



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

**DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO
COMERCIAL MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA
ULUMA, MUNICIPIO DE SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA.**

Cristiam Armando Aguirre Chinchilla

Asesorado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano

Guatemala, septiembre de 2009.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO
COMERCIAL MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA
ULUMA, MUNICIPIO DE SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR:

CRISTIAM ARMANDO AGUIRRE CHINCHILLA

ASESORADO POR EL ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ SERRANO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, SEPTIEMBRE DE 2009.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. José Milton De León Bran
VOCAL V	Br. Isaac Sultán Mejía
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO COMERCIAL MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA ULUMA, MUNICIPIO DE SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil con fecha 28 de enero de 2009.



CRISTIAM ARMANDO AGUIRRE CHINCHILLA

Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería



UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala 12 de agosto de 2009.
Ref.EPS.DOC.1120.08.09.

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Cristiam Armando Aguirre Chinchilla** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200412319**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO COMERCIAL MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA ULUMA, MUNICIPIO DE SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA”**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñan a Todos”

Ing. Silvio J. Rodríguez Serrano
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
SJRS/ra

Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería



UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala, 12 de agosto de 2009.
Ref.EPS.D.476.08.09

Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Samuels Milson.

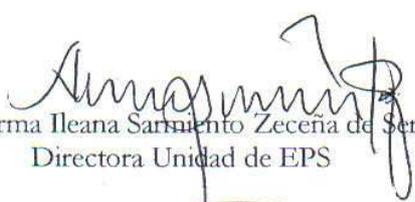
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO COMERCIAL MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA ULUMA, MUNICIPIO DE SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Cristiam Armando Aguirre Chinchilla**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el **Ing. Silvio José Rodríguez Serrano**.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte del Asesor -Supervisor de EPS, en mi calidad de Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS

NISZ/ra



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala,
25 de agosto de 2009

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO COMERCIAL MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA ULUMA, MUNICIPIO DE SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil **Cristiam Armando Aguirre Chinchilla**, quien contó con la asesoría del Ing. **Silvio José Rodríguez Serrano**.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen de la Asesor Ing. Silvio José Rodríguez Serrano y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Cristiam Armando Aguirre Chinchilla, titulado DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO COMERCIAL MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA ULUMA, MUNICIPIO DE SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Mgter. Ing. Sydney Alexander Samuels Milson



Guatemala, septiembre 2009.

/bbdeb.

Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref. DTG.331.2009

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO COMERCIAL MUNICIPAL Y PUENTE VEHÍCULAR PARA LA ALDEA ULUMA, MUNICIPIO DE SAN CATARINA MITA, JUTIAPA,** presentado por el estudiante universitario **Cristiam Armando Aguirre Chinchilla,** autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

A large, handwritten signature in black ink, consisting of a large oval shape and a vertical line with a crossbar.

Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
DECANO

Guatemala, septiembre de 2009



/gdech

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Por haberme dado la vida, sabiduría y las capacidades para permitirme alcanzar este anhelado triunfo.
- Mis padres** Felix Armando Aguirre y Aguirre e Hilda Consuelo Chinchilla Alarcón de Aguirre
- Con mucho amor y admiración por su esfuerzo, ejemplo y apoyo incondicional cada momento de mi vida.
- Mi hermana** Kresly Carlota Aguirre Chinchilla
- Como muestra sincera del gran cariño fraternal que existe entre nosotros.
- Mis abuelitos** Benjamín Aguirre (D.E.P.) y Carlota Aguirre Erasmo Chinchilla y Zoila Alarcón (D.E.P.)
- Por sus consejos, apoyo incondicional, y por el gran cariño que me han brindado.
- Mi familia** Con mucho cariño y aprecio a todos.
- Amigos** Por su amistad invaluable y compañía en todo momento.

AGRADECIMIENTOS A:

- Dios** Por ser el máximo Ingeniero constructor de un lindo mundo y quien me permitió llegar a vivir mi sueño.
- Virgen Maria** Por ser el mejor camino que existe para llegar a Jesús. Principalmente por interceder por mí en todo momento.
- Mis padres** Felix Armando Aguirre y Aguirre e Hilda Consuelo Chinchilla Alarcón de Aguirre, por darme la oportunidad de ser un profesional, por creer en mí y por darme la mejor formación para enfrentar la vida.
- Mi hermana** Kresly Carlota Aguirre Chinchilla, por el cariño y por el apoyo que me ha brindado incondicionalmente y por ser parte activa de este sueño. Que este triunfo la incentive a llegar a este mismo lugar y graduarse como ingeniera.
- Mi familia** A mis abuelitos, tíos y tías, primos y primas. Con todo cariño y aprecio. Gracias por creer en mí y alentarme en los momentos más difíciles. Especialmente a mi tía Maria Luisa Godoy, quien me abrió las puertas de su hogar y corazón.
- Asesor** El Ing. Silvio Rodríguez, por brindarme su asesoría y apoyo incondicional. Y especialmente por mostrarme sin egoísmo el camino hasta llegar aquí.

Mis casas de Estudio	El Bicentenario Colegio San José de los Infantes y la Tricentenario Universidad de San Carlos, especialmente a la Facultad de Ingeniería, por darme las herramientas necesarias y permitirme forjar en sus aulas uno de mis más grandes anhelos.
Mis catedráticos	Gracias por compartir conmigo sus conocimientos y experiencias. Especialmente a la Inga. Mar Girón, por creer en mí y tratarme no como un estudiante sino como un colega.
Mis amigos	A todos y todas sin excepción, por apoyarme en las buenas, en las malas y en las peores. Principalmente a quienes me acompañaron en este largo camino. Gracias por permitirme compartir con ustedes “La magia de la Ingeniería”.
Mi pueblo	Santa Catarina Mita, Jutiapa, por permitirme realizar mi EPS en esta bella tierra y muy especialmente a toda su gente linda que me brindó su apoyo, cariño y amistad.
La OMP	Gracias por todo su apoyo absoluto y especialmente por su amistad. Especialmente a la Arq. Karen Espino y al Arq. Oswar Ajanel, por formar junto con ellos el mejor equipo de infraestructura.

A todas las personas que han confiado y creído en mí, e hicieron esto posible, agradezco a Dios hayan estado en los momentos importantes de mi vida.

1.1.14.1	Condiciones sanitarias	11
1.1.14.2	Natalidad	12
1.1.14.3	Mortalidad	12
1.2	Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de Santa Catarina Mita.	12
1.2.1	Descripción de las necesidades	12
1.2.2	Priorización de las necesidades	13

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1	Diseño de la edificación de dos niveles para el centro comercial municipal en el casco urbano de Santa Catarina Mita, Jutiapa	15
2.1.1	Descripción del proyecto	15
2.1.2	Investigación preliminar	16
2.1.2.1	Terreno disponible	16
2.1.2.2	Análisis de suelos	17
2.1.2.2.1	Ensayo triaxial	17
2.1.3	Diseño arquitectónico	19
2.1.3.1	Ubicación del edificio en el terreno	19
2.1.3.2	Distribución de ambientes	19
2.1.3.3	Altura del edificio	20
2.1.3.4	Selección del sistema estructural a usar	21
2.1.4	Análisis estructural	21
2.1.4.1	Predimensionamiento estructural	22
2.1.4.2	Modelos matemáticos de marcos rígidos	27
2.1.4.3	Cargas de diseño	29

2.1.4.3.1	Cargas horizontales y verticales aplicados a los marcos rígidos	29
2.1.4.4	Análisis de marcos rígidos utilizando un software y comprobación por un método numérico.	55
2.1.4.5	Momentos últimos por envolvente de momentos	60
2.1.4.6	Diagrama de momentos y cortes	62
2.1.5	Diseño estructural	65
2.1.5.1	Losas	65
2.1.5.2	Vigas	78
2.1.5.3	Columnas	84
2.1.5.4	Elementos de mampostería	98
2.1.5.5	Cimientos	99
2.1.6	Instalaciones eléctricas	106
2.1.7	Instalaciones hidráulicas y sanitarias	106
2.1.8	Planos constructivos	106
2.1.9	Presupuesto	107
2.1.9.1	Materiales	107
2.1.9.2	Mano de obra	107
2.1.9.3	Costo total del proyecto	107
2.1.9.4	Costo por metro cuadrado	109
2.2	Diseño del puente vehicular para la aldea Uluma, municipio de Santa Catarina Mita, Jutiapa	110
2.2.1	Descripción del proyecto	110
2.2.2	Levantamiento topográfico	111
2.2.3	Evaluación de la calidad del suelo	112
2.2.4	Estudio hidrológico e hidráulico	115
2.2.4.1	Método de sección - pendiente	115
2.2.4.2	Cálculo del caudal máximo	117

2.2.5	Descripción general de la alternativa propuesta	118
2.2.6	Datos y especificaciones de diseño	118
2.2.7	Diseño de la superestructura	119
2.2.7.1	Análisis y diseño de losa	119
2.2.7.1.1	Cálculo del espesor de losa	120
2.2.7.1.2	Cálculo del peralte	121
2.2.7.1.3	Cálculo de momento de esfuerzos	121
2.2.7.1.4	Cálculo del refuerzo	125
2.2.7.1.4.1	Refuerzo transversal principal en la cama inferior	125
2.2.7.1.4.2	Refuerzo transversal principal en la cama superior	128
2.2.7.1.4.3	Refuerzo longitudinal para las Camas superior e inferior	129
2.2.7.2	Análisis y diseño de vigas	130
2.2.7.2.1	Dimensionamiento de la viga inferior y exterior	131
2.2.7.2.2	Factor de distribución	131
2.2.7.2.3	Cálculo de momentos	133
2.2.7.2.3.1	Momento por carga viva	133
2.2.7.2.3.2	Momento debido al impacto	137
2.2.7.2.4	Diseño de la viga interna	138
2.2.7.2.4.1	Cálculo de momentos generados por carga muerta	138
2.2.7.2.4.2	Cálculo del refuerzo de la viga	140
2.2.7.2.4.3	Diseño a corte	144
2.2.7.2.5	Diseño de exterior	150
2.2.7.2.5.1	Cálculo de momentos	150
2.2.7.2.5.2	Cálculo del refuerzo de la viga	152
2.2.7.2.5.3	Diseño a corte	153

2.2.7.2.6	Diseño del diafragma	161
2.2.8	Diseño de la subestructura	165
2.2.8.1	Análisis y diseño de estructura de apoyo	165
2.2.8.1.1	Empuje de tierra (E)	165
2.2.8.1.2	Fuerza longitudinal (FL)	166
2.2.8.1.3	Cálculo por sismo (EQ)	168
2.2.8.1.4	Combinación de cargas para momento	168
2.2.8.1.5	Cálculo del refuerzo	170
2.2.8.1.6	Diseño a corte	172
2.2.8.1.7	Diseño de la viga de apoyo	173
2.2.8.1.8	Diseño de asentamiento o base neopreno	174
2.2.8.2	Análisis y diseño de estribo	175
2.2.8.2.1	Revisión del estribo	178
2.2.8.2.1.1	Sin considerar la sobrecarga (sin superestructura)	178
2.2.8.2.1.2	Comprobación del muro con superestructura y carga viva	179
2.2.8.2.1.3	Revisión del muro con sismo	182
2.2.8.3	Diseño del barandal	184
2.2.9	Planos de la obra	185
2.2.10	Presupuesto de la obra	186
2.2.11	Cronograma de ejecución físico-financiero	188
2.2.12	Evaluación socioeconómica	189
2.2.12.1	Valor presente neto (VPN)	189
2.2.12.2	Tasa interna de retorno (TIR)	190

CONCLUSIONES	193
RECOMENDACIONES	195
BIBLIOGRAFÍA	197
ANEXOS	199
APÉNDICE	203

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Mapa de ubicación geográfica	1
2	Imagen del volcán Suchitán y del río Ostúa	6
3	Imagen del hospital municipal que se construye	11
4	Único estacionamiento publico en el casco urbano	16
5	Localización del terreno disponible	17
6	Áreas tributarias para predimensionamiento de columna	23
7	Elevación marco típico, en el eje X	27
8	Elevación marco típico, en el eje Y. Marcos 1, 2, 3, 6 y 7	28
9	Elevación marco típico, en el eje Y. Marcos 4 y 5	28
10	Áreas tributarias para vigas en dos sentidos	34
11	Planta primer y segundo nivel para el análisis de marcos	35
12	Carga muerta y viva uniformemente distribuida, marco X	41
13	Carga muerta y viva uniformemente distribuida, marco Y	41
14	Rigideces en vigas y columnas de marco X	49
15	Rigideces en vigas y columnas de marco Y	49
16	Rigideces en nudos del marco X	50
17	Rigideces en nudos de marco Y. Marcos 1, 2, 3, 6 y 7	51
18	Rigideces en nudos de marco Y. Marcos 4 y 5	51
19	Definición de marcos de los ejes X y Y	52
20	Modelo de marcos del eje X de carga por sismo	54
21	Modelo de marcos 1, 2, 3, 6 y 7 del eje Y de carga por sismo	54
22	Modelo de marcos 4 y 5 del eje Y de carga por sismo	54
23	Momentos por carga muerta en vigas y columnas en Kg-m., marco A	55

24	Momentos por carga muerta en vigas y columnas en Kg-m., marco 1	56
25	Momentos por carga muerta en vigas y columnas en Kg-m., marco 4	56
26	Momentos por carga viva en vigas y columnas en Kg-m., marco A	56
27	Momentos por carga viva en vigas y columnas en Kg-m., marco 1	57
28	Momentos por carga viva en vigas y columnas en Kg-m., marco 4	57
29	Momentos por sismo en X en vigas y columnas en Kg-m., marco A	57
30	Momentos por sismo en X en vigas y columnas en Kg-m., marco 1	58
31	Momentos por sismo en X en vigas y columnas en Kg-m., marco 4	58
32	Momentos por sismo en Y en vigas y columnas en Kg-m., marco A	58
33	Momentos por sismo en Y en vigas y columnas en Kg-m., marco 1	59
34	Momentos por sismo en Y en vigas y columnas en Kg-m., marco 4	59
35	Envolvente de momentos en vigas y columnas en Kg-m., marco A	61
36	Envolvente de momentos en vigas y columnas en Kg-m., marco 1	61
37	Envolvente de momentos en vigas y columnas en Kg-m., marco 4	61

38	Envolvente de corte en vigas en Kg. marco A	63
39	Envolvente de corte en columnas en Kg. marco A	63
40	Envolvente de corte en vigas en Kg. marco 1	63
41	Envolvente de corte en columnas en Kg. marco 1	64
42	Envolvente de corte en vigas en Kg. marco 4	64
43	Envolvente de corte en columnas en Kg. marco 4	64
44	Planta típica de distribución de losas	66
45	Diagrama de momentos balanceados de losas	74
46	Valores K generados por el programa JC Diseño	92
47	Armado longitudinal y transversal de columna	97
48	Corte simple en zapata	101
49	Corte punzonante en zapata	102
50	Detalle del armado de la zapata típica	105
51	Ubicación del proyecto	111
52	Las imágenes muestran el proceso de la extracción de la muestra representativa inalterada, su manejo y el ensayo correspondiente	112
53	Área de la sección del río	116
54	Imagen del riachuelo de Uluma	118
55	Sección transversal de la losa	119
56	Diagrama de momento en losa	122
57	Distribución del refuerzo longitudinal y transversal de losa	130
58	Sección transversal de la superestructura	130
59	Distribución de distancia, cargas para el cálculo del factor de distribución	132
60	Diagrama de camión en el lugar crítico A	134
61	Diagrama de camión en el lugar crítico B	135
62	Diagrama de corte y momento producido por carga viva	136
63	Detalle de refuerzo viga interna parte central	143

64	Detalle de refuerzo viga interna a L/4 del apoyo	144
65	Carga muerta para corte en viga interna	145
66	Diagrama de cuerpo libre de carga viva para corte de viga interna	146
67	Detalle de estribos y eslabones viga interna parte central	149
68	Detalle de armado de viga interna a L/4 del apoyo	150
69	Detalle de refuerzo viga exterior parte central	155
70	Detalle de refuerzo viga exterior a L/4 del apoyo	156
71	Carga muerta para corte en viga externa	157
72	Diagrama de cuerpo libre de carga viva para corte de viga externa	158
73	Detalle de estribos y eslabones viga exterior parte central	161
74	Detalle de estribos y eslabones viga exterior a L/4 del apoyo	161
75	Detalle de armado de diafragma	164
76	Dimensiones de la cortina y viga de apoyo	165
77	Empuje sobre la cortina y viga de apoyo	166
78	Fuerza longitudinal en viga de apoyo (FL)	167
79	Diagrama de presiones en el estribo	176
80	Geometría y dimensiones del estribo	177
81	Fuerzas actuantes en pasamanos	185
82	Esquema de ingresos y egresos económicos para puente vehicular	190

TABLAS

I	Población total y su distribución porcentual, según lugares poblados	8
II	Valor soporte permisible, según tipo de suelo	18
III	Tabla 9.5(a) peraltes mínimos para predimensionamiento de vigas	25
IV	Cargas vivas mínimas distribuidas uniformemente	29
V	Cálculo de momentos de losas en los dos niveles en Kg-m	70
VI	Refuerzo de losas para momentos específicos	77
VII	Cálculo del área de acero para las vigas de 6m en eje X	80
VIII	Resumen de armado para las vigas del eje X	81
IX	Resumen de armado para las vigas del eje Y	81
X	Resumen de armado de estribos para vigas del eje X y Y	83
XI	Presupuesto de centro comercial municipal	108
XII	Presiones, momentos y empujes en el estribo	177
XIII	Cálculo del momento estabilizante (ME)	178
XIV	Cálculo del momento estabilizante (ME)	182
XV	Presupuesto de puente vehicular de concreto armado	187
XVI	Cronograma de ejecución físico-financiero	188

LISTA DE SÍMBOLOS

AASTHO	American Association of Highways and Transportation Officials
ACI	Instituto Americano del Concreto
As	Área de acero
As_{max}	Área de acero máxima
As_{min}	Área de acero mínima
As_{tem}	Área de acero por temperatura
At	Área tributaria
Av	Área de la varilla
cm	Centímetro
CU	Carga última
e	Excentricidad
Es	Módulo de elasticidad del acero
f'c	Resistencia última del concreto
Fcu	Factor de carga última
Fy	Esfuerzo de fluencia para el acero
I	Inercia
Kg/cm²	Kilogramo por centímetro cuadrado
Kg/m	Kilogramo por metro
Kg/m³	Kilogramo por metro cúbico
km	Kilómetro
M	Momento
m	Relación entre lado corto y lado largo en losas
M(-)	Momento negativo
M(+)	Momento positivo
MB	Momento balanceado
MCM	Momento de carga muerta

MCV	Momento por carga viva
MI	Momento de impacto
Mu	Momento último
Rec	Recubrimiento
S	Fuerza del sismo
S%	Pendiente en porcentaje
S_{max}	Espaciamiento máximo de estribos
Ton/m²	Tonelada por metro cuadrado
Vs	Capacidad soporte del suelo
W	Peso
Φ	Factor de reducción de esfuerzos
ρ	Porcentaje de acero
ρ_{max}	Porcentaje de acero máximo
ρ_{min}	Porcentaje de acero mínimo
@	A distancia de

GLOSARIO

Acera	Espacio más elevado que la capa de rodadura donde circulan los peatones.
Área de acero mínima	Cantidad de acero, determinado por la sección y límite de fluencia.
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.
Columna esbelta	Es aquella en que la carga última también está influida por la esbeltez, lo que produce flexión adicional debido a las deformaciones transversales.
Concreto ciclópeo	Material de construcción con aspecto de piedra, obtenido de una mezcla proporcionada de cemento, arena, piedra y agua; a diferencia del concreto reforzado, los áridos son más gruesos.

- Concreto reforzado** Material de construcción obtenido de una mezcla de cemento, arena, grava y agua; como refuerzo se colocan varillas de acero corrugado.
- Confinamiento** El concreto queda confinado cuando a esfuerzos que se aproximan a la resistencia uniaxial, las deformaciones transversales se hacen muy elevadas debido al agrietamiento interno progresivo y el concreto se apoya contra el refuerzo del mismo.
- Empuje** Fuerza ejercida por el suelo a la estructura.
- Especificaciones** Son normas generales y técnicas de construcción con disposiciones especiales o cualquier otro documento que se emita antes o durante la ejecución de un proyecto.
- Estribo** Muro que soporta a la superestructura y transmite el peso al suelo.
- Excentricidad** Cuando el centro de rigidez no coincide con el centro de masa, se produce excentricidad, esto es debido a que existe una distribución desigual y asimétrica de las masas y las rigideces en la estructura.
- 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.
Perfil	Delineación de la superficie de la tierra, según su latitud y altura, referidas a puntos de control.
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.
Topografía	Es el arte de representar un terreno en un plano, con su forma, dimensiones y relieve.

RESUMEN

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

El trabajo de graduación está dividido en dos fases muy importantes. En tal sentido, en el primer capítulo se hace una descripción del municipio, donde se puede encontrar: datos poblacionales, clima, topografía, tipo de suelo, recursos hidrológicos, entre otros datos. Además se realiza un diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio.

En la segunda fase denominada Servicio Técnico Profesional, contiene el desarrollo del diseño de un centro comercial municipal en el casco urbano y un puente vehicular para la aldea Uluma de este municipio. Dichos proyectos fueron seleccionados con base al diagnóstico practicado conjuntamente con autoridades municipales, COCODE y población beneficiaria.

En el diseño del centro comercial municipal, se necesitó la medición del área, estudio de suelos, de ser posible, dependiendo del tipo de suelo que se trate, y luego seguir con el diseño de la cimentación, columnas y vigas rigiéndose por la integración de cargas vivas y muertas, y por último el diseño de los ambientes y acabados finales. El segundo proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular, en la aldea Uluma, que cubre una luz de 12 m y un ancho de 5 m, para soportar una carga de H-15-44; la superestructura será de concreto armado y la subestructura de concreto ciclópeo. Para el análisis se utilizaron las normas AASHTO y ACI.

OBJETIVOS

General:

Diseño de la edificación de dos niveles para el centro comercial municipal y puente vehicular para la aldea Uluma, municipio de Santa Catarina Mita, Jutiapa.

