{ cm}^3$$

$$F_b = M / S = 377.57 / 666.70 = 56.63 \text{ kg / cm}^2$$

$$56.63 \text{ kg / cm}^2 < 102 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{OK}$$

2.8.8.5.3. Chequeo por deflexión

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

$$W = 8 * 377.57 / 3.9^2 = 198.59 \text{ kg / m}$$

$$I = 1 / 12 * b * h^3 = 1 / 12 * 10 * 20^3$$

$$I = 6,666.67 \text{ cm}^4$$

$$D = 1.12 \text{ cm}$$

$$D_{\text{perm.}} = 1.95 \text{ cm}$$

$$1.12 \text{ cm} < 1.95 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

2.8.8.5.4. Aplastamiento

$$F_c = \text{esfuerzo a compresión perpendicular} = 30 \text{ kg / cm}^2$$

b = ancho del tendal

a = ancho de la viga donde se apoya el tendal

Como el esfuerzo no se distribuye uniformemente, por el efecto del pandeo, se tomará un promedio para evitar el aplastamiento.

$$F_c = P / (a * b)$$

$$a = P / (F_c * b)$$

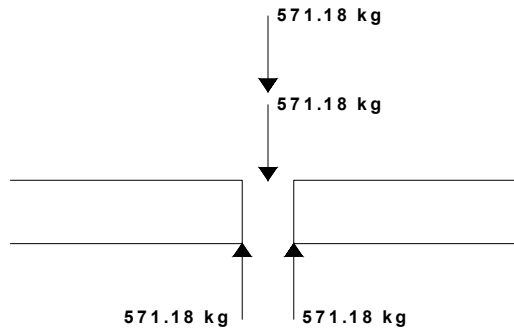
$$a = 295.34 / (30 * 5) = 1.97 \text{ cm} < 10 \text{ cm} \quad (\text{que es el ancho de la viga})$$

2.8.8.6. Diseño de columnas de pasillo

Longitud libre = 2.6 m (apoyo – base de concreto)

Sección asumida: 0.10 * 0.10 m, madera de pino

Figura 21. Diagrama de cargas en la columna



Tipo de columna

Datos:

k = factor de pandeo de la columna

L_u = longitud libre entre apoyos

r = radio de giro $R = r$

$r = 0.3b$ para sección rectangular

$L_u = 2.6$ m

$r = 0.3 * 0.10 = 0.03$ m

$k = 0.702 * \sqrt{(E / \text{carga})} = 0.702 * \sqrt{(0.8 * 10^5 / 571.18)}$

$k = 8.31$

Sí $k < L_u / d$

$L_u / d = 2.6 / 0.10 = 26$

$8.31 < 26$ columna corta

Diseño de la columna

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

$$P = (0.329 * 0.8 * 10^5 * 10 * 10) / 26^2$$

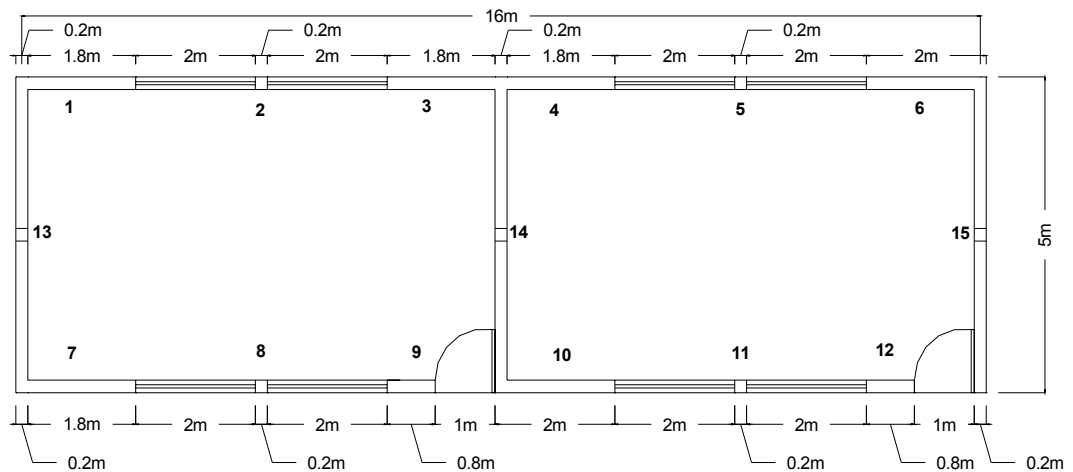
$$P = 3,893.49 \text{ kg}$$

La sección asumida es correcta, ya que soporta 3,893.49 kg y solamente está trabajando con 571.18 kg.