Específicos:

1. Desarrollar una investigación de tipo monográfica y un diagnóstico, sobre las necesidades prioritarias existentes en cuanto a servicios básicos e infraestructura el municipio de Santa Catarina Mita, departamento de Jutiapa.
2. Capacitar a los integrantes de la Oficina Municipal de Planificación, para el adecuado mantenimiento de todos los servicios del centro comercial municipal y al COCODE de la aldea Uluma, para el mantenimiento y conservación del puente vehicular de concreto armado.

INTRODUCCIÓN

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

En todo desarrollo, se busca mejorar el nivel de vida de los habitantes de determinada región, por tal razón, juegan un papel importante las políticas de desarrollo, ya que tienen por objeto promover un cambio positivo en el modo de vida de los pueblos. Entre los proyectos que contribuyen a realizar dichos cambios en las comunidades, están aquellos destinados a satisfacer las necesidades básicas de cada uno de sus pobladores.

Los proyectos realizados son un centro comercial municipal en el casco urbano del municipio y un puente vehicular ubicado en la aldea Uluma, de este municipio. El primero pretende ser una fuente de ingresos extras para la municipalidad por concepto de rentas y además genera nuevos espacios destinados al estacionamiento vehicular y con esto poder descongestionar las principales calles y avenidas del casco urbano del municipio. El segundo pretende mejorar las vías de acceso de muchos vecinos que tienen como fuente de ingresos la venta de productos de origen agrícola que tienen que ser movilizados de sus comunidades hacia la cabecera municipal o municipios vecinos.

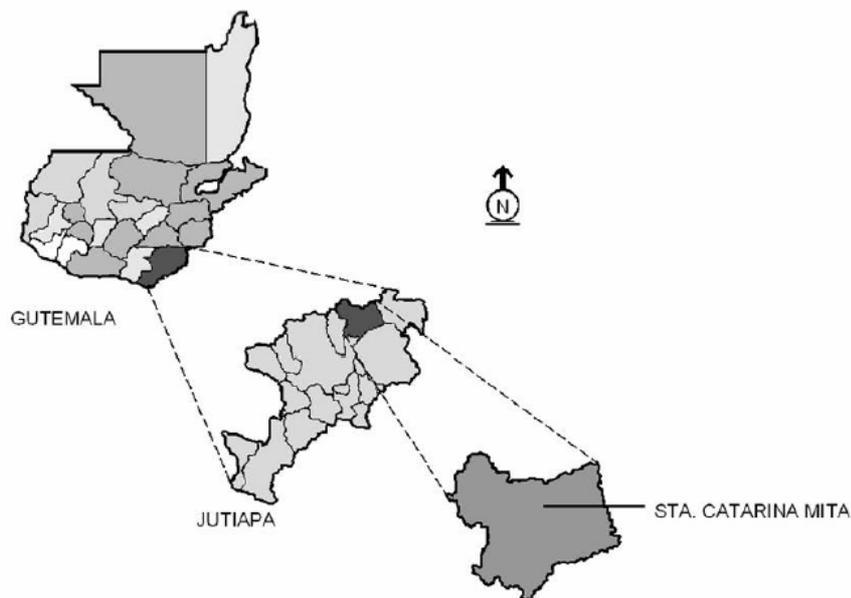
1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía del municipio de Santa Catarina Mita, Jutiapa

1.1.1 Aspectos generales

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

Figura 1. Mapa de ubicación geográfica.



Fuente: OMP Santa Catarina Mita, Jutiapa

División territorial, administrativa e idioma

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

Las aldeas del municipio son las siguientes:

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

1.1.2 Localización del lugar

Santa Catarina Mita es uno de los 17 municipios del Departamento de Jutiapa y se localiza a 150 Km de la Ciudad Capital. Se divide en cuatro grandes áreas que son: Área río Ostúa, Área Suchitán, Área Ixtepeque y Área de

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

1.1.3 Ubicación geográfica

El municipio está ubicado a una altura de 700.02 metros sobre el nivel del mar, y sus coordenadas se localizan a 14° 27' 02" latitud norte y 89° 44' 34" longitud este del meridiano de Greenwich.

1.1.4 Aspectos topográficos

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

1.1.5 Vías de acceso

El municipio de Santa Catarina Mita se encuentra ubicado en el departamento de Jutiapa en la parte noroeste. Dista de la cabecera departamental 18 kilómetros y 150 kilómetros de la ciudad capital.

La arteria principal que conduce al Municipio es la carretera interamericana, ésta tiene dos ramales: siendo el primer ramal el que se desprende de la cabecera municipal de El Progreso, haciendo un recorrido de 16 kilómetros y pasando por las comunidades de Cuesta del Guayabo, Suchitán, Aldea Nueva, Horcones y algunos caseríos la cual se encuentra asfaltada en su totalidad pero existen tramos donde se hacen evidentes el deterioro de la ruta debido a baches, el segundo ramal, carretera llamada comúnmente “La Arenera” forma parte de la CA-1 proveniente de la ciudad capital.

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

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

1.1.6 Clima

El clima de Santa Catarina Mita, generalmente es cálido, pero se acentúa en los meses de marzo y abril, pero las aldeas y caseríos no experimentan

dicha acentuación por el lugar geográfico que ocupan; durante los meses de noviembre, diciembre y enero la temperatura es baja por las montañas colindantes.

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

1.1.7 Suelo

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

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

1.1.8 Colindancias

El municipio colinda con las siguientes poblaciones: Al norte con San Manuel Chaparrón (Jalapa); y parte de Agua Blanca; Al oriente misma Agua Blanca y Asunción Mita (Jutiapa); al occidente con Las Monjas o Monjas

(Jalapa) y el Progreso o Achuapa (Jutiapa), y al sur con este último municipio, el de Asunción Mita y una franja de la cabecera departamental de Jutiapa.

1.1.9 Turismo

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

- a.- Volcán Suchitán
- b.- Iglesia Católica Colonial
- c.- Polideportivo Municipal
- d.- Balneario Brisas del Sunzo
- e.- Balneario Las Vegas
- f.- Volcán Ixtepeque
- g.- Parque Municipal
- h.- Río Ostúa
- i.- Y gran variedad de lugares en el área urbana.

Figura 2. Imagen del volcán Suchitán y del río Ostúa



1.1.10 Población

El municipio no cuenta con grupos étnicos se consideran que unos 40 años atrás existieron los pocomames y los xincas, existen nada más rasgos físicos en una de las comunidades sin existir idiomas mayas.

El municipio de Santa Catarina Mita cuenta con 25,572 habitantes, con factor de crecimiento poblacional 2.73%. Observándose que la población del municipio posee un alto promedio de menores de edad un total de 3,050, lo que quiere decir que el potencial infantil es bastante elevado y sobre la base de este deberá proyectarse el desarrollo del municipio; el total entre hombres y mujeres mayores de 18 años es de 3,949, según el último censo realizado en el año 2002, por el Instituto Nacional de Estadística (INE)

El núcleo familiar en el Municipio es de 4 a 5 miembros por familia promedio, caracterizándose en el área rural un núcleo familiar de 6 a 8 miembros por familia. El número de familias aproximadamente en el área urbana es de 1,726, extendiéndose a nivel de población un total de 4,827 familias.

Su población está distribuida en un promedio de 178 habitantes por kilómetro². El número de viviendas en el área urbana es de 1843 mientras que el área rural, según datos del censo realizado por el centro de salud del municipio es de 2,977, haciendo un total de 4,820 viviendas. La mayoría de las viviendas son casas formales, que poseen condiciones físicas favorables, por muy sencillas que estas sean. Antes construían de adobe y teja, poco a poco ha ido mejorando el tipo de construcción, actualmente utilizan materiales como: block, ladrillo, piso de cemento.

Tabla I. Población total y su distribución porcentual, según lugares poblados

LUGAR POBLADO	POBLACION DEL LUGAR	PORCENTAJE
CASCO URBANO	8,406	32.87
EL RODEO	766	3.00
LAS LAJAS	394	1.54
LOS SANDOVALES	142	0.56
EL QUEBRACHO	1,614	6.31
BUENA VISTA	338	1.32
BRASILAR	62	0.24
EL JOCOTILLO	74	0.29
LLANO DE CHINCHILLA	181	0.71
SAN NICOLAS	99	0.39
ALDEA NUEVA	344	1.34
SUCHITAN	2,505	9.80
CUESTA DEL GUAYABO	2,129	8.33
EL LIMON	1,568	6.13
HORCONES	1,117	4.37
LLANO DE LAGARTO	602	2.35
QUEBRADA DEL MUERTO	287	1.05
LA ARADA	376	1.47
LA ARADITA	247	0.97
EL ROBLAR	162	0.63
SABANETAS	78	0.30
SAN ISIDRO	32	0.12
SAN MIGUEL	16	0.06
CUESTA DE LOS AMBROCIOS	133	0.52
LA BARRANCA	283	1.11
EL PUENTE	191	0.75
CUESTA DE GARCIA	139	0.54
LOS ZORRILLOS	39	0.15
LLANO DE SAN VICENTE	27	0.10
SAN VICENTE	124	0.49
SANTA ROSA	146	0.57
EL GUAPINOL	110	0.43
ZACUAPA	181	0.63
EL MOSQUITO	15	0.06
MONTANITA	251	0.98
CARBONERA	681	2.68
JOCOTE DULCE	637	2.49
MAGUEYES	454	1.78
CORINTO	94	0.37
ULUMA	98	0.38
CASAS VIEJAS	18	0.07
SAN JORGE	48	0.19
LAGUNA DE SAN PEDRO	189	0.75
LA TUNA	46	0.18
AGUILARES	43	0.17
LOS TENAS	75	0.29
LAGUNA DE RETANA	94	0.37
TOTALES	25,572	100.00

Fuente: Municipalidad Santa Catarina Mita, Año 2002.

1.1.11 Actividades socio-económicas

1.1.11.1 Breve descripción de las actividades productivas de la comunidad

En el municipio de Santa Catarina Mita, entre las actividades que comprenden la economía, están: la industria, la agricultura y la artesanía, claro esta que todas éstas a pequeña escala.

Algunos de los productos obtenidos de las actividades ya mencionadas, podemos citar: leche, crema, queso, requesón, suero, huevos, productos cárnicos, todo lo anterior, generalmente se comercializa en el mercado local, la explotación pecuaria es básicamente tradicional y artesanal, zapatería, elaboración de conservas, floristería artificial, fabricación de artículos de metal y de barro.

De los productos que se obtienen en cantidades comerciales tales como mango, tomate y sandía, no son explotados debido a que los precios del mercado son inadecuados para su comercialización en comparación con los costos de producción, de igual manera con lo que es la peletería.

1.1.12 Idioma

A pesar del poco mestizaje que experimentó el municipio, el idioma que predomina en su totalidad es el español, al igual que en todas las aldeas del municipio de Santa Catarina Mita.

1.1.13 Servicios existentes

El municipio de Santa Catarina Mita cuenta con servicio de energía eléctrica, letrización, agua potable, academias de computación y mecanografía, escuelas pre-primaria, primaria, institutos y colegios de educación media y una extensión universitaria de la Facultad de Humanidades, de Universidad de San Carlos; además, existen en la localidad iglesias católicas y evangélicas, entre otras.

Los pobladores de las aldeas tienen acceso a educación pre- primaria, primaria; además, gracias a gestiones realizadas por el gobierno municipal actual, se tiene acceso a tele-secundaria, en el municipio.

1.1.14 Salud

En el municipio de Santa Catarina Mita, como en la mayoría de municipios de Guatemala, las enfermedades más comunes, están asociadas al manejo inadecuado de los desechos sólidos y a la calidad del aire, entre las cuales podemos mencionar: infecciones respiratorias agudas, enfermedades gastrointestinales, malaria, desnutrición, tétanos y dengue.

Se cuenta con seis Puestos de Salud ubicados en las comunidades de La Barranca, Los Horcones, aldea Nueva y Jocote Dulce, estos cuentan con una Enfermera Auxiliar presupuestada por el Ministerio de Salud, y los de Carbonera y El Limón, cuentan con una Enfermera Auxiliar por contrato. Los puestos de salud cuentan con el equipo necesario para su funcionamiento y fines preventivos.

En el municipio el 25 de septiembre del año de 2008 se inició la construcción de un hospital municipal para atender las necesidades de todos los habitantes del municipio y de municipios aledaños. Cuenta con un área de 3200 metros cuadrados y se ejecutará en tres fases. La inauguración primera fase se tiene prevista para junio de 2009. El hospital dará cobertura a emergencias, consulta externa, encamamiento, rayos x, quirófanos y áreas administrativas.

Figura 3. Imagen del hospital municipal que se construye.



1.1.14.1 Condiciones sanitarias

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

Dado a la inexistencia de un sistema de alcantarillado adecuado, las aguas residuales, se disponen en fosas sépticas o quebradas cercanas a las viviendas por lo que el manejo y disposición inadecuados de residuos, las aguas estancadas y otras situaciones de índole socio-cultural y climática, han

provocado que en varias aldeas del municipio, la propagación de insectos y roedores portadores de enfermedades, la cuales afectan de manera mas directa a los infantes.

1.1.14.2 Natalidad

El indicador sobre la natalidad del municipio, según el Centro de Salud es de 34.6 niños vivos por cada 1,000 que nacen.

1.1.14.3 Mortalidad

Las principales causas de mortalidad general están determinadas por accidentes cerebro vasculares e infarto agudo del miocardio, que conforman el 60.34% de casos que se presentaron en el año 2004.

La tasa de mortalidad infantil en el Municipio para el 2004 fue de 30.9/1000 niños vivos.

1.2 Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de Santa Catarina Mita, Jutiapa.

1.2.1 Descripción de las necesidades

El municipio de Santa Catarina Mita, a pesar de encontrarse en un desarrollo constante, padece una serie de necesidades, tanto de servicios básicos como de infraestructura tales como:

Infraestructura:

- Establecimientos educativos
- Mejoramiento de caminos
- Centro comercial municipal
- Salón para reuniones político-sociales
- Sistemas de disposición de aguas residuales
- Puentes para salvar obstáculos
- Mejoramiento de la calidad del agua de consumo
- Creación de espacios destinados para estacionamiento

Sociales

Ayuda a las comunidades para el refortalecimiento de los COCODE, ayuda profesional a los agricultores de la localidad para mejorar la calidad de sus productos. Además de asesorías para el mejoramiento de la industria zapatera de la localidad.

1.2.2 Priorización de las necesidades

La razón por la cual se priorizaron dichos proyectos, es la siguiente:

Proyecto centro comercial municipal:

- El comercio informal de productos no comestibles ha tomado auge en el casco urbano, por lo que el área destinada a ello no está ordenadamente delimitada.
- La delimitación del área destinada a dicha actividad, se hace vital para un correcto tránsito vehicular, dado a que el lugar se ubica en las principales calles del casco urbano.
- Este comercial ayudaría a generar fondos municipales por concepto de renta de locales y se crearían espacios destinados al estacionamiento vehicular en el casco urbano.

Proyecto puente vehicular:

- Debido a que en la actualidad la aldea Uluma es atravesada por un riachuelo la cual en época de invierno aumenta su caudal y corta la comunicación de la aldea con los terrenos de cultivo y hace casi imposible el tránsito.
- Mejorar las rutas de acceso a los distintos puntos del municipio, para generar un impacto positivo en la economía de los habitantes.
- Salvar el obstáculo del riachuelo de Uluma para que los habitantes de esta aldea puedan sacar sus cosechas en cualquier época del año.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño de la edificación de dos niveles el centro comercial municipal en el casco urbano de Santa Catarina Mita, Jutiapa

2.1.1 Descripción del proyecto

Muchos factores estuvieron vinculados estrictamente con el proceso de planificación y diseño de ésta edificación, por lo que no se debe descuidar otros criterios, los cuales son fundamentales para la realización del proyecto, tales como iluminación, orientación con respecto al sol, atractivo visual, entre otros, ya que nos ayudarán a ajustar la construcción de manera que ésta pueda ser más provechosa y funcional para el municipio.

Con base a un estudio de las necesidades de la población a servir, se logró determinar que es necesaria la construcción de un centro comercial municipal, con un doble propósito atender la demanda de locales para el comercio semi-informal y formal creando nuevos espacios destinados al comercio de productos no perecederos y comedores, y asimismo crear espacios destinados al estacionamiento vehicular que en el municipio ayudaría en gran medida, ya que el único estacionamiento con el que se cuenta solo esta capacitado para 6 vehículos y las calles del municipio son estrechas, lo que hace casi imposible el estacionamiento en las orillas de de las mismas. En la figura 4 podemos evidenciar la necesidad de la creación de espacios destinados a estacionamiento publico.

Se construirá dicha edificación de dos niveles, con un área aproximada a 720 metros cuadrados cada nivel, utilizando el primer nivel para la creación de un estacionamiento y el segundo nivel se modularan locales para el comercio semi-informal y formal, se utilizará el sistema estructural de marcos dúctiles y losa tradicional, en el primer y segundo nivel, basando la construcción en el código ACI 318-99, normas AGIES y para distribución de áreas y ambientes el manual de NEUFERT, así también, los muros de división serán de mampostería de block pómez de un espesor de 0.15 metros. Además contará con servicios sanitarios separados, agua potable, servicio eléctrico, piso de granito y piso de concreto.

Figura 4. Único estacionamiento publico en el casco urbano.



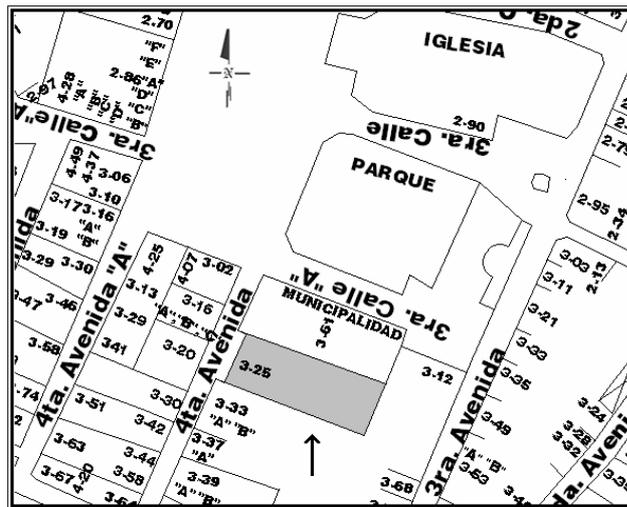
2.1.2 Investigación preliminar

2.1.2.1 Terreno disponible

El terreno con el que se cuenta es el mismo en donde se encuentra actualmente el salón de usos múltiples, construido en el año de 1976, dicho

lugar está en el centro del municipio, sobre la 4ta. Avenida de la zona 1 con el número 3-25 contiguo a la municipalidad.

Figura 5. Localización del terreno disponible.



2.1.2.2 Análisis de suelos

2.1.2.2.1 Ensayo triaxial

El valor soporte del suelo, también llamado capacidad de carga o apoyo de los cimientos es una característica de cada sistema de suelo-cimentación, y no solo una cualidad intrínseca del suelo. Los distintos tipos de suelo difieren en capacidad de carga, pero también ocurre que en un suelo específico dicha capacidad varía con el tipo, forma, tamaño y profundidad del elemento de cimentación que aplica la presión.

La resistencia de los suelos a la deformación depende, sobre todo, de su resistencia a la fuerza cortante. Esta resistencia a la fuerza cortante equivale a su vez, a la suma de dos componentes fricción y cohesión.

Cuando se pretende calcular la capacidad soporte de cimentaciones, es necesario conocer la distribución de los esfuerzos dentro de los estratos del suelo por medio del ensayo triaxial. Sin embargo, cuando no es factible realizar un estudio de esta naturaleza, por causas económicas o como en éste caso que el tipo de suelo que se trata, era arena limosa color café con demasiada grava y roca y bastante hostil para sacar una muestra inalterada de 1 pie cúbico para dicho ensayo, es preferible realizar una inspección visual del suelo para lograr determinar la capacidad soporte del mismo, y acudir a una tabla de datos. Ver tabla siguiente:

Tabla II. Valor soporte permisible, según tipo de suelo.

MATERIAL DEL SUELO	TON/M ²	OBSERVACIONES
Roca sana	645	
Roca regular	430	
Roca intermedia	215	
Roca agrietada o porosa	22-86	
Suelos gravillosos	90	Compactados, buena granulometría
Suelos arenosos	32-64	Densos
Arena fina	22-43	Densa
Suelos arcillosos	53	Duros
Suelos arcillosos	22	Solidez mediana
Suelos limosos	32	Densos
Suelos limosos	16	Densidad mediana

Fuente: Crespo Villalaz. Mecánica de suelos y cimentaciones. Página 193.

Según la tabla anterior, se determinó utilizar un valor de carga permisible entre el rango de 22 a 86 ton/m². Basándonos en memorias de cálculo de construcciones anteriores en el sector, usaremos el un valor igual a 30 ton/m².

2.1.3 Diseño arquitectónico

Esta fase consiste en proporcionar una forma adecuada y distribuir a conveniencia los diferentes ambientes que formaran parte del sistema, de acuerdo a las necesidades y requerimientos de cada uno de ellos. Para esta etapa, en la planificación del mercado en el municipio, se tomaron en cuenta varios factores, entre ellos, la coordinación modular; todo edificio de este tipo debe regirse por una relación dimensional.

Además, un buen diseño arquitectónico debe presentar flexibilidad, en cuanto a la adaptación del edificio a cambios tanto en sentido cuantitativo como cualitativo, buscando de esta forma versatilidad y adaptabilidad a las distintas condiciones de capacidad, según sea el número de personas que estén en él.

2.1.3.1 Ubicación del edificio en el terreno

El edificio está orientado prácticamente de este a oeste, para mejor aprovechamiento de la luz solar, y abarca toda el área descrita y destinada a él, con espacio disponible para una evacuación segura.

2.1.3.2 Distribución de ambientes

En este proyecto se tomaron en cuenta varios factores, para conceptualizar los diferentes espacios que conformaran el centro comercial

municipal, pero principalmente la capacidad de personas, es la que demandará dicha instalación.