2.8.9. Diseño de muros

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

Figura 22. Planta de muros



Peso estimado de la estructura

Techo = carga de costanera + carga de tendales + carga de costanera de corredor + carga de tendales de corredor + cubierta

$$\begin{aligned} \text{Techo} &= (0.075 \cdot 0.1 \cdot 500 \cdot 5 \text{cost.} \cdot 16 \text{m.c/cost.}) + \\ & (0.075 \cdot 0.2 \cdot 500 \cdot 13 \text{tend} \cdot 5.6 \text{m.c/tend}) + (0.075 \cdot 0.1 \cdot 500 \cdot 3 \text{cost.} \cdot 16 \text{m.c/cost}) + \\ & (0.05 \cdot 0.125 \cdot 500 \cdot 2.5 \text{m.c/tend} \cdot 13 \text{tend}) + 8.5 \cdot 23 \text{ laminas} \cdot 5 \text{hiladas} \end{aligned}$$

$$\text{Techo} = 300 + 546 + 180 + 101.56 + 977.5 = 2,105.06 \text{ kg}$$

Muros: Peso de 2 muros longitudinales y 3 transversales

$$\begin{aligned} &= 16*3.6 - 4*2*1 - 2*1*2.1 - 0.2*3.6*5 - 0.1*3.6*6 + 16*2.5 - 4*2*1 - \\ &0.2*2.5*5 - 0.1*2.5*4 + 3.05*5*3 - 3*0.2*3.05 = 112.06 \text{ m}^2 \\ &112.06 \text{ m}^2 * 12.5 \text{ block} / 1 \text{ m}^2 * 10 \text{ kg} / 1 \text{ block} = 14,007.50 \text{ kg} \end{aligned}$$

Columna tipo "A" (0.2 * 0.2 m)

$$\begin{aligned} 5 * 0.2 * 0.2 * 3.6 &= 0.72 \text{ m}^3 = 25.43 \text{ pie}^3 \\ 25.43 \text{ pie}^3 * 150 \text{ lb} / \text{pie}^3 * 1 \text{ kg} / 2.21 \text{ lb} &= 1,726.02 \text{ kg} \\ 3.05 * 3 * 0.2 * 0.2 &= 0.366 \text{ m}^3 = 881.59 \text{ kg} \\ 5 * 0.2 * 0.2 * 2.5 &= 0.5 \text{ m}^3 = 1,198.64 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Total} = 14,007.50 + 1,726.02 + 881.59 + 1,198.64$$

$$\text{Total} = 17,813.75 \text{ kg}$$

Columna tipo "B" (0.1 * 0.2 m)

$$\begin{aligned} 6 * 0.1 * 0.2 * 3.6 &= 0.43 \text{ m}^3 = 1,040.45 \text{ kg} \\ 4 * 0.1 * 0.2 * 3.6 &= 0.20 \text{ m}^3 = 481.36 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Total} = 1,040.45 + 481.36 = 1,521.81 \text{ kg}$$

Soleras

$$0.2 * 0.2 * (16 + 15) = 1.24 \text{ m}^3 \quad 2,985.68 \text{ kg}$$

$$\text{Peso total} = 17,813.75 + 1,521.81 + 2,985.68 = 22,321.24 \text{ kg}$$

Corte basal

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

$$\text{Corte basal} = 22,321.24 * 0.1 = 2,232.12 \text{ kg.}$$

2.8.9.1. Diseño de refuerzo

Se han consultado las normas del Instituto de Fomento de Hipotecas Aseguradas (FHA), las cuales recomiendan poner columnas principales con 4 varillas No.3, con estribos No.2 a cada 0.2 m, al centro de la luz. Así mismo, colocar columnas intermedias para marcos de puertas y ventanas.

$$A_{sv} = A_{smín. \text{ Vertical}} = 0.0007 * d * t$$

$$A_{sv} = A_{smín. \text{ horizontal}} = 0.0013 * d * t$$

$$A_{sv} = A_{smín, \text{ total}} = 0.002 * d * t$$

Donde :

t = espesor de muro

d = longitud del muro

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

2.8.9.2. Diseño de muros (3,4)

Diseño a flexión

$$A_{sv} = 0.0007 * d * t$$

$$A_{sv} = 0.0007 * 380 * 20 = 5.32 \text{ cm}^2$$

Número de varillas = $5.32 / 0.71 = 7.49 \approx 8$ varillas

Estos muros tienen ventanas en sus extremos, en los cuales se colocaron mochetas de 2 varillas No.3 en los dos lados, lo que totaliza 8 varillas de hierro No.3, como se ve en el plano estructural.

Diseño a corte

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 0.0013 * d * t \\ &= 0.0013 * 380 * 20 = 9.88 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Número de varillas = $9.88 / 0.71 = 13.92 \approx 14$ varillas

3 soleras (hidrófuga, intermedia, de corona), cada una tendrá 4 varillas No.3 y el cimientto de 3 varillas No.3= 15 varillas,

Diseño de elementos estructurales

Refuerzo a flexión:

Se utilizarán columnas con 4 varillas No.3 en los extremos y al centro de los muros grandes (14,15,16), de 5 m. de longitud, con estribos No.2 @ 20 cm.

Refuerzo a corte:

Se utilizan 3 soleras con 4 varillas No.3 estribos No.3 @ 20 cm fundidas, y se completa el refuerzo con el de cimientto, que también trabajará como solera.

2.8.10. Diseño de cimiento

El cimiento a utilizar es de tipo corrido de 40 cm de ancho y 20 cm de espesor, con zapatas aisladas en columnas tipo "A", como se indica en los planos (ver anexos). El diseño se realizará en un tramo unitario de un metro.

Para el diseño del cimiento corrido se considerarán las siguientes cargas:

Integración de cargas

Se usará el muro de aulas del corredor por ser el más crítico. Se determinó que el peso de la estructura es de 22,321.24 kg, contribuyendo la mitad al muro del eje 2 (11,160.62 kg).

$$W_{\text{muerta}} = 11,160.62 \text{ kg} / 16 \text{ m} = 697.54 \text{ kg} / \text{m}$$

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

$$W_u = 1.4 * W_{\text{muerta}} + 1.7 * W_{\text{viva}}$$

$$W_u = 1.4 * 697.54 + 1.7 * 80 = 1,112.56 \text{ kg} / \text{m} \approx 1,113 \text{ kg} / \text{m}$$

$$W_u = P$$

Determinando el ancho

b = ancho del cimiento

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

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

$$V_s = 15,000 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$V_s = P / A$$

$$A = P / V_s$$

$$A = b * l$$

$$l = P / V_s = 1,113 / 15,000 = 0.07 \text{ m} = 7 \text{ cm.}$$

La base asumida es de 0.4 m.

2.8.10.1. Chequeo a corte simple

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} \\ &= 6.53 \text{ kg / cm}^2\end{aligned}$$

$$F_a = \text{esfuerzo actuante} = P / A$$

$$A = b * d$$

Se asumirá $d = 20 \text{ cm}$

$$F_a = 1,113 / (30 * 12.5) = 2.97 \text{ kg / cm}^2 < \Phi V_c \quad \text{OK}$$

2.8.10.2. Chequeo a flexión

Se asumirá la sección rectangular

$$W = P / b = 1,113 / 0.3 = 3,710 \text{ kg / m}$$

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

$$M = (3,710 * 0.175^2) / 2 = 56.81 \text{ kg} > m$$

Refuerzo

$$M = 56.81 \text{ kg} - m$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 12.5 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 14.1 / f_y * b * d = 14.1 / 2,810 * 30 * 12.5 = 1.88 \text{ cm}^2$$

Como $A_s < A_{s\text{mín}}$ utilizar $A_{s\text{mín}} = 1.88 \text{ cm}^2$.

Proponiendo armado 3 No.3 + eslabones No.3 @ 20 cm.

2.8.11. Diseño de zapatas

Para el diseño de zapatas se consideraran las siguientes cargas

1. Peso del techo
2. Peso de columna
3. Peso de zapata

Peso del techo = 22,321.24 kg

Peso que soporta cada zapata

13 columnas

$22,321.24 / 13 = 1,717.02$ kg / zapata

Peso de la columna = $0.2 * 0.2 * 3.60 * 2,400 = 345.60$ kg

Peso de la zapata = $0.6 * 0.6 * 0.2 * 2,400 = 172.80$ kg

$P_t = 1,717.02 + 345.60 + 172.80 = 2,235.42$ kg

Estimación del área de la zapata

$A_z = 1.5 * P / V_s = 1.5 * 2,235.42 / 15,000 = 0.22$ cm²

Se adoptan zapatas de 0.6 * 0.6 m, con espesor de 0.2 m.

Estimación presión de suelo

$Q = P / A_z = 2,235.42 / (0.6 * 0.60) = 6,209.50$ kg / m²

2.8.11.1. Chequeo por corte simple

$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$

$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 60 * 20$

$V_r = 7,843.04$ kg

$V_a = b * d * Q$

$b = 0.2$ m

$$d = 0.6 \text{ m}$$

$$Q = 6,209.50 \text{ kg / m}^2$$

$$V_a = 0.2 * 0.6 * 6,209.50 = 745.14 \text{ kg}$$

$$V_a < V_r \text{ OK}$$

2.8.11.2. Chequeo por corte punzonante

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * (25 * 2 + 25 * 20) * 10$$

$$V_r = 13,056.73 \text{ kg}$$

$$V_a = [(0.6 * 0.6) - (0.25 * 0.25)] * 6,209.50$$

$$V_a = 1,847.33 \text{ kg}$$

$$V_a < V_r \text{ OK}$$

2.8.11.3. Chequeo por flexión

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

$$W = 3,710 \text{ kg / m}$$

$$M = 3,710 * 0.2^2 / 2 = 74.20 \text{ kg - m}$$

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

$$d = 20 \text{ cm}$$

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

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

$$A_s = 0.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Como } A_s < A_{s\text{mín}} \text{ utilizar } A_{s\text{mín}} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Número de varillas} = 1.2 / 0.71 \approx 2 \text{ varillas}$$

Nota: Lo mínimo son 6 varillas No.3, las cuales se colocarán a cada 7.5 cm en ambos sentidos.