Atendiendo a esto, se diseñaron los ambientes que darán lugar al desarrollo del comercio, la cual se lleva a cabo todos los días a determinadas horas, y con algunos días de mayor afluencia de personas. Mientras que las áreas de parqueo logren mitigar en cierta forma la demanda que se desea cubrir debido a la inexistencia de estos espacios públicos.

Se tienen pensado la creación de 12 locales destinados para las ventas, de 30 metros cuadrados cada uno, 20 parqueos para vehículos livianos y parqueo de 40.5m² para motos y bicicletas, dos módulos de gradas y servicios sanitarios para damas y caballeros, una fuente y jardineras para su ornato.

2.1.3.3 Altura del edificio

Se escoge hacer el edificio de dos niveles para optimizar el espacio disponible y que este sea utilizado con un doble propósito, la creación de áreas para el estacionamiento y la creación de áreas para el comercio.

La altura de todos los ambientes será la misma y se deja con estas medidas para dar confort, tanto en los ambientes como en los espacios de circulación tanto peatonal como vehicular. La altura de piso a cielo es de 3.00 m. en cada nivel, por lo que su altura total será de 6.00 m., pudiendo variar ésta

a 7.50 m. para efectos del modelo matemático que servirá para el análisis estructural.

2.1.3.4 Selección del sistema estructural a usar

Para elegir un sistema estructural, no requiere de operaciones matemáticas, sino que conlleva a muchas consideraciones, las cuales se determinan con objetivos importantes, tales como:

- Cumplir los requisitos de funcionalidad de la edificación.
- La estructura debe de soportar las cargas.
- Ser una estructura segura y económica.

Existen sistemas que se desempeñen mejor que otros en las eventualidades sísmicas, por lo que se busca un equilibrio que favorezca todos los aspectos mencionados. Para este proyecto se decidió utilizar el sistema de marcos dúctiles, con losas planas de concreto reforzado y algunos muros de mampostería reforzada.

2.1.4 Análisis estructural

Llamamos análisis estructural a la determinación de las fuerzas y deformaciones que se producen en una estructura debido a la aplicación de cargas.

2.1.4.1 Pre-dimensionamiento estructural

Esta acción, consiste en estimar secciones preliminares, para lo cual el proyectista puede basarse en la experiencia, en ayudas de diseño, a través de tablas, gráficas, etc.

- **Predimensionamiento de columna**

Para predimensionar una columna básicamente se determina la sección y se basa en la carga aplicada a ésta, como lo considera el ACI 318-99, en el capítulo 10. En este caso se desea guardar simetría en las dimensiones de las columnas, por tal razón se toma la columna crítica o sea la que soporta mayor carga. La medida resultante se aplica a todas las demás.

Datos:

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

$$F'y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$$

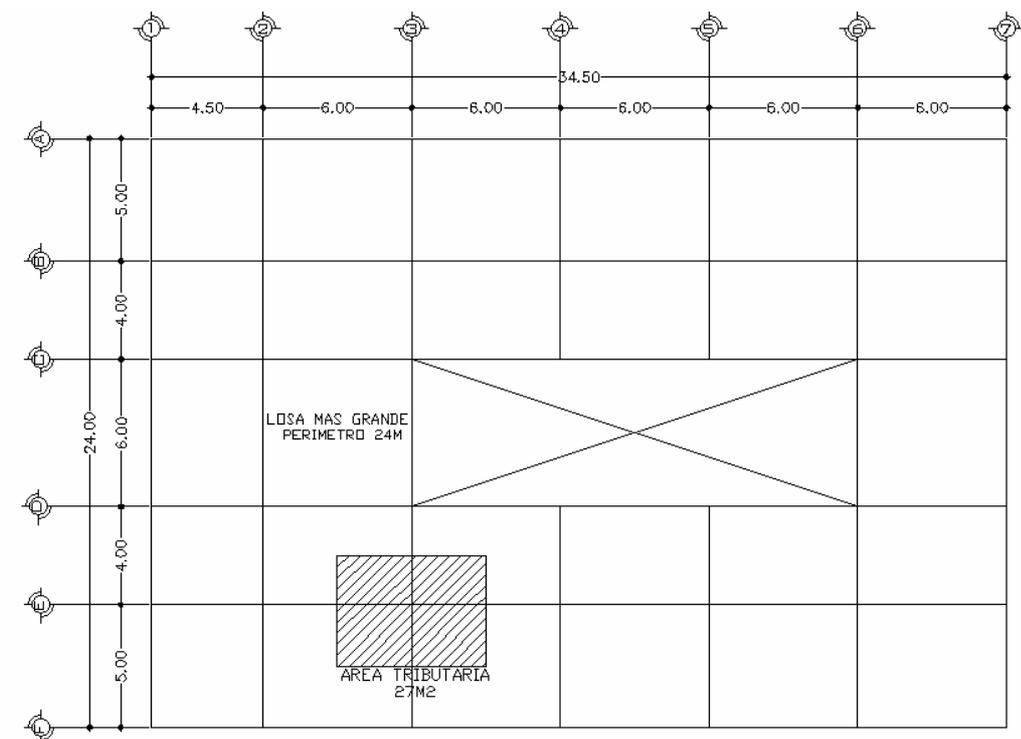
$$At = \text{Área tributaria } 27 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso específico del concreto} = 2,400 \text{ kg/ m}^3$$

$$Ag = \text{área gruesa de columna}$$

$$As = \text{área de acero, } 1\%(Ag) \leq As \leq 6\%(Ag)$$

Figura 6. Áreas tributarias para predimensionamiento de columna.



Sustituimos los datos en la fórmula de carga puntual,

$$P = \text{Peso esp.} \cdot \text{Área tributaria} \cdot \text{Franja unitaria}$$

$$P = 2400 \text{ kg/ m}^3 \cdot 27 \text{ m}^2 \cdot 1 \text{ m} = 64,800.00 \text{ kg}$$

El resultado multiplicado por los dos niveles que son,

$$P = 64,800.00 \text{ kg} \cdot 2 = 129,600.00 \text{ kg}$$

Si sustituimos valores en la ecuación de la carga puntual, se obtiene el área gruesa,

$$P = 0.8[0.85 * f'c(Ag - As) + F'y * As]; \quad \text{donde: } As = \rho * Ag$$

$$Ag = \left[\frac{P}{0.80[0.85 * f'c(1 - \rho) + F'y * \rho]} \right]$$

$$Ag = \left[\frac{129,600}{0.80[0.85 * 281(1 - 0.01) + 2,810 * 0.01]} \right]$$

Donde, ρ = cuantía de acero = 1%,

$$Ag = 612.33 \text{ cm}^2$$

Se propone una sección de 45 cm. * 45 cm. = 2025 cm² > 612.33cm² debido a que el edificio será un espacio cambiante de cargas vivas

- **Predimensionamiento de viga**

Para predimensionar vigas, se puede calcular con los siguientes criterios, por cada metro lineal libre de luz, ocho centímetros de peralte y la base equivale ½ peralte o el código ACI 318-99 en el capítulo 9 tabla 9.5(a). Ver tabla a continuación, da diferentes situaciones para predimensionamiento, en este caso se tomó cuando una viga es continua en ambos extremos.

Tabla III. Tabla 9.5(a) peraltes mínimos para predimensionamiento de vigas.

Peralte mínimo (h)				
Elemento	Simplemente Apoyado	Con un extremo Continuo	Ambos Extremos Continuos	En Voladizo
	Elementos que no soportan o están ligados a divisiones u otro tipo de construcción susceptibles de dañarse por grandes deflexiones.			
Vigas	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Fuente: ACI 318-99 capítulo 9.

Longitud de viga mayor = 6.0 m.

$$h_{\text{viga}} = 8\% * \text{Longitud de viga mayor}$$

$$h_{\text{viga}} = 0.08 * 6.0 \text{ m.} = 0.48 \text{ m.} = 48\text{cm.}$$

O con el otro criterio,

$$h_{\text{viga}} = L/21 = 6/21 = 0.285 \approx 0.29 \text{ m.} \approx 29\text{cm.}$$

Para predimensionar la viga usamos un promedio de ambos métodos,

$$\text{Promedio } h_{\text{viga}} = \left(\frac{48 + 29}{2} \right) = 38.5\text{cm} \approx 40\text{cm}$$

Tomamos el valor promedio y lo redondeamos a 40 cm. y calculamos la base de la viga,

$$b = 40/2 = 20 \text{ cm.}$$

Se propone una sección de viga de 20 x 40 cm.

- **Predimensionamiento de losa**

Las losas son elementos estructurales que pueden servir como cubiertas que protegen de la intemperie, como para transmitir cargas verticales y horizontales. Por su espesor, pueden dividirse en:

- cascarones ($t < 0.09$)
- planas ($0.09 \leq t \leq 0.18$)
- nervadas ($t > 0.18$)

Para losas en dos direcciones, ACI recomienda:

$$\text{Espesor de Losa (t) = Perímetro / 180}$$

$$t = (6+6+6+6) / 180$$

$$t = 0.1333\text{m.} \approx 0.15 \text{ m.}$$

$$\text{Espesor de Losa} = 15 \text{ cm.}$$

Se propone losa tradicional con espesor de 15 cm.

2.1.4.2 Modelos matemáticos de marcos rígidos

El modelo matemático de un marco dúctil, es la gráfica que representa tanto la forma, como las cargas que soporta el marco y que sirve para realizar el análisis estructural. Por su similitud en cargas y la geometría de la edificación, se analizan únicamente los aspectos críticos.

Las figuras a continuación muestran los marcos dúctiles en el eje X y en el eje Y, respectivamente. La integración de cargas muertas y vivas se realizará junto con el modelo matemático a partir de los marcos ya mencionados.

Figura 7. Elevación marco típico, en el eje X.

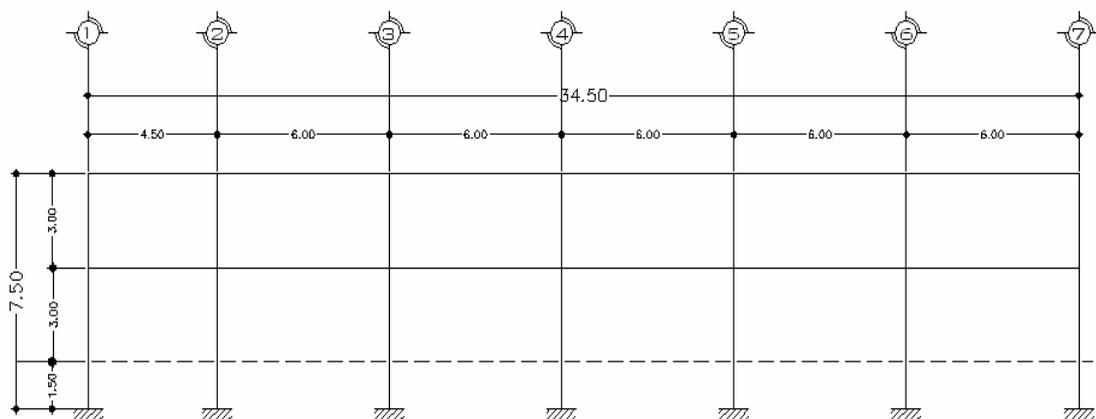


Figura 8. Elevación marco típico, en el eje Y. Marcos 1, 2, 3, 6 y 7

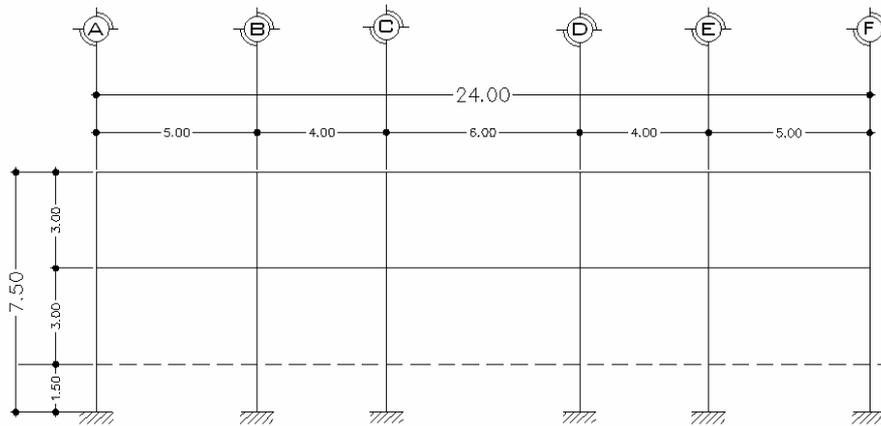
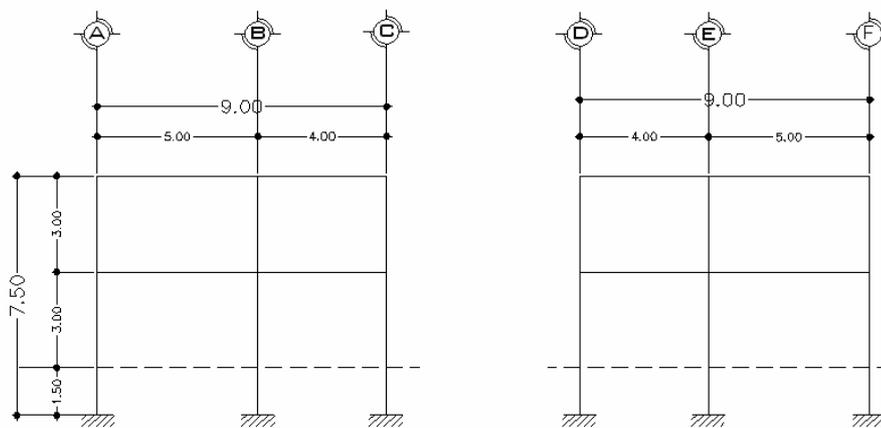


Figura 9. Elevación marco típico, en el eje Y. Marcos 4 y 5



2.1.4.3 Cargas de diseño

Llamamos cargas de diseño a todas aquellas cargas que actuaran en la estructura a construir.

2.1.4.3.1 Cargas horizontales y verticales aplicados a los marcos rígidos

- **Cargas verticales**

Conocidas también como cargas por gravedad, se divide en carga viva y carga muerta.

Cargas vivas (CV)

La carga viva son cargas ocasionales que pueden variar en magnitud y localización, tales como el peso de personas, muebles, etc.

Tabla IV. Cargas vivas mínimas distribuidas uniformemente.

Tipo de ocupación o uso	W_v (kg/m²)
Vivienda	200
Oficina	250
Hospitales - encamamiento y habitaciones	200
Hospitales - servicios médicos y laboratorio	350
Hoteles - alas de habitaciones	200
Hoteles - servicios y áreas públicas	500

Escaleras privadas	300
Escaleras públicas o de escape	500
Balcones, cornisas y marquesinas	300
Áreas de salida y/o escape	500
Vestíbulos públicos	500
Plazas y áreas públicas a nivel de calle	500
Salones de reunión	
Con asientos fijos	300
Sin asientos fijos	500
Escenarios y circulaciones	500
Instalaciones deportivas públicas	
Zonas de circulación	500
Zonas de asientos	400
Canchas deportivas	ver nota ^(a)
Aulas y escuelas	200
Bibliotecas	
Áreas de lectura	200
Depósito de libros	600
Almacenes	
Minoristas	350
Mayoristas	500
Estacionamientos y garages	
Automóviles	250
Vehículos pesados	según vehículo
Rampas de uso colectivo	750
Corredores de circulación	500
Servicio y reparación	500
Bodegas	
Cargas livianas	600
Cargas pesadas	1200
Fábricas	
Cargas livianas	400
Cargas pesadas	600
Cubiertas pesadas (inciso 8.3.3(f))	
Azoteas de concreto con acceso	200
Azoteas sin acceso horizontal o inclinadas	100
Azoteas inclinadas más de 20°	75 ^(b)
Cubiertas livianas (inciso 8.3.3(g))	
Techos de láminas, tejas, cubiertas plásticas, lonas, etc. (aplica a la estructura que soporta la cubierta final)	50 ^(b)
Notas: ^(a) carga depende del tipo de cancha	
^(b) sobre proyección horizontal	

Fuente: Normas AGIES NR – 2:200, Pág. 28.

Como la construcción se trata de un centro comercial municipal, se toma en cuenta que en la mayoría de los días del año se encuentra bastante recurrido de gente, es decir que la carga viva a soportar debe ser grande también, por lo que tomamos de la tabla el valor de carga viva de un almacén mayorista el cual tiene un valor de tomamos como parte de nuestro análisis para el peso total de la estructura:

En primer y segundo nivel = 500 kg/m^2

Cargas muertas (CM)

La carga muerta, es aquella que permanece constante, inamovible y permanente dentro de una estructura, generalmente está constituida por el peso propio de los elementos que integra la estructura, tales como vigas, columnas, techos, instalaciones (hidráulicas, eléctricas, otras), etc.

A continuación las respectivas fórmulas y datos para el cálculo del peso total de cada uno de los elementos constructivos de dicho proyecto:

$$\text{Peso de la estructura} = W_{\text{Nivel1}} + W_{\text{Nivel2}}$$

$$W_{\text{Nivel1}} = W_{\text{Losas}} + W_{\text{Vigas}} + W_{\text{Columnas}} + W_{\text{muros}} + W_{\text{Acabados}}$$

$$W_{\text{Losas}} = \text{Área tributaria} \cdot t \cdot (\text{Peso específico del concreto})$$

$$W_{\text{Vigas}} = h \cdot b \cdot L_{\text{total}} \cdot (\text{Peso específico del concreto})$$

$$W_{\text{Columnas}} = h \cdot b \cdot L_{\text{total}} \cdot (\text{Peso específico del concreto})$$

$$W_{\text{muro}} = C_{\text{muros}} \cdot L_{\text{total}}$$

Cálculo del peso de la estructura

$$\text{Peso específico del concreto} = 2,400\text{kg/m}^3$$

$$\text{Acabados} = 60 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso de piso} = 144 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso de muros} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Área de Construcción} = (\text{Área del terreno}) - (\text{Área verde})$$

$$(24\text{m} \times 34.5\text{m}) - (6\text{m} \times 18\text{m}) = 720 \text{ m}^2$$

$$\Sigma \text{ longitud de vigas} = 5(24\text{m}) + 6(34.5\text{m}) + 4(9\text{m}) = 363\text{m}$$

$$\text{Área de muros} = (\text{Perímetro de construcción}) (3\text{m})$$

$$(160\text{m}) (3\text{m}) = 480\text{m}^2$$

NIVEL 2

$$W_{\text{Losa}} = (720\text{m}^2)(0.15 \text{ m})(2,400\text{kg/m}^3) = 259,200.0 \text{ kg}$$

$$W_{\text{Vigas}} = (0.20 \text{ m})(0.40 \text{ m})(363 \text{ m})(2,400\text{kg/m}^3) = 69,696.0 \text{ kg}$$

$$W_{\text{Columnas}} = (0.30 \text{ m})(0.30 \text{ m})(3.0 \text{ m})(42 \text{ col.})(2,400\text{kg/m}^3) = 27,216.0 \text{ kg}$$

$$W_{\text{Acabados}} = (480\text{m}^2)(60 \text{ kg/m}^2) = 28,800.0 \text{ kg}$$

$$W_{\text{Piso}} = (720 \text{ m}^2)(144 \text{ kg/m}^2) = 103,680.0 \text{ kg}$$

$$W_{\text{Muros}} = (480\text{m}^2)(150 \text{ kg/m}^2) = 72,000.0 \text{ kg}$$

Total de Carga Muerta (W_{CM}) = 560,592.0kg

Carga Viva (W_{CV}) = (CV)(Área Tributaria)

Carga Viva = (500 Kg/m²)(720 m²) = 360,000 kg

Peso de la estructura = $W_{Nivel 2}$

$W_{Nivel 2} = W_{CM} + 0.25 W_{CV}$

$W_{Nivel 2} = 650,592kg$

NIVEL 1

$W_{Losa} = (0.15 m)(2,400 kg/m^3)(720 m^2) + W_{Muros N2} + W_{Piso N2}$

$W_{Losa} = 259,200.0kg + 72,000.0 kg + 103,680.0 kg$

$= 434,880kg$

$W_{Viga} = 69,696.0kg$

$W_{Columna} = 27,216.0 kg$

Total de Carga Muerta (W_{CM}) = 531,792.0 kg

Carga Viva (W_{CV}) = (CV)(Área Tributaria)

Carga Viva = (500 kg/m²)(720 m²) = 360,000.0 kg

Peso de la estructura = $W_{\text{Nivel 1}}$

$$W_{\text{Nivel 1}} = W_{\text{CM}} + 0.25 W_{\text{CV}}$$

$$W_{\text{Nivel 1}} = 621,792.0\text{kg}$$

Peso total de la estructura = W_{Total}

$$W_{\text{Total}} = W_{\text{Nivel 1}} + W_{\text{Nivel 2}}$$

$$W_{\text{Total}} = 621,792.0\text{kg} + 650,592\text{kg} = 1,272,384.0\text{ kg}$$

Figura 10. Áreas tributarias para vigas en dos sentidos.

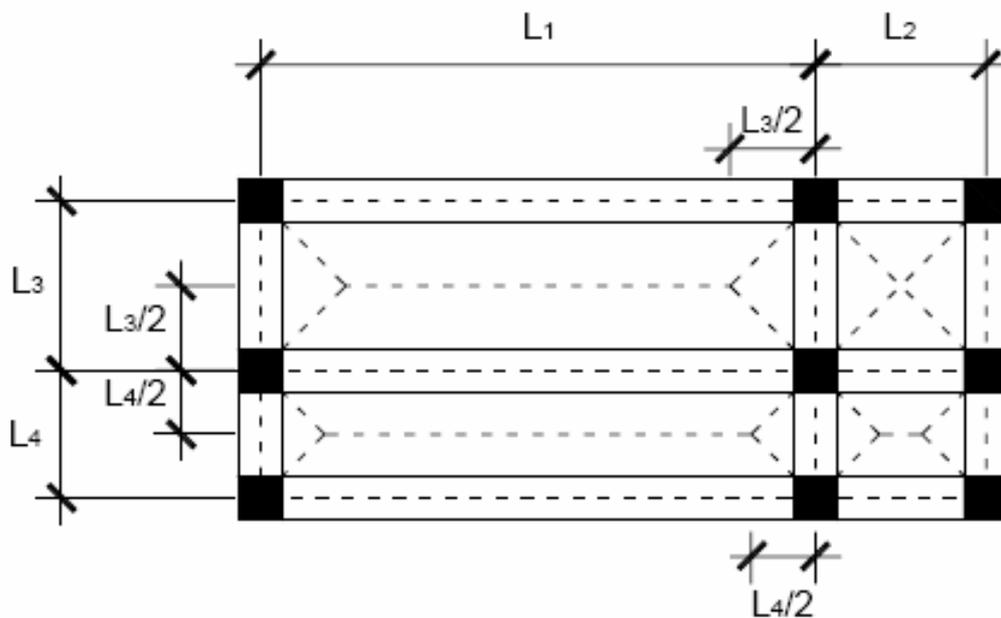
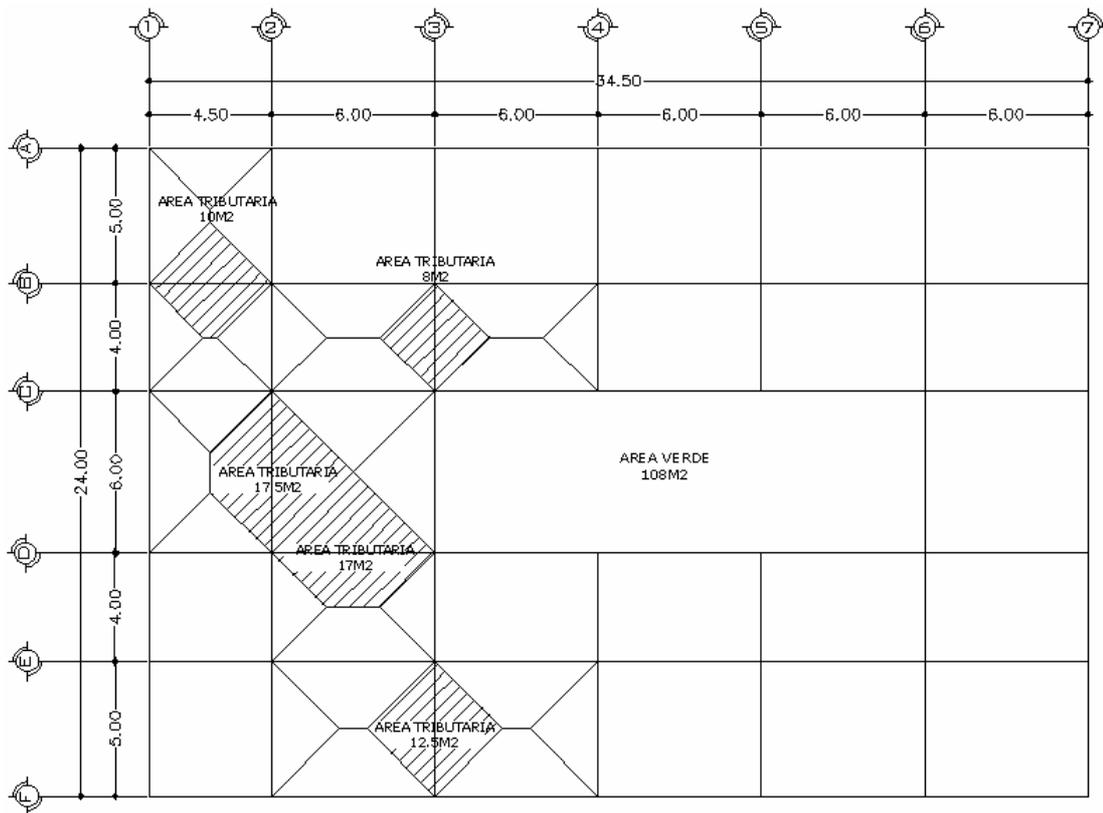


Figura 11. Planta primer y segundo nivel para el análisis de marcos.



Integración de cargas para el marco 2

Peso específico del concreto = 2,400 kg/m³

Acabados = 60 kg/m²

Peso de piso = 144 kg/m²

Muros divisorios = 150 kg/m²

Carga viva = 500 kg/m² en primer y segundo nivel

NIVEL 2

Eje X

$$CM = W_{Losa} + W_{Viga} + W_{Acabados}$$

$$CM = (\text{área tributaria} * \text{espesor de losa} * \text{peso específico del concreto}) + (\text{sección de viga} * \text{longitud de viga} * \text{peso específico del concreto}) + (\text{área tributaria} * \text{peso específico del acabados})$$

Para vigas de 6m

$$CM = (17\text{m}^2 * 0.15 \text{ m} * 2,400 \text{ kg/m}^3) + (0.20 \text{ m} * 0.40 \text{ m} * 6.00 \text{ m} * 2,400 \text{ kg/m}^3) + (17 \text{ m}^2 * 60 \text{ kg/m}^2) = 8,292 \text{ kg}$$

$$CM_{Distribuida} = 8,292\text{kg}/6.00 \text{ m} = 1,382 \text{ kg/m}$$

$$CV = \text{área tributaria} * CVPiso = 17 \text{ m}^2 * 500 \text{ kg/m}^2 = 8,500.0 \text{ kg}$$

$$CV_{Distribuida} = 8,500.00 \text{ kg}/6.00 \text{ m} = 1417.0 \text{ kg/m}$$

Para viga de 4.5m

$$CM = (10\text{m}^2 * 0.15 \text{ m} * 2,400 \text{ kg/m}^3) + (0.20 \text{ m} * 0.40 \text{ m} * 4.50 \text{ m} * 2,400 \text{ kg/m}^3) + (10 \text{ m}^2 * 60 \text{ kg/m}^2) = 5,064.0 \text{ kg}$$

$$CM_{Distribuida} = 5,064 \text{ Kg}/4.50 \text{ m} = 1,125 \text{ kg/m}$$

$$CV = \text{área tributaria} * CVPiso = 10\text{m}^2 * 500 \text{ kg/m}^2 = 5,000.0 \text{ kg}$$

$$CV_{Distribuida} = 5,000.0 \text{ kg}/4.50 \text{ m} = 1,112 \text{ kg/m}$$

Eje Y

Para viga de 6m

$$CM = (17.5 \text{ m}^2 * 0.15 \text{ m} * 2,400 \text{ kg/m}^3) + (0.20 \text{ m} * 0.40 \text{ m} * 6.00 \text{ m} * 2,400 \text{ kg/m}^3) + (17.5 \text{ m}^2 * 60 \text{ kg/m}^2) = 8,502.0 \text{ kg}$$

$$CM_{\text{Distribuida}} = 8,502\text{kg}/6.00 \text{ m} = 1,417.0 \text{ kg/m}$$

$$CV = \text{área tributaria} * CVPiso = 17.5 \text{ m}^2 * 500 \text{ kg/m}^2 = 8,750.0 \text{ kg}$$

$$CV_{\text{Distribuida}} = 8,750.00 \text{ kg}/6.00 \text{ m} = 1,458\text{kg/m}$$

Para vigas de 5m

$$CM = (12.5 \text{ m}^2 * 0.15 \text{ m} * 2,400 \text{ kg/m}^3) + (0.20 \text{ m} * 0.40 \text{ m} * 5.00 \text{ m} * 2,400 \text{ kg/m}^3) + (12.5 \text{ m}^2 * 60 \text{ kg/m}^2) = 6,210.0 \text{ kg}$$

$$CM_{\text{Distribuida}} = 6,210.0\text{kg}/5.00 \text{ m} = 1,242.0 \text{ kg/m}$$

$$CV = \text{área tributaria} * CVPiso = 12.5\text{m}^2 * 500 \text{ kg/m}^2 = 6,250.0 \text{ kg}$$

$$CV_{\text{Distribuida}} = 6,250.00 \text{ kg}/5.00 \text{ m} = 1,042\text{kg/m}$$

Para vigas de 4m

$$CM = (8 \text{ m}^2 * 0.15 \text{ m} * 2,400 \text{ kg/m}^3) + (0.20 \text{ m} * 0.40 \text{ m} * 4.00 \text{ m} * 2,400 \text{ kg/m}^3) + (8 \text{ m}^2 * 60 \text{ kg/m}^2) = 4,128 \text{ kg}$$

$$CM_{\text{Distribuida}} = 4,128.0\text{kg}/4.00 \text{ m} = 1,032.0 \text{ kg/m}$$

$$CV = \text{área tributaria} * CVPiso = 8 \text{ m}^2 * 500 \text{ kg/m}^2 = 4,000.0 \text{ kg}$$

$$CV_{\text{Distribuida}} = 4,000.00 \text{ kg}/4.00 \text{ m} = 1,000.0 \text{ kg/m}$$

NIVEL 1

Eje X

$$CM = W_{\text{Losa}} + W_{\text{Viga}} + W_{\text{Acabados}} + W_{\text{Muros}}$$

$$CM = (\text{área tributaria} * \text{peso específico del concreto} * \text{espesor de losa}) + (\text{sección de viga} * \text{longitud de viga} * \text{peso específico del concreto}) + (\text{área del muro} * \text{peso del muro})$$

Para vigas de 6m

$$CM = (17 \text{ m}^2 * 0.15 \text{ m} * 2,400 \text{ kg/m}^3) + (0.20 \text{ m} * 0.40 \text{ m} * 6.00 \text{ m} * 2,400 \text{ kg/m}^3) + (17 \text{ m}^2 * 60 \text{ kg/m}^2) + (6 \text{ m} * 3 \text{ m} * 150 \text{ kg/m}^2)$$

$$= 10,992.0 \text{ kg}$$

$$CM_{\text{Distribuida}} = 10,992.00 \text{ kg}/6.00 \text{ m} = 1832.0 \text{ kg/m}$$

$$CV = \text{área tributaria} * CVPiso = 17 \text{ m}^2 * 500 \text{ kg/m}^2 = 8,500.0 \text{ kg}$$

$$CV_{\text{Distribuida}} = 8,500.00 \text{ kg}/6.00 \text{ m} = 1417.0 \text{ kg/m}$$

Para viga de 4.5m

$$\begin{aligned} CM &= (10 \text{ m}^2 * 0.15 \text{ m} * 2,400 \text{ kg/m}^3) + (0.20 \text{ m} * 0.40 \text{ m} * 4.50 \text{ m} * \\ &\quad 2,400 \text{ kg/m}^3) + (10 \text{ m}^2 * 60 \text{ kg/m}^2) + (4.5 \text{ m} * 3 \text{ m} * 150 \text{ kg/m}^2) \\ &= 7,089.00 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$CM_{\text{Distribuida}} = 7,089.00 \text{ kg}/4.50 \text{ m} = 1575 \text{ kg/m}$$

$$CV = \text{área tributaria} * CVPiso = 10 \text{ m}^2 * 500 \text{ kg/m}^2 = 5,000.0 \text{ kg}$$

$$CV_{\text{Distribuida}} = 5,000.0 \text{ kg}/4.50 \text{ m} = 1,112 \text{ kg/m}$$

Eje Y

Para viga de 6m

$$\begin{aligned} CM &= (17.5 \text{ m}^2 * 0.15 \text{ m} * 2,400 \text{ kg/m}^3) + (0.20 \text{ m} * 0.40 \text{ m} * 6.00 \text{ m} * \\ &\quad 2,400 \text{ kg/m}^3) + (17.5 \text{ m}^2 * 60 \text{ kg/m}^2) + (6 \text{ m} * 3 \text{ m} * 150 \text{ kg/m}^2) \\ &= 11,202.0 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$CM_{\text{Distribuida}} = 11,202.0 \text{ kg}/6.00 \text{ m} = 1,867.0 \text{ kg/m}$$

$$CV = \text{área tributaria} * CVPiso = 17.5 \text{ m}^2 * 500 \text{ kg/m}^2 = 8,750.0 \text{ kg}$$

$$CV_{\text{Distribuida}} = 8,750.00 \text{ kg}/6.00 \text{ m} = 1,458 \text{ kg/m}$$

Para vigas de 5m

$$\begin{aligned} CM &= (12.5 \text{ m}^2 * 0.15 \text{ m} * 2,400 \text{ kg/m}^3) + (0.20 \text{ m} * 0.40 \text{ m} * 5.00 \text{ m} * \\ & 2,400 \text{ kg/m}^3) + (12.5 \text{ m}^2 * 60 \text{ kg/m}^2) + (5 \text{ m} * 3 \text{ m} * 150 \text{ kg/m}^2) \\ &= 8,460.0 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$CM_{\text{Distribuida}} = 8,460.0 \text{ kg} / 5.00 \text{ m} = 1,692.0 \text{ kg/m}$$

$$CV = \text{área tributaria} * CV_{\text{Piso}} = 12.5 \text{ m}^2 * 500 \text{ kg/m}^2 = 6,250.0 \text{ kg}$$

$$CV_{\text{Distribuida}} = 6,250.00 \text{ kg} / 5.00 \text{ m} = 1,042 \text{ kg/m}$$

Para vigas de 4m

$$\begin{aligned} CM &= (8 \text{ m}^2 * 0.15 \text{ m} * 2,400 \text{ kg/m}^3) + (0.20 \text{ m} * 0.40 \text{ m} * 4.00 \text{ m} * 2,400 \\ & \text{kg/m}^3) + (8 \text{ m}^2 * 60 \text{ kg/m}^2) + (4 \text{ m} * 3 \text{ m} * 150 \text{ kg/m}^2) \\ &= 5,928.0 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$CM_{\text{Distribuida}} = 5,928.0 / 4.00 \text{ m} = 1,482.0 \text{ kg/m}$$

$$CV = \text{área tributaria} * CV_{\text{Piso}} = 8 \text{ m}^2 * 500 \text{ kg/m}^2 = 4,000.0 \text{ kg}$$

$$CV_{\text{Distribuida}} = 4,000.00 \text{ kg} / 4.00 \text{ m} = 1,000.0 \text{ kg/m}$$

Este procedimiento se aplicó a todos los marcos de la estructura para integrar las cargas, ya que todos son prácticamente iguales, en las figuras 12 y 13 se muestran los modelos que se obtienen de la carga muerta y carga viva.

Figura 12. Carga muerta y viva uniformemente distribuida, marco X.

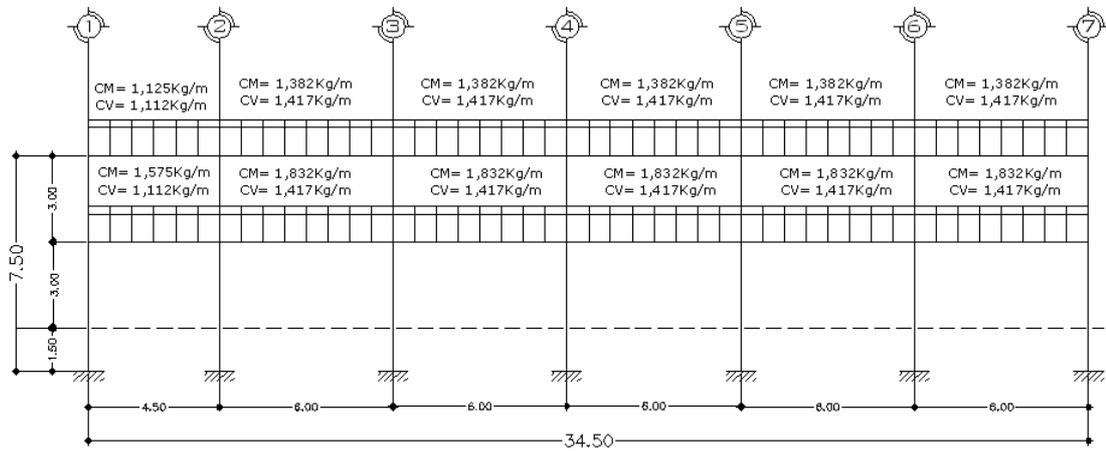
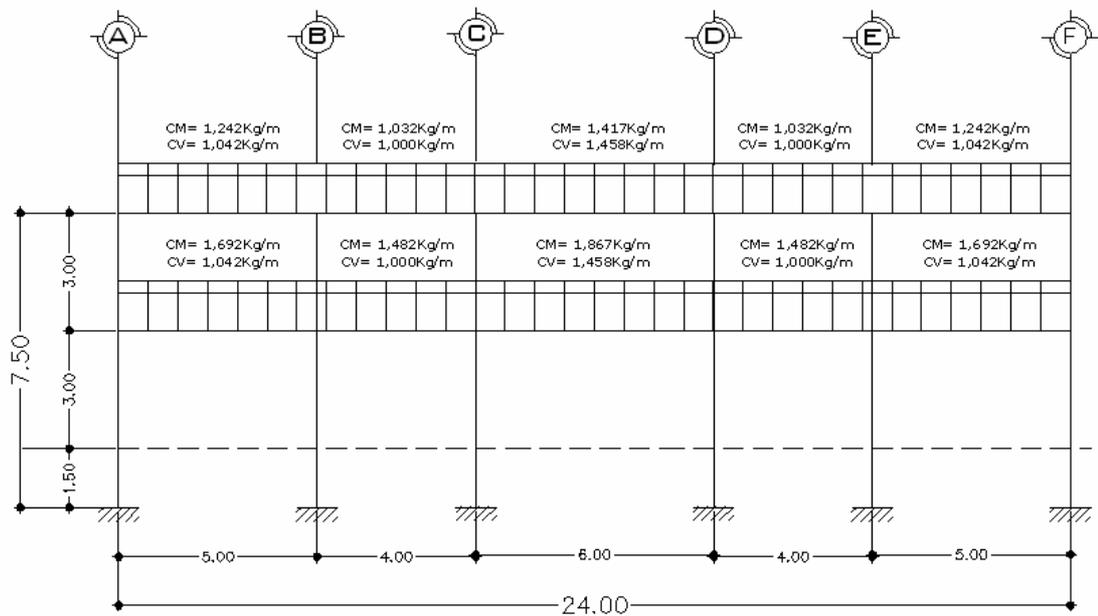


Figura 13. Carga muerta y viva uniformemente distribuida, marco Y.



- **Cargas horizontales**

De este tipo de cargas existen dos fuerzas: horizontales, viento y sismo, a las que está expuesto un edificio. Generalmente, se considera en el análisis estructural únicamente una de las dos, ya que los fenómenos naturales que las provocan no se presentan simultáneamente.

Guatemala claramente es un país con riesgo sísmico, por tal razón se diseñan los edificios tomando en cuenta este fenómeno. Para encontrar las fuerzas sísmicas en la edificación, se aplicó el método S.E.A.O.C. del reglamento UBC-85, de la manera siguiente:

Corte basal (V): Es la fuerza sísmica que el suelo transmite al edificio en la base. El corte basal está dado por la fórmula siguiente:

$$V = ZIKCSW$$

Donde:

Z = Coeficiente de riesgo sísmico que depende de la zona, que en este caso es zona 3

$$Z = 1$$

I = Coeficiente que depende de la importancia de la estructura, después de un evento sísmico.

$$I = 1.25$$

K = Coeficiente para marco espacial dúctil 100%

resistente a carga sísmica.

$$K = 0.67$$

C = Coeficiente ligado al periodo de vibración de la estructura.

S = Coeficiente que depende del suelo de cimentación

$$S = 1.5$$

W = Peso propio de la estructura + 25%WCV

NOTA: El sismo no actúa en una dirección determinada con respecto al edificio.

Por tal razón se necesita evaluar el corte basal en las direcciones X e Y longitudinal y transversal respectivamente, con los valores resultantes se puede diseñar el edificio contra un sismo en cualquier dirección.

El factor C depende del período natural fundamental de vibración de la estructura T. El valor C debe ser menor que 0.12, si este valor da más que 0.12 se debe de usar 0.12. El valor C se determina, en el sentido X y en el sentido Y, de la manera siguiente:

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}} \quad ; \quad T = \frac{0.0906 * hn}{\sqrt{b}}$$

Donde:

hn = altura total del edificio

b = base del eje que se esta analizando

$$T_x = \frac{0.0906 * 7.50}{\sqrt{34.5}} = 0.1157s$$

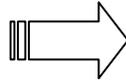
$$C_x = \frac{1}{15\sqrt{0.1157}} = 0.20$$

$$T_y = \frac{0.0906 * 7.50}{\sqrt{24}} = 0.1387s$$

$$C_y = \frac{1}{15\sqrt{0.1387}} = 0.18$$

Ya que $C > 0.12$, usaremos el valor $C = 0.12$, asimismo el producto de $C*S$ no puede ser mayor a 0.14 , de lo contrario se usará este último.

$$C_x * S = 0.12 * 1.50 = 0.18$$



$$CS = 0.14$$

$$C_y * S = 0.12 * 1.50 = 0.18$$

$$CS = 0.14$$

Cálculo del corte basal

$$V = ZIKCSW$$

$$V_x = (1) * (1.25) * (0.67) * (0.14) * (1,272,384.0 \text{ kg}) = 149,187.02 \text{ kg} \approx 149.19 \text{ Ton.}$$

$$V_y = (1) * (1.25) * (0.67) * (0.14) * (1,272,384.0 \text{ kg}) = 149,187.02 \text{ kg} \approx 149.19 \text{ Ton.}$$

Siendo el corte basal la fuerza total que actúa horizontalmente en el edificio, es necesario distribuirla uniformemente en cada piso y en los respectivos ejes X y Y, con las siguientes fórmulas:

$$F_t = 0.07 * T * V \quad ; \quad F_{ni} = \frac{(V - F_t) * W_i * h_i}{\Sigma(W_i * h_i)}$$

Donde:

V = Corte basal (kg)

F_t = Fuerza en la cúspide, si T (período natural de vibración) es menor que 0.25 seg, entonces, F_t = 0, de lo contrario se debe calcular F_t

F_{ni} = Fuerza por nivel (kg)

W_i = Peso de cada nivel (kg)

h_i = altura de cada nivel (m)

Según lo que calculamos anteriormente con el período T, sabemos que F_t = 0, pues T_x y T_y < 0.25, por lo que se calcula solo la fuerza por nivel de la siguiente manera:

$$W_{\text{Total}} = W_{\text{Nivel 1}} + W_{\text{Nivel 2}}$$

$$W_{\text{Total}} = 621,792.0\text{Kg} + 650,592.0\text{kg} = 1,272,384.0\text{kg}$$

Fuerza por nivel

Nivel 2

$$F_{ny2} = F_{nx2} = \left[\frac{(149,187.02 - 0) * 650,592.0 * 7.5}{(650,592.0 * 7.5 + 621,792.0 * 4.5)} \right] = 94,815.85\text{kg}$$

Nivel 1

$$F_{ny1} = F_{nx1} = \left[\frac{(149,187.02 - 0) * 621,792.0 * 4.5}{(650,592.0 * 7.5 + 621,792.0 * 4.5)} \right] = 54,371.16kg$$

$$\begin{aligned} \text{Como comprobación} &= F_t + F_1 + F_2 = 0 + 54,371.16kg + 94,815.85kg \\ &= 149,187.02kg \end{aligned}$$

Fuerza por marco

Dado a que la distribución de carga sísmica depende de la simetría estructural del edificio, y debido a que tenemos un edificio asimétrico procederemos al cálculo de las rigideces de los marcos rígidos.