2.8.12. Presupuesto

En la integración del presupuesto del edificio escolar de la aldea Chuijá se consideraron los siguientes aspectos.

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

Tabla V. Resumen del presupuesto del edificio escolar

REGLON	CANTIDAD	UNIDAD	P.UNIT.	TOTAL
Trabajos preliminares	544.50	m ²	Q 17.33	Q 9,438.00
Zapatas	0.65	m ³	Q 3,406.31	Q 2,214.10
Cimiento corrido	92.60	ml	Q 112.08	Q 10,378.75
Paredes	90.46	m ²	Q 151.17	Q 13,675.00
Solera de humedad	92.60	ml	Q 57.37	Q 5,312.50
Solera intermedia	65.40	ml	Q 211.02	Q 13,800.50
Solera final	68.40	ml	Q 57.30	Q 3,919.50
Columna A	97.20	ml	Q 50.81	Q 4,939.00
Columna B	54.00	ml	Q 23.35	Q 1,261.15
Cubierta	181.50	m ²	Q 80.21	Q 14,557.50
Piso	37.86	m ³	Q 711.56	Q 26,939.50
Costo directo				Q106, 435.50
Costos indirectos (10%)				Q 10,643.55
Imprevistos (8%)				Q 8,514.84
Total del proyecto				Q125,593.89

CONCLUSIONES

1. El diseño del puente vehicular y edificio escolar de las aldeas El Aguacate y Chuijá, respectivamente, requirió de diversas fases, como visitas de campo y recopilación de toda información necesaria, para luego realizar un proyecto acertado.
2. La construcción de estos proyectos contribuirá al desarrollo económico, social y cultural de las aldeas.
3. La realización del ejercicio profesional supervisado (E.P.S) es una experiencia valiosa, dentro de la formación del futuro profesional de la Ingeniería, por cuanto permite conocer la realidad de los diversos problemas de la sociedad, demandando soluciones creativas y acordes a esta realidad.

RECOMENDACIONES

1. A la Facultad de Ingeniería

- a. Impulsar el E.P.S en forma obligatoria y así contribuir a resolver los problemas de servicios básicos e infraestructura que padecen las áreas mas necesitadas de nuestro país.
- b. Crear un curso específico de E.P.S. Para que el estudiante esté preparado para resolver cualquier problema real de Ingeniería Civil
- c. Procurar que los cursos impartidos en la Facultad de Ingeniería, sean más prácticos que teóricos y así el estudiante tenga una mejor visión de la realidad en la obra civil.

2.

A la municipalidad de San Pedro Jocopilas

- a. Iniciar las gestiones correspondientes para la ejecución de estos proyectos, de manera que puedan ser llevados a la realidad.
- b. Garantizar la supervisión técnica en la ejecución de los proyectos.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Association of Highways and Transportation Officials (AASHTO). **Standard Specifications for highways and bridges**. 16^a edición. Estados Unidos 1996.
2. Arriola Cuc, Mario Antonio. Planificación y diseño de tres escuelas rurales a nivel preprimario en los cantones La Campana, Cerro Maltín y Chopatac y ampliación de dos escuelas en las aldeas Temux Grande y Paynocop, Santa Eulalia Huehuetenango. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1997. 55 pp.
3. Asociación Guatemalteca De Ingeniería Estructural y Sísmica AGIES “Normas estructurales de diseño y construcción para la republica de Guatemala.” 1996.
4. **Building Code Requirements for Structural Concrete**. Michigan: American Concrete Institute ACI 318-95, 1995.
5. Guzmán Escobar, Ernesto Salvador. Diseño de puentes. Tesis Ing. Civil Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1997, 84 pp.
6. **Unidad Sectorial de Investigación y Planificación Educativa (USIPE)**
7. **Reglamento de Construcción de Edificios Escolares**, División de Infraestructura Física, Ministerio de Educación, Guatemala, 1991.
8. Valladares, Oscar Alfredo. Diseño de dos puentes y un salón de usos múltiples en la cabecera departamental de Jalapa. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2001, 158 pp.

ANEXOS

PLANOS DEL PROYECTO