Rigideces

Las cortantes de entrepiso que se originan de la respuesta torsional y traslacional, se distribuyen sobre la altura del edificio, proporcionalmente, a las rigideces de los diversos elementos del edificio.

La rigidez calculada de la estructura debería tomar en cuenta la rigidez de los pisos y la estructura de los pisos, actuando como un elemento distribuidor. Un método simplificado de analizar la torsión en las estructuras consiste en considerar separadamente los desplazamientos relativos del edificio, ocasionados por la traslación y los debidos a rotación en cada piso, tomando en cuenta la rigidez del nivel, con las rigideces determinadas por las fuerzas correspondientes aun desplazamiento unitario, distribuyendo los cortantes por torsión en proporción a esas rigideces.

Los momentos de entrepiso se distribuyen en los diversos marcos y muros del sistema resistente a fuerzas laterales, de manera congruente con la distribución de los cortantes de entrepiso.

Para fines de nuestro análisis calcularemos las rigideces de los marcos con la fórmula:

$$K = \frac{4EI}{L}$$

Donde:

K = Rigidez (kg/cm)

E = Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm²)

I = Módulo de Inercia de la sección $I = \frac{1}{12bh^3}$, (cm⁴)

b = Base de la sección (cm)

h = Altura de la sección (cm)

L = Longitud del elemento (cm)

Según lo predimensionado anteriormente las secciones de las vigas son de 20x40 cm y longitudes de 6, 5, 4.5 y 4 metros respectivamente distribuidas. Así mismo nuestras columnas tienen una sección de 45x45cm y en el primer nivel una longitud de 4.5m y en el segundo de 3m. por lo que procedemos al calculo de las rigideces.

Rigidez en vigas

$$K_{6m} = \frac{4E\left(\frac{1}{12} * 20 * 40^3\right)}{600} = 711E$$

$$K_{5m} = \frac{4E\left(\frac{1}{12} * 20 * 40^3\right)}{500} = 853E$$

$$K_{4.5m} = \frac{4E\left(\frac{1}{12} * 20 * 40^3\right)}{450} = 948E$$

$$K_{4m} = \frac{4E\left(\frac{1}{12} * 20 * 40^3\right)}{400} = 1,066E$$

Rigidez en columnas

$$K_{4.5m} = \frac{4E\left(\frac{1}{12} * 45 * 45^3\right)}{450} = 3,038E$$

$$K_{3m} = \frac{4E\left(\frac{1}{12} * 45 * 45^3\right)}{300} = 4,556E$$

Por comodidad, y para facilitar los cálculos posteriores se puede tomar el valor del módulo de elasticidad del concreto de $E=0.1$, para trabajar con valores más pequeños, pues a la hora de calcular la rigidez en los nudos, E no incidirá los resultados.

Figura 14. Rigideces en vigas y columnas de marco X.

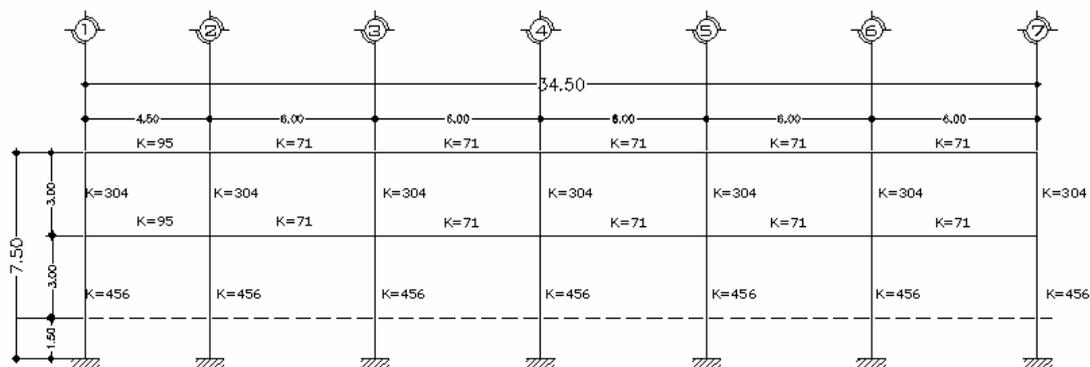
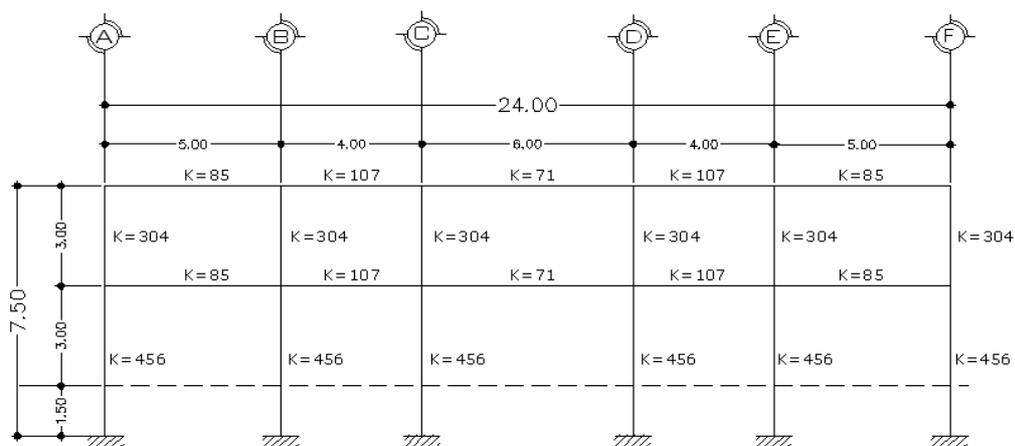


Figura 15. Rigideces en vigas y columnas de marco Y.



Ahora que se cuentan con las rigideces de cada elemento, se puede calcular las rigideces en cada uno de los nudos con la siguiente fórmula:

$$K_{Nudo} = \frac{\sum K_{vigas} * \sum K_{Columnas}}{\sum K_{Vigas+Columnas}}$$

Donde:

K_{nudo} = Rigidez en un nudo

ΣK_{vigas} = Sumatoria de las rigideces de las vigas que llegan a un nudo

$\Sigma K_{\text{columnas}}$ = Sumatoria de las rigideces de las columnas que llegan a un nudo

$\Sigma K_{\text{vigas+columnas}}$ = Sumatoria de las rigideces de las columnas y las vigas que llegan al nudo.

Como ejemplo se calcula la rigidez del primer nudo, cuyo procedimiento es el siguiente:

$$K_{\text{Nudo } 1} = \frac{85 * 304}{85 + 304} = 66 \text{ kg / cm}$$

Figura 16. Rigideces en nudos de marco X.

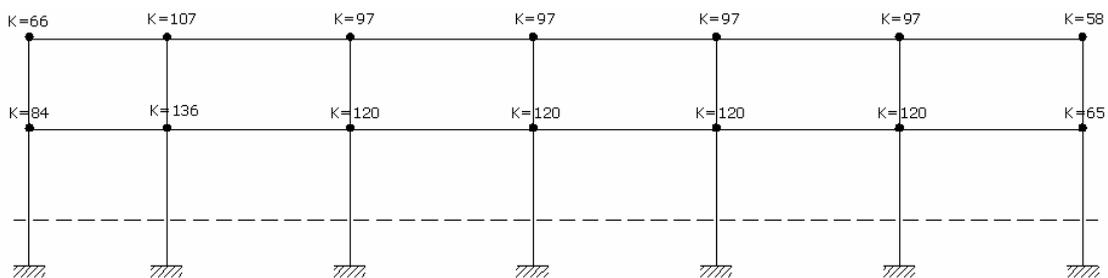


Figura 17. Rigideces en nudos de marco Y. Marcos 1, 2, 3, 6 y 7

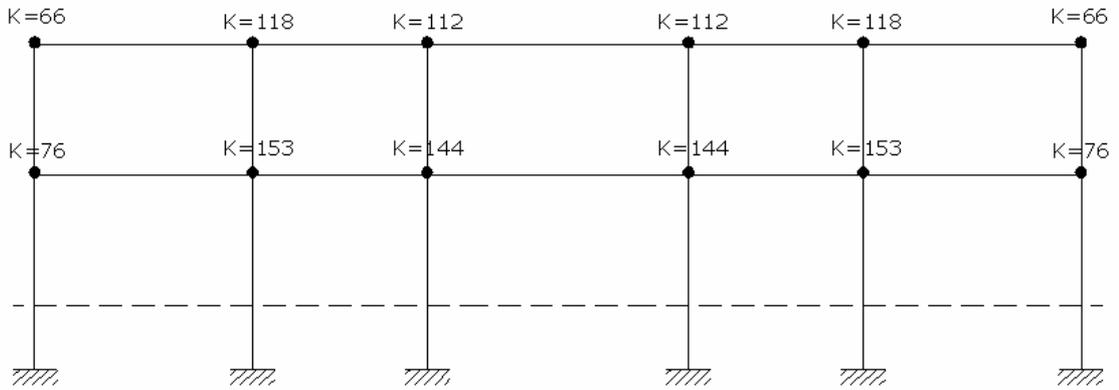
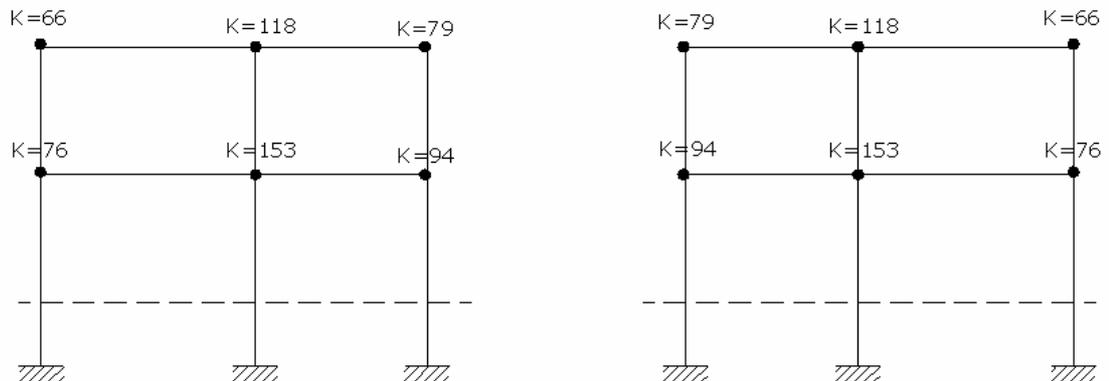


Figura 18. Rigideces en nudos de marco Y. Marcos 4 y 5



Con las rigideces en cada uno de los nudos se puede calcular la fuerza por marco que no es más que la suma de las rigideces en los nudos que están en el marco:

$$FM = \Sigma K \text{ en los nudos}$$

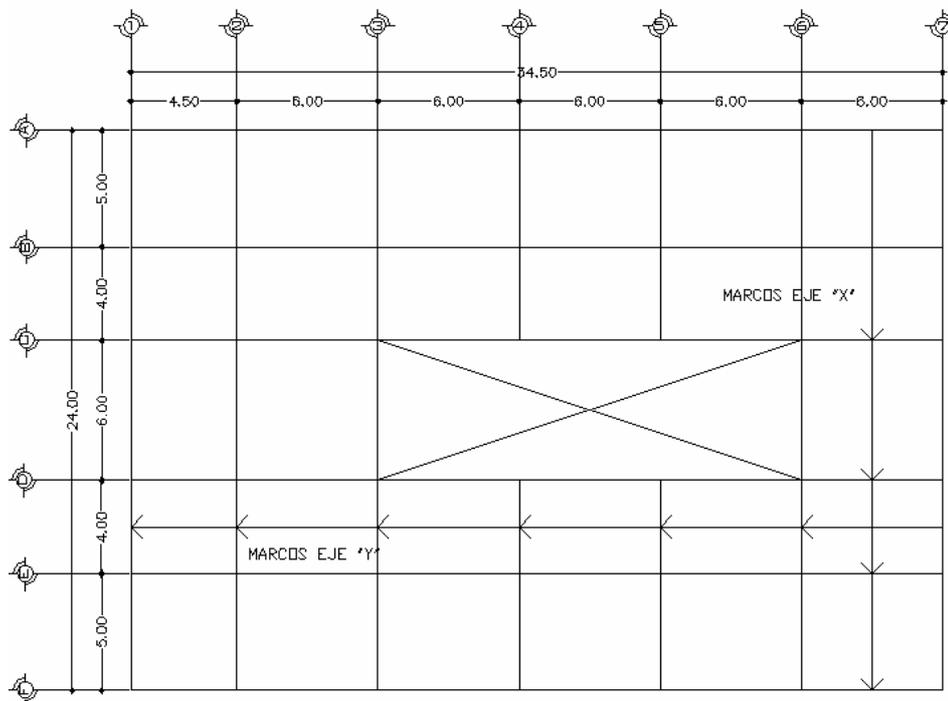
Donde:

FM = Fuerza horizontal en el marco

ΣK en los nudos = Sumatoria de las rigideces calculadas en cada uno de los nudos

$$FM_1 = (66 + 107 + 97 + 97 + 97 + 97 + 58) = 619 \text{ kg}$$

Figura 19. Definición de marcos de los ejes X y Y



Al aplicar el mismo procedimiento al resto de los marcos con sus respectivos modelos matemáticos se obtuvieron los siguientes resultados:

Marco X, nivel 2

$$FM_A = 619 \text{ kg}$$

$$FM_C = 619 \text{ kg}$$

$$FM_E = 619 \text{ kg}$$

$$FM_B = 619 \text{ kg}$$

$$FM_D = 619 \text{ kg}$$

$$FM_F = 619 \text{ kg}$$

Marco X, nivel 1

$$FM_A = 765 \text{ kg}$$

$$FM_C = 765 \text{ kg}$$

$$FM_E = 765 \text{ kg}$$

$$FM_B = 765 \text{ kg}$$

$$FM_D = 765 \text{ kg}$$

$$FM_F = 765 \text{ kg}$$

Marco Y, nivel 2

$$FM_1 = 592 \text{ kg}$$

$$FM_4 = 263 \text{ kg}$$

$$FM_7 = 592 \text{ kg}$$

$$FM_2 = 592 \text{ kg}$$

$$FM_5 = 263 \text{ kg}$$

$$FM_3 = 592 \text{ kg}$$

$$FM_6 = 592 \text{ kg}$$

Marco Y, nivel 1

$$FM_1 = 746 \text{ kg}$$

$$FM_4 = 323 \text{ kg}$$

$$FM_7 = 746 \text{ kg}$$

$$FM_2 = 746 \text{ kg}$$

$$FM_5 = 323 \text{ kg}$$

$$FM_3 = 746 \text{ kg}$$

$$FM_6 = 746 \text{ kg}$$

Ya habiendo calculado previamente el corte vasal siendo este de $V_s = 149,187.02 \text{ Kg}$ y habiendo encontrado la fuerza respectiva para cada nivel

Nivel 2 $F_{ny2} = F_{nx2} = 94,815.85 \text{ kg}$

Nivel 1 $F_{ny1} = F_{nx1} = 54,371.16 \text{ kg}$

La procedemos a distribuir en los marcos rígidos, realizando una multiplicación entre las fuerzas por marco y las fuerzas por nivel.

Con lo que las figuras 20, 21 y 22 nos muestran los marcos cargados por sismo.

Figura 20. Modelo de marcos del eje X de carga por sismo.

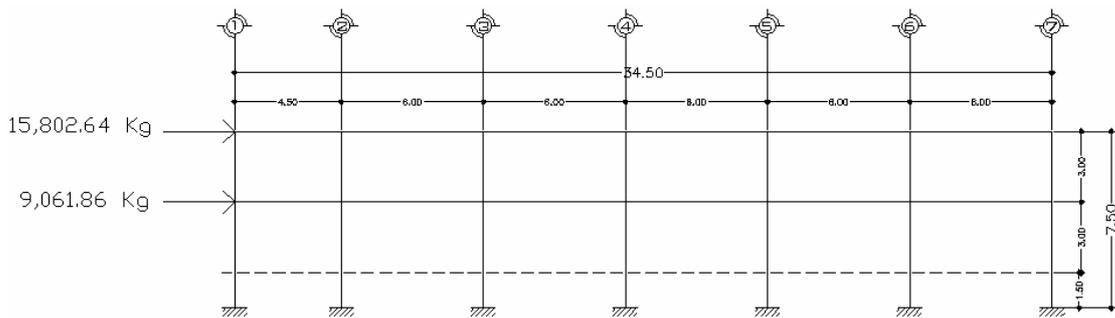


Figura 21. Modelo de marcos 1, 2, 3, 6 y 7 del eje Y. de carga por sismo.

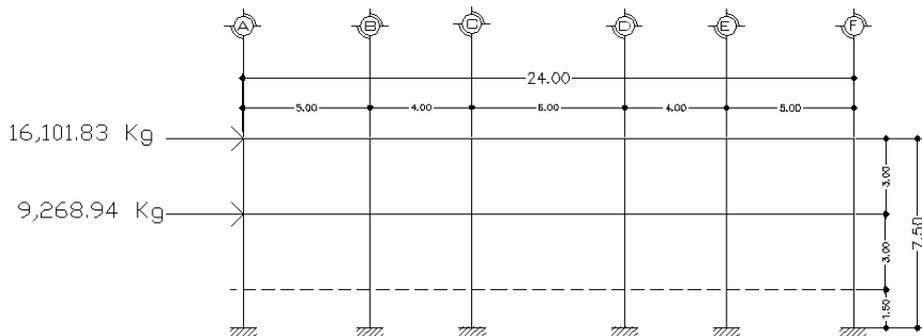


Figura 22. Modelo de marcos 4 y 5 del eje Y. de carga por sismo.

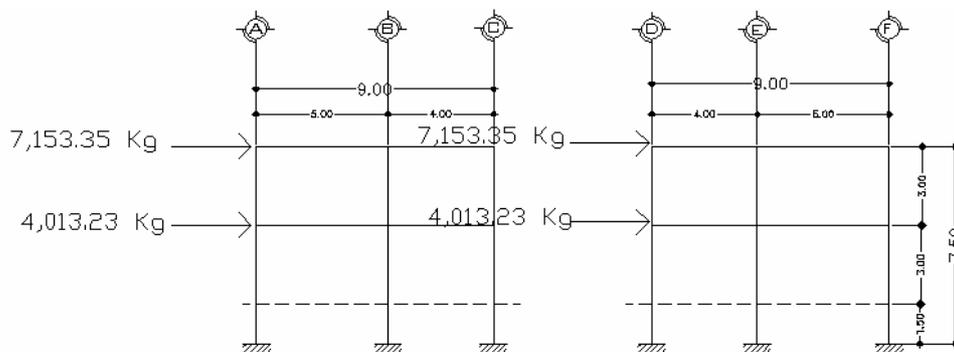


Figura 24. Momentos por carga muerta en vigas y columnas en kg-m, marco 1

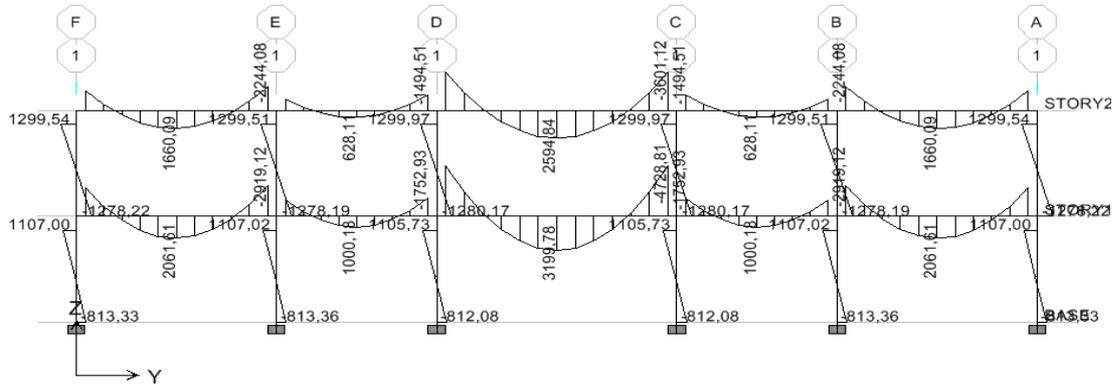


Figura 25. Momentos por carga muerta en vigas y columnas en kg-m, marco 4

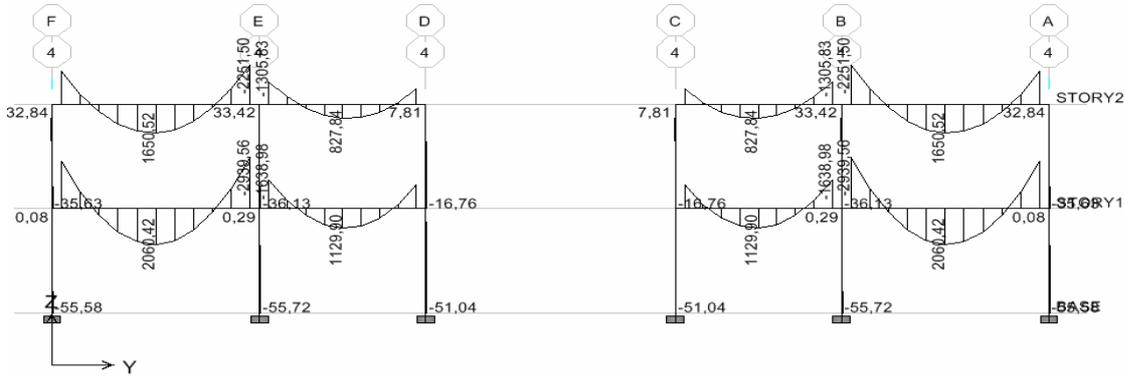


Figura 26. Momentos por carga viva en vigas y columnas en kg-m, marco A

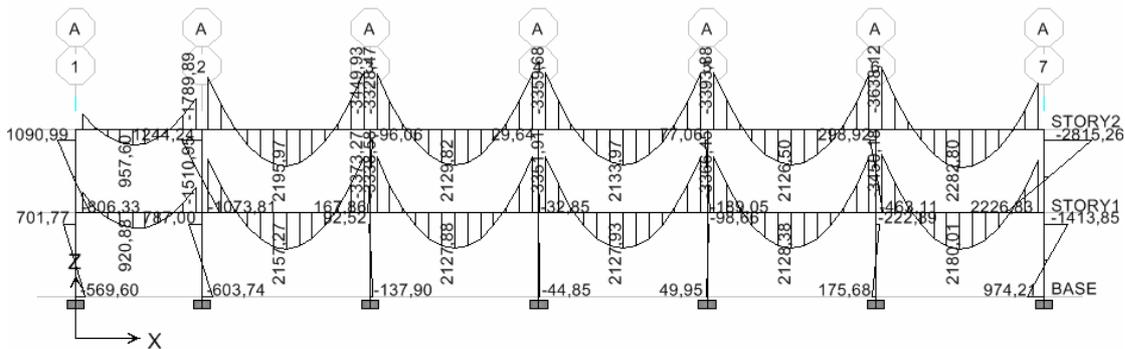


Figura 27. Momentos por carga viva en vigas y columnas en kg-m, marco 1

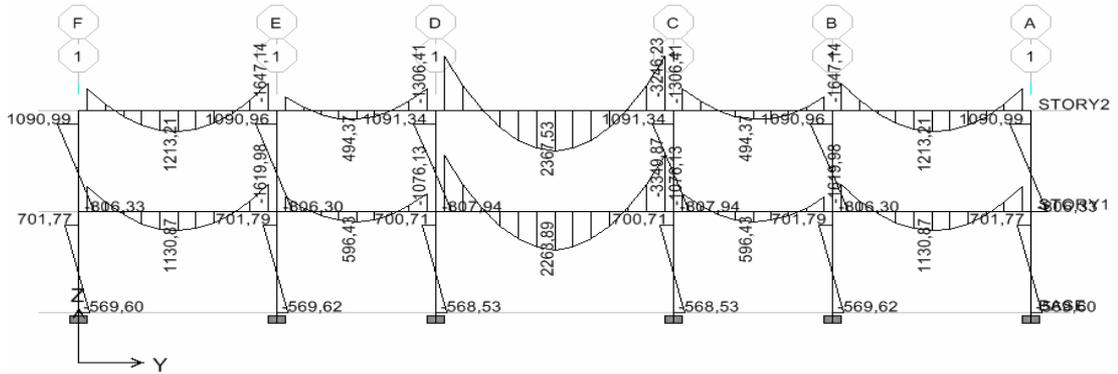


Figura 28. Momentos por carga viva en vigas y columnas en kg-m, marco 4

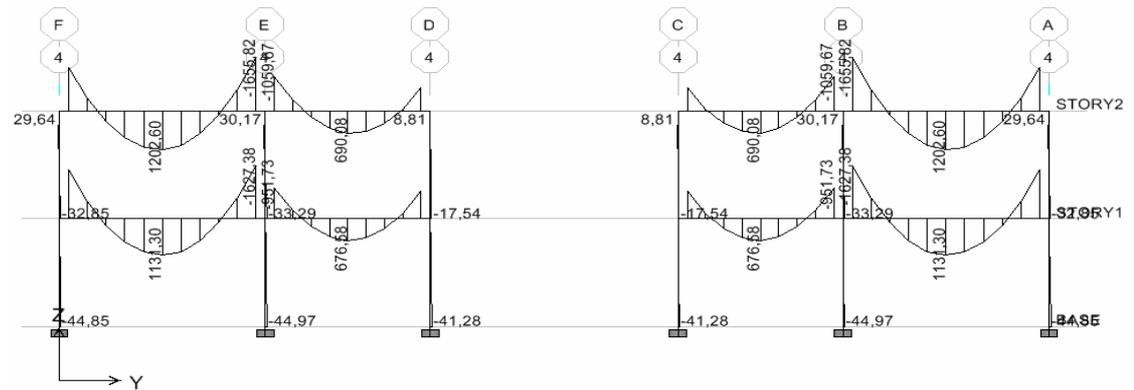


Figura 29. Momentos por sismo en X en vigas y columnas en kg-m, marco A

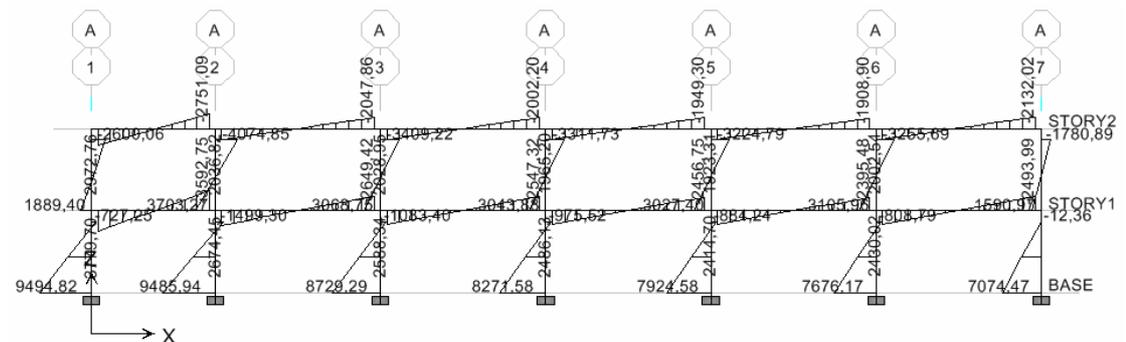


Figura 30. Momentos por sismo en X en vigas y columnas en kg-m, marco 1

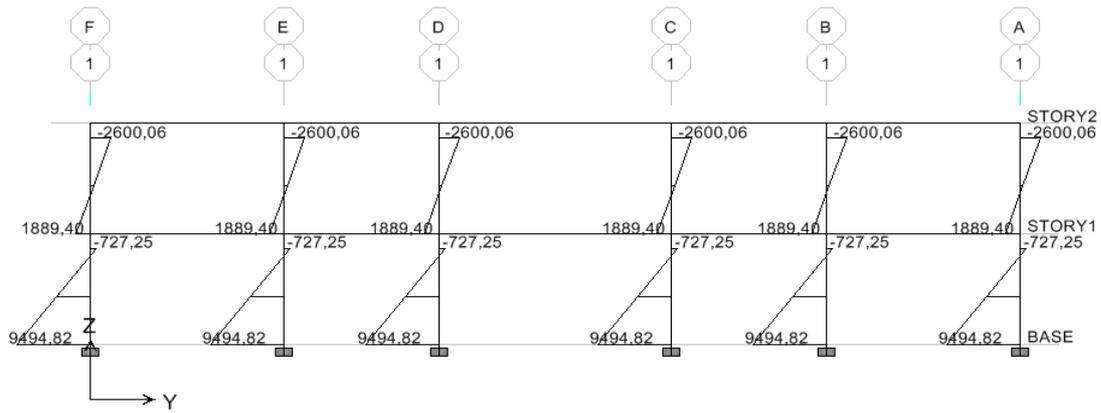


Figura 31. Momentos por sismo en X en vigas y columnas en kg-m, marco 4

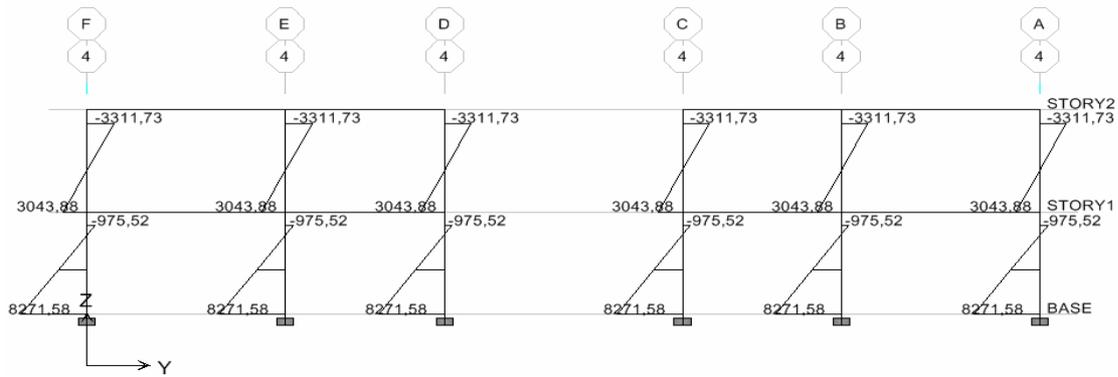


Figura 32. Momentos por sismo en Y en vigas y columnas en kg-m, marco A

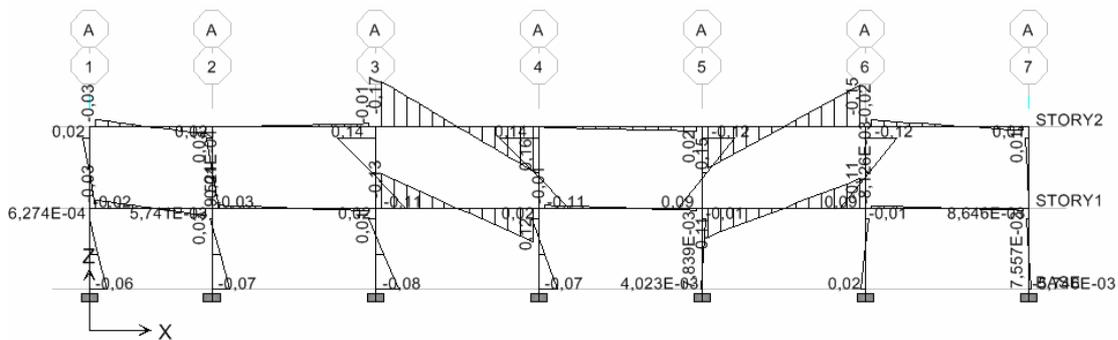


Figura 33. Momentos por sismo en Y en vigas y columnas en kg-m, marco 1

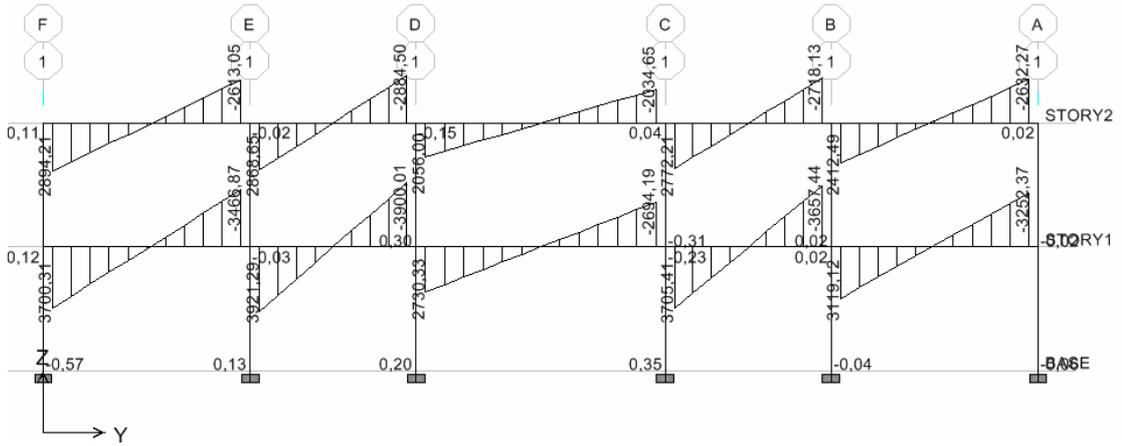
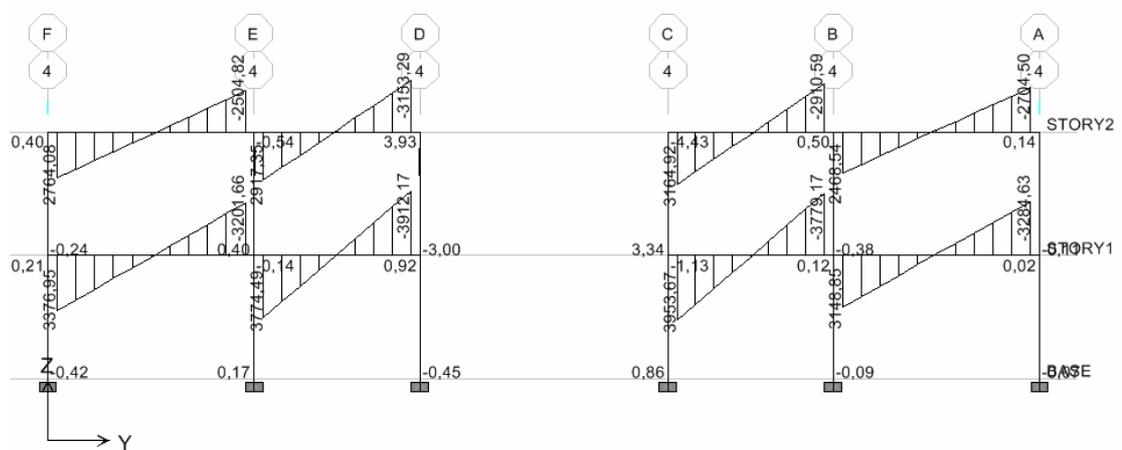


Figura 34. Momentos por sismo en Y en vigas y columnas en kg-m, marco 4



2.1.4.5 Momentos últimos por envolvente de momentos

Es la representación de los esfuerzos máximos que pueden ocurrir al superponer los efectos de las cargas muerta, viva y sismo, tanto en vigas como en columnas, las combinaciones que se usan son del código ACI para concreto reforzado:

$$M = 1.4CM + 1.7CV$$

$$M = 0.75 (1.4 CM + 1.7 CV \pm 1.87 S)$$

$$M = 0.9CM \pm 1.43S$$

Es por ello que se tomaran aquellas cuyos valores sean los máximos, y se comprobó que los valores críticos se encuentran en las combinaciones de las ecuaciones 1 y 2, ya que para el momento positivo en los marcos solo influyen dos cargas las cuales son carga muerta y carga viva, se utiliza para encontrar el momento mayor la ecuación 1 y para los momentos de empotramiento influyen las tres cargas analizadas: carga viva, carga muerta y carga de sismo, por lo que se utiliza la ecuación 2. Ambas ecuaciones dan los mayores momentos en los marcos.

A continuación se presentan los diagramas de envolventes de momentos en vigas y columnas, para ambos sentidos, "X" y "Y".

Figura 35. Envoltura de momentos en vigas y columnas en kg-m, marco A

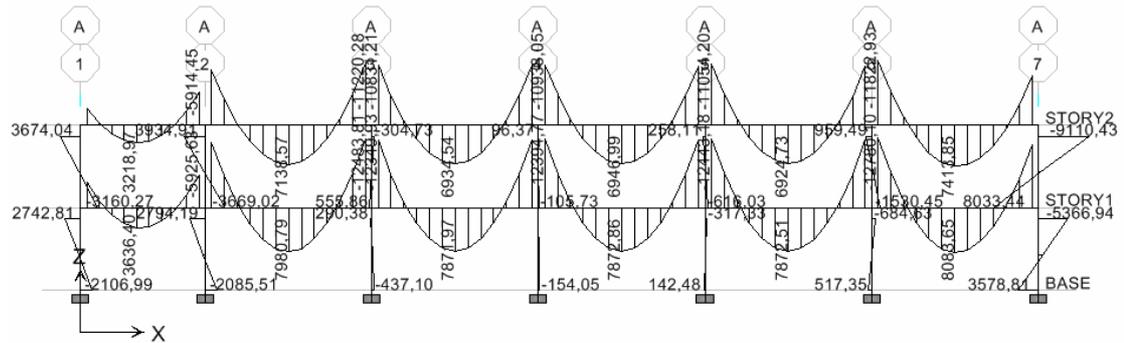


Figura 36. Envoltura de momentos en vigas y columnas en kg-m, marco 1

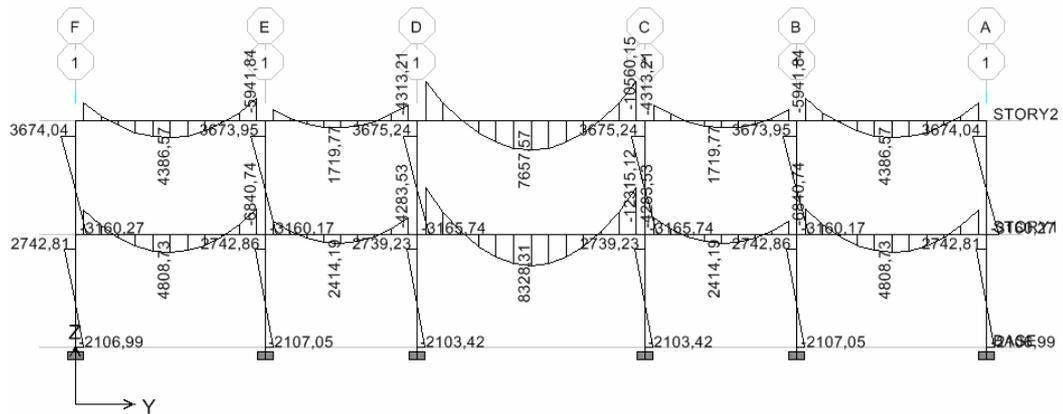
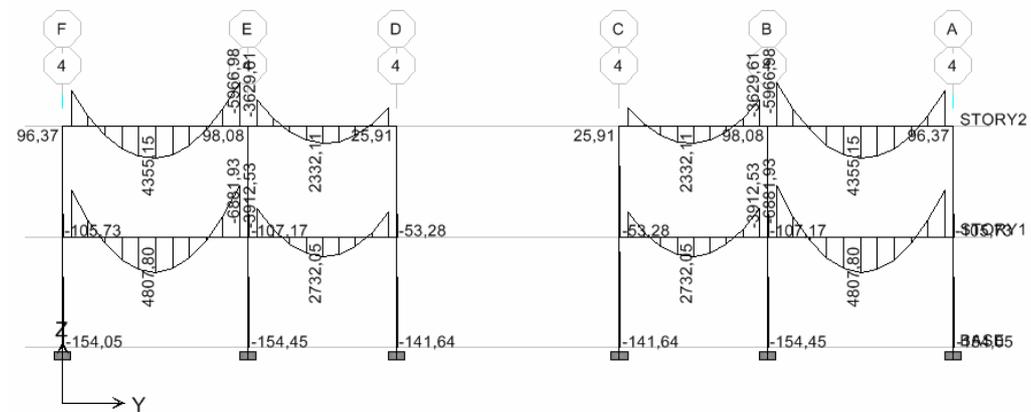


Figura 37. Envoltura de momentos en vigas y columnas en kg-m, marco 4



2.1.4.6 Diagrama de momentos y cortes

Los cortes en los marcos, se calculan con las fórmulas siguientes:

Corte en vigas

$$V_v = 0.75 * \left[\frac{1.4(W_{cm} * L)}{2} + \frac{1.7(W_{cv} * L)}{2} + \frac{1.87(\sum Ms)}{L} \right]$$

Corte en columnas

$$V_c = \frac{\sum M_{col}}{L}$$

Ejemplo de corte en marco A, segundo nivel:

$$V_{1-2} = 0.75 * \left[\frac{1.4(1,125 * 4.5)}{2} + \frac{1.7(1,112 * 4.5)}{2} + \frac{1.87(2072.76 + 2751.09)}{4.5} \right] = 7,351.30.kg.$$

$$V_{A-F} = \frac{2,600.06 + 1,889.40}{3.00} = 1,496.49 \text{ kg}$$

Resultados ver figuras de la 38 a la 43.

Figura 38. Envolvente de corte en vigas en kg, marco A

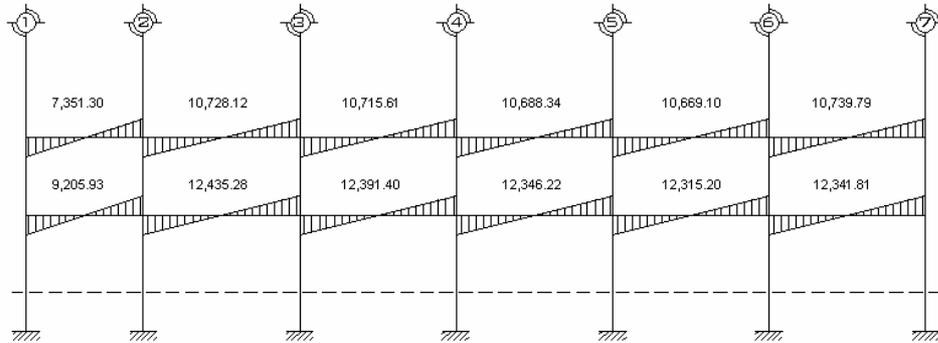


Figura 39. Envolvente de corte en columnas en kg, marco A

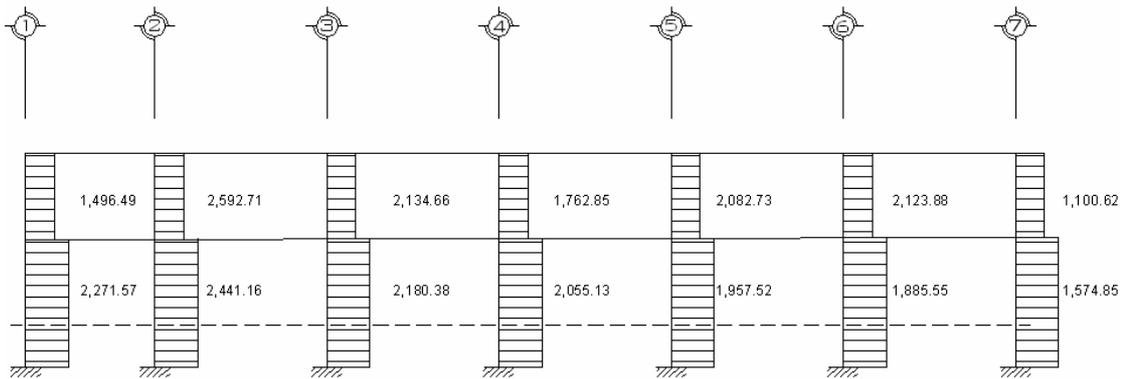


Figura 40. Envolvente de corte en vigas en kg, marco 1

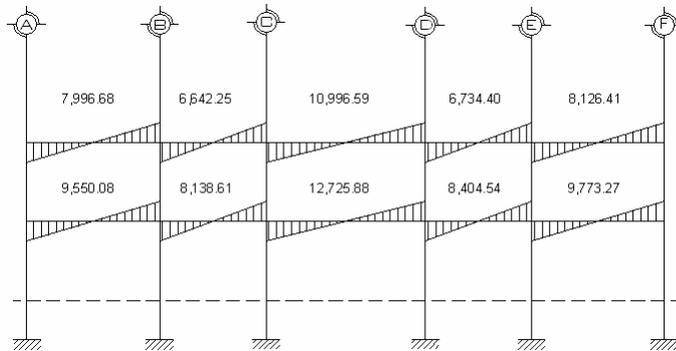


Figura 41. Envoltura de corte en columnas en kg, marco 1

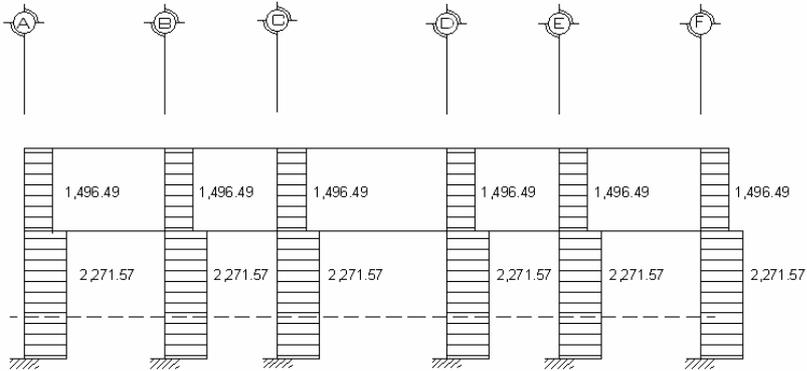


Figura 42. Envoltura de corte en vigas en kg, marco 4

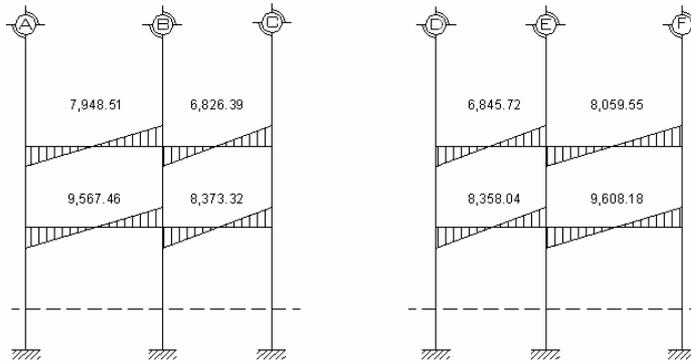
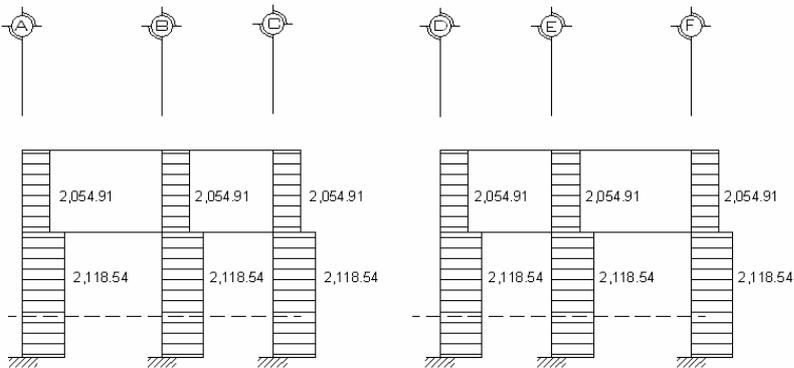


Figura 43. Envoltura de corte en columnas en kg, marco 4



2.1.5 Diseño estructural

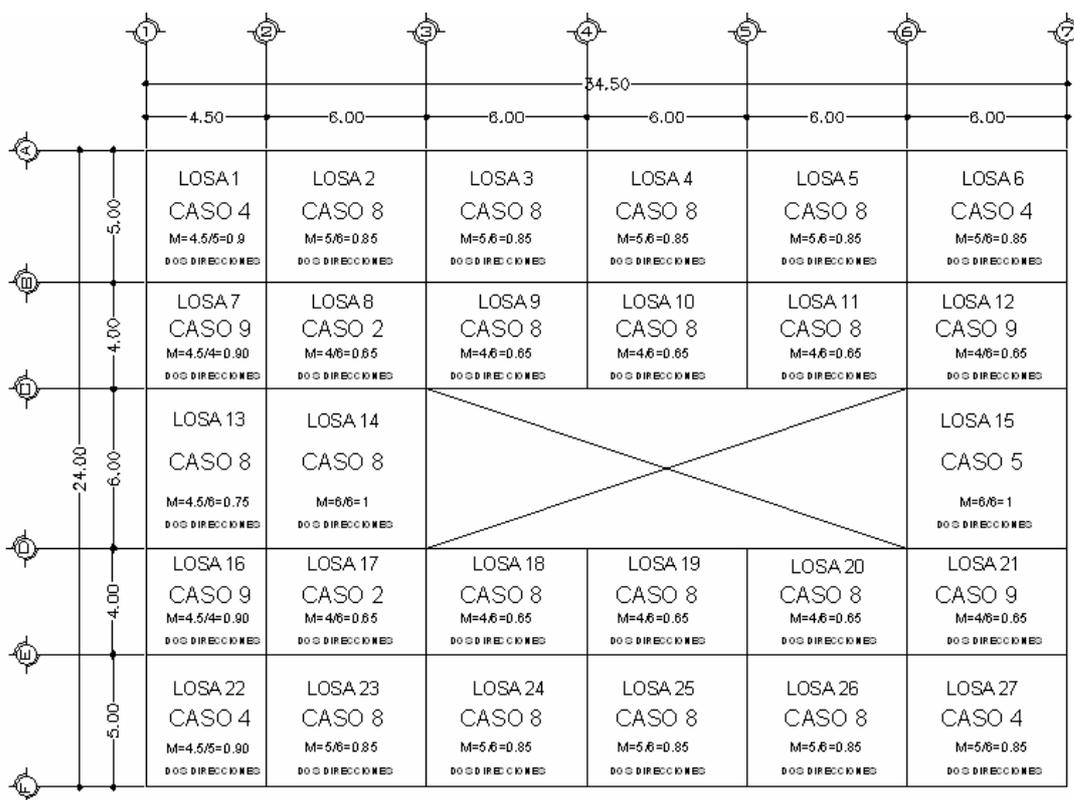
En ésta parte se cuenta ya con todos los resultados del análisis estructural, por lo que se tiene la libertad de acción y las soluciones pueden variar según el criterio o los reglamentos que se usen. Es así como procedemos a realizar los cálculos necesarios para armados de losas, vigas, columnas y zapatas de la estructura, el diseño de elementos de concreto armado se ha hecho en base al Código ACI 318-99.

2.1.5.1 Losas

Es la encargada de proporcionar una superficie plana útil para su uso, trasladando cargas vivas al resto de los elementos. Las losas serán apoyadas en los cuatro lados, a modo de obtener una acción de losas en dos direcciones. El acero de refuerzo se colocará en dirección paralela a las superficies. A menudo se utilizan barras de refuerzo rectas aunque para losas continuas las barras inferiores se doblan hacia arriba para proporcionar el refuerzo para cubrir los esfuerzos negativos sobre los apoyos.

Del predimensionamiento estructural, se obtuvo el espesor de la losa, de quince centímetros, para diseñarla se aplicará el cálculo de las losas según el Método 3 del ACI 318-99, como lo ejemplificamos a continuación.

Figura 44. Planta típica de distribución de losas



Datos:

Peso específico de concreto = 2,400 kg/m³

Acabados = 60 kg/m²

Peso de piso = 144 kg/m²

Muros divisorios = 150 kg/m²

f'c = 281 kg/cm²

Fy = 2,810 kg/cm²

Cargas Vivas

En primer y segundo nivel = 500 kg/m²

El cálculo del espesor de losa se realizó en el inciso 2.1.4.1 y se determinó un $t = 0.15$ m.

Cálculo de la carga última o carga de diseño

Nivel 1

Losas 1 – 27

$$CM = t * W_c + W_{Acabados} + W_{Muros} + W_{Piso}$$

$$CM = 0.15 \text{ m} * 2,400 \text{ kg/m}^3 + 60 \text{ kg/m}^2 + 150 \text{ kg/m}^2 + 144 \text{ kg/m}^2 =$$

$$CM = 714.0 \text{ kg/m}^2$$

$$CU = 1.4 (714) + 1.7 (500) = 1,849.60 \text{ kg/m}^2$$

Se diseñará con base a una franja unitaria de 1.00 m de ancho, así:

$$CUT = 1,849.60 \text{ kg/m}^2 * 1.00 \text{ m} = 1,849.60 \text{ kg/m}$$

Cálculo de momentos

$$Ma^- = Ca^-(CUT)(a)^2$$

$$Ma^+ = Ca^+CM^*(CMU)(a)^2 + Ca^+CV^*(CVU)(a)^2$$

$$Mb^- = Cb^-(CUT)(b)^2$$

$$Mb^+ = Cb^+CM^*(CMU)(b)^2 + Cb^+CV^*(CVU)(b)^2$$

Donde:

Ca (-) y Cb (-)	coeficientes para momentos negativos
Ca (+) CV y Cb (+) CV	coeficientes para momentos por carga viva
Ca (+) CM y Cb (+) CM	coeficientes para momentos por carga muerta
CU	carga última
CVU	carga viva última
CMU	carga muerta última
a	lado corto de la losa
b	lado largo de la losa

En losas sin continuidad el momento negativo es igual:

$$Ma^- = 1/3 * Ma^+$$

$$Mb^- = 1/3 * Mb^+$$

Losa 1, m = 0.9, caso 4

a

$$Ma (-) = Ca (-) * CUT * a^2$$

$$Ma (-) = 0.060 * 1,849.6 * 4.5^2 = 2,247.26 \text{ kg-m}$$

$$Ma (+) = Ca (+) CV * CVU * a^2 + Ca (+) CM * CMU * a^2$$

$$Ma (+) = 0.039 * 850 * 4.5^2 + 0.033 * 999.6 * 4.5^2 = 1,339.27 \text{ kg-m}$$

b

$$Mb (-) = Cb (-) * CUT * b^2$$

$$Mb (-) = 0.04 * 1,849.6 * 5^2 = 1,849.60 \text{ kg-m}$$

$$Mb (+) = Cb (+) CV * CVU * b^2 + Cb (+) CM * CMU * b^2$$

$$Mb (+) = 0.026 * 850 * 5^2 + 0.022 * 999.6 * 5^2 = 1,102.28 \text{ kg-m}$$

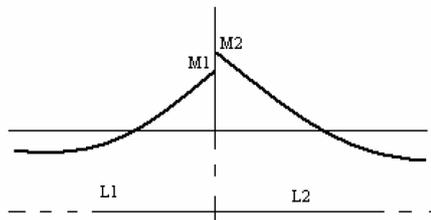
Siguiendo el procedimiento anterior, se calculan los momentos en todas las losas, dando como resultado los datos de la tabla V.

Tabla V. Cálculo de momentos de losas en los dos niveles en kg-m.

LOSA	LADO		CASO	MOMENTO NEGATIVO			MOMENTO POSITIVO CM			MOMENTO POSITIVO CV			MOMENTOS - EN LOSAS		MOMENTOS + EN LOSAS	
	A (m)	B (m)		M = A/B	CA -	CB -	CA +	CB +	CA +	CB +	CA +	CB +	Ma = Ca (CUT)(a) ²	Mb = Cb (CUT)(b) ²	Ma = Ca+CV(CVU)(a) ²	Mb = CbCM(CMU)(b) ² CbCV(CVU)(b) ²
1	4.5	5	0.90	0.060	0.040	0.033	0.022	0.039	0.026	2.247.26	1.843.60	1.339.27	1.102.28			
2	5	6	0.85	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022	2.265.76	3.062.94	1.574.71	1.284.96			
3	5	6	0.85	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022	2.265.76	3.062.94	1.574.71	1.284.96			
4	5	6	0.85	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022	2.265.76	3.062.94	1.574.71	1.284.96			
5	5	6	0.85	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022	2.265.76	3.062.94	1.574.71	1.284.96			
6	5	6	0.85	0.066	0.034	0.036	0.018	0.043	0.023	3.051.84	2.263.91	1.813.39	1.387.53			
7	4	4.5	0.90	0.068	0.025	0.026	0.015	0.036	0.022	2.012.36	936.36	905.43	682.30			
8	4	6	0.65	0.077	0.014	0.032	0.006	0.053	0.010	2.278.71	932.20	1.232.60	521.91			
9	4	6	0.65	0.074	0.024	0.044	0.009	0.059	0.011	2.189.93	1.598.05	1.506.12	660.47			
10	4	6	0.65	0.074	0.024	0.044	0.009	0.059	0.011	2.189.93	1.598.05	1.506.12	660.47			
11	4	6	0.65	0.074	0.024	0.044	0.009	0.059	0.011	2.189.93	1.598.05	1.506.12	660.47			
12	4	6	0.65	0.083	0.008	0.034	0.005	0.054	0.009	2.456.27	532.68	1.278.18	455.33			
13	4.5	6	0.75	0.061	0.036	0.036	0.013	0.049	0.016	2.284.72	2.397.08	1.572.12	957.41			
14	6	6	1.00	0.033	0.061	0.020	0.023	0.028	0.030	2.197.32	4.061.72	1.576.51	1.745.67			
15	6	6	1.00	0.061	0.033	0.027	0.018	0.032	0.027	4.061.72	2.197.32	1.950.81	1.473.94			
16	4	4.5	0.90	0.077	0.014	0.026	0.015	0.036	0.022	2.278.71	524.36	905.43	682.30			
17	4	6	0.65	0.074	0.024	0.032	0.006	0.053	0.010	2.189.93	1.598.05	1.232.60	521.91			
18	4	6	0.65	0.074	0.024	0.044	0.009	0.059	0.011	2.189.93	1.598.05	1.506.12	660.47			
19	4	6	0.65	0.074	0.024	0.044	0.009	0.059	0.011	2.189.93	1.598.05	1.506.12	660.47			
20	4	6	0.65	0.074	0.024	0.044	0.009	0.059	0.011	2.189.93	1.598.05	1.506.12	660.47			
21	4	6	0.65	0.083	0.008	0.034	0.005	0.054	0.009	2.456.27	532.68	1.278.18	455.33			
22	4.5	5	0.90	0.060	0.040	0.033	0.022	0.039	0.026	2.247.26	1.843.60	1.339.27	1.102.28			
23	5	6	0.85	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022	2.265.76	3.062.94	1.574.71	1.284.96			
24	5	6	0.85	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022	2.265.76	3.062.94	1.574.71	1.284.96			
25	5	6	0.85	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022	2.265.76	3.062.94	1.574.71	1.284.96			
26	5	6	0.85	0.049	0.046	0.029	0.017	0.040	0.022	2.265.76	3.062.94	1.574.71	1.284.96			
27	5	6	0.85	0.066	0.034	0.036	0.018	0.043	0.023	3.051.84	2.263.91	1.813.39	1.387.53			

Balance de momentos

Cuando el momento negativo en un lado de un apoyo es menor que el del otro lado, su diferencia se distribuye en proporción a su rigidez; esto se hace para determinar el valor del momento balanceado (MB), para el cual el código ACI recomienda el procedimiento siguiente:



Sí $M2 > M1$:

- Si $M1 > 0.8 * M2$; entonces, $MB = (M1 + M2) / 2$
- Sí $M1 < 0.8 * M2$; esto implica que se toma una distribución proporcional de los momentos, según la rigidez de las losas como:

$$K1 = \frac{1}{L1} \quad K2 = \frac{1}{L2}$$

$$D1 = \frac{K1}{K1 + K2} \quad D2 = \frac{K2}{K1 + K2}$$

Donde:

$K1, K2$ = las rigideces de las losas a y b

L_1, L_2 = longitudes de losa consideradas

$D1, D2$ = los factores de distribución de las losas 1 y 2.

Para realizar la distribución se efectúa según el cálculo de la tabla siguiente:

D1	D2
M1	M2
$(M2 - M1) * D1 + M1$	$(M2 - M1) * D2 + M2$
MB	MB

Balance de momentos

Losa 1 y 2:

$$M2 = 2,265.76 \text{ kg-m}$$

$$M1 = 2,247.26 \text{ kg-m}$$

$$0.80 * 2,265.76 = 1,812.61 \text{ kg-m}$$

$1,812.61 \text{ kg-m} < 2,265.76 \text{ kg-m}$, entonces:

$$MB = \frac{2,265.76 + 2,247.26}{2} = 2256.51 \text{ Kg-m}$$

Losa 5 y 6:

$$M_6 = 3,051.84 \text{ kg-m}$$

$$M_5 = 2,265.76 \text{ kg-m}$$

$$0.80 * 3,051.84 = 2,441.47 \text{ kg-m}$$

2,265.76 kg-m < 2,441.47 kg-m, esto implica que se toma una distribución proporcional de momentos según las rigideces:

$$K_1 = \frac{1}{4.5} = 0.22$$

$$K_2 = \frac{1}{5.0} = 0.20$$

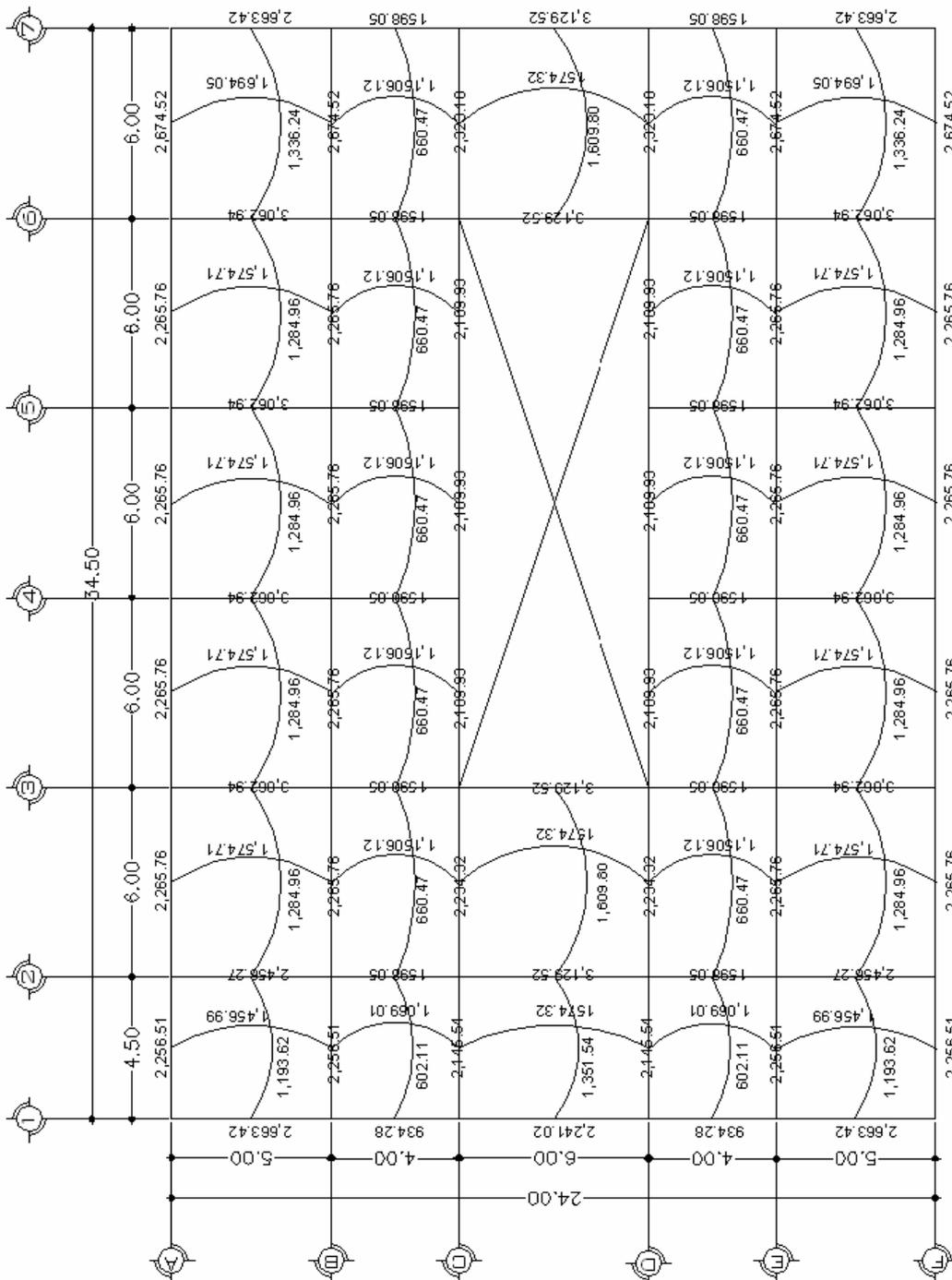
$$D_1 = \frac{0.22}{0.22 + 0.20} = 0.52$$

$$D_2 = \frac{0.20}{0.22 + 0.20} = 0.48$$

0.52	0.48
2,265.76	3,051.84
$(3,051.84 - 2,265.76) * 0.52 + 2,265.76$	$(3,051.84 - 2,265.76) * 0.48 + 3,051.84$
2,674.52kg-m	2,674.52kg-m

El procedimiento anterior se aplica para todas las demás losas de la estructura, en la figura 45 se muestran los momentos balanceados.

Figura 45. Diagrama de momentos balanceados de losas



Con los momentos balanceados de la figura anterior, se procede al cálculo del acero de refuerzo que se necesita en las losas.

El peralte (d) se calcula de la siguiente manera:

$$d = t - \text{Rec.} - \varnothing/2$$

$$d = 15\text{cm} - 2\text{cm} - 0.5 = 12.5 \text{ cm.}$$

El área de acero mínimo ($A_{s_{\min}}$), se calcula usando un ancho unitario de 1.00 m.

$$A_{s_{\min}} = \left(\frac{14.1}{f_y} \right) * b * d = \left(\frac{14.1}{2,810} \right) * 100 * 12.5 = 6.27\text{cm}^2$$

Con el área de acero mínimo, se calcula un espaciamiento (S), usando una varilla No.3 que tiene un área de 0.71 cm^2 . El espaciamiento se calcula por medio de una regla de 3 de la siguiente manera:

$$\left. \begin{array}{l} 6.27\text{cm}^2 \text{-----} 100\text{cm} \\ 0.71\text{cm}^2 \text{-----} S \end{array} \right\} S = 11.32 \approx 11$$

El espaciamiento máximo (S_{\max}) en una losa está dado por:

$$S_{\max.} = 2 * t = 2 * 15\text{cm} = 30 \text{ cm}$$

Cálculo de momento soportado usando $A_{s_{\min}}$

$$M_{AS \min} = 0.90 \left[A_s * f_y \left[d - \frac{A_{s_{\min}} f_y}{1.7 f' c * b} \right] \right]$$

$$M_{AS\min} = 0.90 \left[(6.27)(2,810) \left[12.5 - \frac{(6.27)(2,810)}{1.7(281)(100)} \right] \right] = 192,362.0 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$= 192,362.00 \text{ kg} \cdot \text{cm} * (1.0 \text{ m} / 100 \text{ cm}) = \mathbf{1,923.62 \text{ kg} \cdot \text{m}}$$

Para los momentos menores que resiste el $A_{S\min}$, se armarán con el $S_{\max} = 11 \text{ cm}$.

Áreas de acero para momentos mayores a $A_{S\min}$.

Para: $M = 3,429.62 \text{ kg} \cdot \text{m}$ el cual representa el momento máximo que se generara en la estructura

$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{(M_u * b)}{0.003 f' c}} \right] * 0.85 \left(\frac{f' c}{F_y} \right)$$

$$A_s = \left[100 * 12.5 - \sqrt{(100 * 12.5)^2 - \frac{(3,429.62 * 100)}{0.003825 * 281}} \right] * 0.85 \left(\frac{281}{2810} \right)$$

$$A_s = 11.47 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} 11.47 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm} \\ 0.71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S \end{array} \right\} S = 6.19 \approx 6 \text{ cm}$$

Tabla VI. Refuerzo de losas para momentos específicos

Áreas de acero requeridas para losas típicas			
M	As	Φ	S
Kg-m	cm ²	cm	cm
1,923.62	6.27	0.71	11
3,429.62	11.47	0.71	6

Chequeo por corte

El corte debe ser resistido únicamente por el concreto; por tal razón, se debe verificar si el espesor de losa es el adecuado. El procedimiento es el siguiente:

Cálculo del corte máximo actuante

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{Cu * L}{2}$$

Donde:

$$Cu = 1,923.62 \text{Kg/m}$$

L = lado corto, de los lados cortos de losas se toma el mayor

B = base, franja unitaria = 100 cm

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{3,123.52 * 6.0}{2} = 9,370.56 \text{ kg}$$

Cálculo de corte máximo resistente

$$V_{res} = \phi \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * \sqrt{281} * 100 * 12.5 = 17,810.75 \text{ kg}$$

Comparar V_{res} con $V_{m\acute{a}x}$,

Si, $V_{res} > V_{m\acute{a}x}$, el espesor es el adecuado, caso contrario aumentar "t"

$$17,810.75\text{kg} > 9,370.56\text{kg}$$

Como $V_{res} > V_{m\acute{a}x}$, el espesor es el adecuado.

2.1.5.2 Vigas

Son elementos estructurales que transmiten cargas externas de manera transversal, las cuales provocan momentos flexionantes y fuerzas cortantes en su longitud. Son los elementos que soportan el peso de la losa y el propio y las transmiten a las columnas y muros si es el caso.

El procedimiento seguido para diseñar vigas, se describe a continuación, aplicado a la viga entre eje 1 y 2 del marco B. Los datos se obtienen del análisis estructural.

Datos:

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

$$d = 36 \text{ cm}$$

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

$$\text{Sección} = 20 * 40 \text{ cm}$$

Rec. = 4 cm

M(-)1 = -10,938.05 kg – m

M(-)2 = -11,220.28 kg – m

M(+) = 7,138.57 kg – m

Límites de acero

$$As_{\min} = \frac{14.1}{f_y} b * d \quad As_{\max} = 0.50 * \rho_{bal} * b * d$$

$$As_{\min} = \frac{14.1}{2,810} * 20 * 36 = 3.61 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{bal} = \frac{\beta_1 * 0.85 * f'_c}{F_y} * \frac{6,115}{6,115 + F_y} = \frac{0.85 * 0.85 * 281}{2,810} * \frac{6,115}{6,115 + 2,810} = 0.05$$

$$As_{\max} = 0.50 * 0.05 * 20 * 36 = 17.82 \text{ cm}^2$$

Refuerzo longitudinal

$$As = (b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M * b}{0.003825 * f'_c}}) * \left(\frac{0.85 * f'_c}{f_y} \right)$$

$$As = \left(20 * 36 - \sqrt{(20 * 36)^2 - \frac{10,938.05 * 20}{0.003825 * 281}} \right) \left(\frac{0.85 * 281}{2,810} \right) = 13.50 \text{ cm}^2$$

Tabla VII. Cálculo del área de acero para las vigas de 6m en eje X.

MOMENTO		$A_{s_{req}}$	$A_{s_{min}}$	$A_{s_{máx}}$
M(-)1	10,938.05 kg-m	13.50 cm ²	3.61 cm ²	17.82 cm ²
M(+)	7,138.57 kg-m	8.42 cm ²	3.61 cm ²	17.82 cm ²
M(-)2	11,220.28 kg-m	13.90 cm ²	3.61 cm ²	17.82 cm ²

Para calcular el armado de la viga, se deben cumplir con los siguientes requisitos sísmicos, según el código ACI-318:

- Cama superior:

Colocar 2 varillas como mínimo

$$A_{s_{min}} \quad 3.61 \text{ cm}^2$$

$$33\% A_{s(-)} \text{ mayor} \quad 4.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min.}} = 4.59 \text{ cm}^2$$

} → Se coloca el mayor

Armado propuesto 2 varillas corridas No. 6 = 5.7 cm²

si cumple

- Cama inferior:

Colocar 2 varillas como mínimo

$$A_{s_{min}} \quad 3.61 \text{ cm}^2$$

$$50\% A_{s(+)} \quad 4.21 \text{ cm}^2$$

$$33\% A_{s(-)} \text{ mayor} \quad 4.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min.}} = 4.59 \text{ cm}^2$$

} → Se coloca el mayor

Armado propuesto 2 varillas corridas No. 6 = 5.7 cm²

si cumple

Se realiza este procedimiento para cada viga y el resumen se presenta a continuación en las tablas VIII y IX:

Tabla VIII. Resumen de armado para las vigas del eje X.

Viga	Momento (Kg-m)	As Req (cm ²)	As Min (cm ²)	As Max (cm ²)	Armado de Viga	Chequeo	
6 m	M (-) 1	12,319.93	15.49	4.59	17.82	2 corridas No. 6 + 5 bastones No.5 = 15.55 cm ²	OK
	M (+)	7,980.79	9.50	4.59	17.82	2 corridas No. 6 + 2 bastones No.5 = 9.64 cm ²	OK
	M (-) 2	12,483.81	15.73	4.59	17.82	2 corridas No. 6 + 4 bastones No.6 = 17.1 cm ²	OK
4.5 m	M (-) 1	3,160.27	3.58	4.59	17.82	2 corridas No. 6 = 5.7 cm ²	OK
	M (+)	3,636.40	4.13	4.59	17.82	2 corridas No. 6 = 5.7 cm ²	OK
	M (-) 2	5,925.68	6.90	4.59	17.82	2 corridas No. 6 + 1 bastón No.5 = 7.67 cm ²	OK

Tabla IX. Resumen de armado para las vigas del eje Y.

Viga	Momento (Kg-m)	As Req (cm ²)	As Min (cm ²)	As Max (cm ²)	Armado de Viga	Chequeo	
6 m	M (-) 1	5,283.53	6.11	4.59	17.82	2 corridas No. 6 + 1 bastón No.5 = 7.67 cm ²	OK
	M (+)	8,328.31	9.96	4.59	17.82	2 corridas No. 6 + 3 bastones No.5 = 11.61 cm ²	OK
	M (-) 2	12,315.12	15.49	4.59	17.82	2 corridas No. 6 + 5 bastones No.5 = 15.55 cm ²	OK
5 m	M (-) 1	3,160.27	3.58	4.59	17.82	2 corridas No. 6 = 5.7 cm ²	OK
	M (+)	4,808.73	5.53	4.59	17.82	2 corridas No. 6 + 1 bastón No.5 = 7.67 cm ²	OK
	M (-) 2	6,840.74	8.04	4.59	17.82	2 corridas No. 6 + 2 bastón No.5 = 9.64 cm ²	OK
4 m	M (-) 1	4,283.53	4.90	4.59	17.82	2 corridas No. 6 + 1 bastón No.5 = 7.67 cm ²	OK
	M (+)	2,414.19	2.71	4.59	17.82	2 corridas No. 6 = 5.7 cm ²	OK
	M (-) 2	3,165.74	3.58	4.59	17.82	2 corridas No. 6 = 5.7 cm ²	OK

Cálculo de corte resistente

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{281} * 20 * 36 = 5,437.26 \text{ kg}$$

Comparar corte resistente con corte último:

Si $V_r > V_u$ la viga necesita estribos solo por armado

$$S_{\text{máx.}} = d/2 < 30 \text{ cm.}$$

Si $V_r < V_u$ se diseñan estribos por corte, por medio de las expresiones

$$S = \frac{2 * A_v * f_y * d}{V_u}$$

Donde

A_v = Área de la varilla a utilizarse (No.3 = 0.71 cm^2)

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

d = 36 cm

V_u = Corte crítico en vigas kg

$$S_{\text{máx.}} = d/2 = 18 \text{ cm usar mínimo acero No. 3}$$

En este caso, $V_r = 5,437.26 \text{ kg} < V_u = 10,739.79 \text{ kg}$, entonces se utiliza la ecuación anterior:

$$S = \frac{2 * 0.71 * 2,810 * 36}{10,739.79} = 13.38 \text{ cm} \approx 13.0 \text{ cm}$$

Ya que el espaciamiento requerido es menor que el máximo, usamos el de $S = 13 \text{ cm}$.

Los requisitos mínimos para corte en zona confinada según el código ACI -318 en el artículo 21.3.3.2:

- $2d$ en ambos extremos = $2 \cdot 36 = 72\text{cm}$
 - Primer estribo a no más de 5cm
 - S no debe ser mayor que:
 - $d/4 = 36/4 = 9\text{cm}$
 - $8 \cdot \Phi$ longitudinal menor diámetro = $8 \cdot 1.58 = 12.64\text{cm}$
 - 24Φ estribo = $24 \cdot 0.95 = 22.8\text{cm}$
 - No mayor de 30cm
- } usar el menor
de todos
- S en zona confinada es de 9 cm

El armado de estribos final para las viga de 6m del eje X es el siguiente: el primer estribo No. 3 @ 0.05 m + 12 estribos No. 3 a 0.09 m en zona confinada en ambos extremos y el resto @ 0.13 en zona no confinada.

Se debe repetir este procedimiento para cada viga en ambos ejes la tabla X muestra el resumen.

Tabla X. Resumen de armado de estribos para las vigas del eje X y Y .

Viga (m)	V_c (Kg)	S_{viga} (cm)	Armado de Estribos
Eje X			
6	10,739.79	13.38	1 No. 3 @ 5 cm + 12 No. 3 a 9cm + resto No. 3 @ 13cm
4.5	7,351.30	19.54	1 No. 3 @ 5 cm + 12 No. 3 a 9cm + resto No. 3 @ 19cm
Eje Y			
6	10,996.59	13.06	1 No. 3 @ 5 cm + 12 No. 3 a 9cm + resto No. 3 @ 13cm
5	8,126.41	17.68	1 No. 3 @ 5 cm + 12 No. 3 a 9cm + resto No. 3 @ 17cm
4	6,734.40	21.33	1 No. 3 @ 5 cm + 12 No. 3 a 9cm + resto No. 3 @ 21cm

2.1.5.3 Columnas

Son elementos estructurales que están sometidas a carga axial y momentos flexionantes. El refuerzo principal es longitudinal, paralelo a la dirección de la carga axial, que es el valor de todas las cargas últimas verticales que soporta la columna y está determinada por áreas tributarias. Los momentos flexionantes son tomados del análisis estructural, y se toma para el diseño, el mayor de los dos momentos actuantes en los extremos de la columna.

Para este caso, se diseña la columna más crítica, las cargas que actúan sobre las columnas se tomarán del área tributaria de losas y vigas sobre la columna crítica.

Datos:

Sección de columna = 45 cm x 45 cm Longitud de columnas = 3m

Espesor de losa = 15cm Área tributaria = 27.0 m²

M_x = 2,794.19 kg – m M_y = 2,742.86 kg – m

V_x = 2,441.16 kg V_y = 2,271.57kg

CM₁ = 738.6 kg/m² CM₂ = 778.6 kg/m² CV = 500 kg/m²

Basándome en el Código ACI 318 – 99 en su capítulo 21, el porcentaje de área mínima de acero longitudinal: 0.01A_g y el porcentaje de área máxima de acero longitudinal: 0.08A_g (A_g = área gruesa) para zona sísmica; y el número mínimo de barras longitudinales debe ser de 4 varillas en columnas rectangulares y 6 varillas en columnas circulares.

Carga axial: $CU = 1.4 CM + 1.7 CV$

$$CU_2 = 1.4 (738.6 \text{ kg/m}^2) + 1.7 (500 \text{ kg/m}^2) = 1,884.04 \text{ kg/m}^2$$

$$CU_1 = 1.4 (778.6 \text{ kg/m}^2) + 1.7 (500 \text{ kg/m}^2) = 1,940.04 \text{ kg/m}^2$$

$$CU = 1,884.04 + 1,940.04 = 3,824.08 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo del factor de carga última

$$F_{cu} = \frac{CU}{CM + CV} = \frac{3,824.08}{2,517.2} = 1.52$$

Cálculo de la carga axial:

$$P_u = (A_T * CU) + (PP \text{ vigas} * F_{cu})$$

$$P_u = (27.0\text{m}^2 * 3,824.08 \text{ kg/m}^2) + (0.20\text{m} * 0.40\text{m} * 2,400 \text{ kg/m}^2 * (6\text{m} + 4.5\text{m})) * 1.52$$

$$P_u = 106,314.48 \text{ kg.}$$

Clasificación de columnas por su esbeltez (E)

Se clasifican en cortas ($E < 22$), intermedias ($22 > E > 100$) y largas ($E > 100$). El objetivo de clasificar las columnas es ubicarlas en un rango; si son cortas se diseñan con los datos originales del diseño estructural, si son intermedias se deben de magnificar los momentos actuantes, y, si son largas no se construyen.

Cálculo de coeficiente que miden el grado de empotramiento a la rotación en las columnas (Ψ):

$$\psi = \frac{(\sum K_{col})}{(\sum k_{viga.})}$$

$$K_{(\text{rigidez})} = I / L;$$

I = Inercia

L = Longitud del elemento

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I_{\text{viga}} = \frac{20 * 40^3}{12} = 106,666.67 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{col}} = \frac{45 * 45^3}{12} = 341,718.75 \text{ cm}^4$$

$$K_{\text{viga} X} = \frac{106,666.67}{6} + \frac{106,666.67}{6} = 35,555.56$$

$$K_{\text{viga} Y} = \frac{106,666.67}{5} + \frac{106,666.67}{4} = 48,000.00$$

$$K_{\text{col}} = \frac{341,718.75}{4.5} + \frac{341,718.75}{3} = 189,843.75$$

$$\psi_{ax} = \frac{189,843.75}{35,555.56} = 5.33$$

$$\psi_{ay} = \frac{189,843.75}{48,000.0} = 3.95$$

Extremo inferior de la columna. Por definición sabemos que este valor es cero al estar empotrado en una base o zapata.

$$\psi_{bx} = \psi_{by} = 0$$

Promedio:

$$\psi_{X\text{promedio}} = \frac{5.33 + 0}{2} = 2.67$$

$$\psi_{Y\text{promedio}} = \frac{3.95 + 0}{2} = 1.98$$

Cálculo del coeficiente K

$$K = \frac{20 + \psi_p}{20} * \sqrt{1 + \psi_p} \quad \text{para } \psi_p \leq 2$$

$$K = 0.9 * \sqrt{1 + \psi_p} \quad \text{para } \psi_p \geq 2$$

$$K_x = 0.9 * \sqrt{1 + 2.67} = 1.72 \quad K_y = \frac{20 + 2.67}{20} * \sqrt{1 + 1.98} = 1.96$$

Esbeltez de columna

$$E = \frac{k * L}{\sigma} \quad \text{donde } \sigma = 0.3 * \text{lado menor para columnas rectangulares}$$

$$E_x = \frac{1.72 * 4.5}{0.30 * 0.45} = 57.33 \rightarrow 22 < 57.33 < 100 \Rightarrow \text{Columna intermedia}$$

$$E_y = \frac{1.96 * 4.5}{0.30 * 0.45} = 65.33 \rightarrow 22 < 65.33 < 100 \Rightarrow \text{Columna intermedia}$$

Por los valores obtenidos de E, tanto en el sentido X como en Y, la columna se clasifica dentro de las intermedias, por tanto se deben magnificar los momentos actuantes.

Magnificación de momentos

Cuando se hace un análisis estructural convencional de primer orden, como en este caso, en el cual se usan las rigideces relativas aproximadas y se ignora el efecto de desplazamientos lateral de los miembros, es necesario modificar los valores calculados con el objetivo de obtener valores que tomen

en cuenta los efectos de desplazamiento. En este caso, se trabajará de acuerdo al método de magnificación de momentos del código ACI 318R-99 sección 10, capítulo 13, que se describe a continuación.

Carga crítica por pandeo de Eüler:

$$P_{CR} = \frac{\pi^2 * EI}{(K * Lu)^2}$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad del concreto

I = momento de inercia de la sección del concreto respecto al eje centroidal, sin tomar en consideración el esfuerzo

K = factor de pandeo

Lu = longitud de la columna

Para calcular la elasticidad del concreto y la inercia utilizamos (ACI 10.12.3)

$$EI = \frac{EC * \frac{I_g}{2.5}}{1 - \beta d}$$

Donde:

Ec = módulo de elasticidad del concreto, $E_c = 15,100\sqrt{f'c}$

$I_g = b * h^3 / 12 = 341,718.75 \text{ cm}^4$

βd = factor de flujo plástico

Cálculo del factor de flujo plástico del concreto (βd)

$$\beta d = \frac{1.4CM}{1.4CM + 1.7CV} = \frac{1.4(778.6)}{1.4(778.6) + 1.7(500)} = 0.56$$

Calculamos EI

$$EI = \frac{15,100\sqrt{281} * \frac{341,718.75}{2.5}}{1 + 0.56} = 2.21786 \times 10^{10} \text{ kg} - \text{cm}^2 = 2,217.86 \text{ ton} - \text{m}^2$$

$$P_{CRX} = \frac{\pi^2 * 2,217.86}{(1.72 * 3.0)^2} = 822.11 \text{ ton}$$

$$P_{CRY} = \frac{\pi^2 * 2,217.86}{(1.96 * 3.0)^2} = 633.11 \text{ ton}$$

Magnificador:

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{Pu}{\phi * P_{CR}}} > 1$$

Donde:

Pu = carga de diseño última (Pu = 106.31 ton)

Φ = Factor de reducción de resistencia para flexo-compresión en columnas rectangulares (Φ= 0.70 según ACI 318 9.3.2.2)

$$\delta_x = \frac{1}{1 - \frac{106.31}{0.7 * 822.11}} = 1.23 > 1 \Rightarrow OK$$

$$\delta_y = \frac{1}{1 - \frac{106.31}{0.7 * 633.11}} = 1.32 > 1 \Rightarrow OK$$

Cálculo de los momentos de diseño (Md)

$$M_d = \delta * M_u$$

$$M_{dx} = 1.23 * 2,794.19 \text{ kg} - m = 3,436.85 \text{ kg}$$

$$M_{dy} = 1.32 * 2,742.86 \text{ kg} - m = 3,620.58 \text{ kg}$$

Cálculo del acero longitudinal por el Método Bresler

Consiste en una aproximación del perfil de la superficie de la falla, además, es uno de los métodos más utilizados porque su procedimiento es sencillo y produce resultados satisfactorios.

La idea fundamental es aproximar el valor $1/P'u$. Este valor se aproxima por un punto del plano determinado por tres valores: carga axial pura ($P'o$), carga de falla para una excentricidad e_x ($P'ox$) y carga de falla para una excentricidad e_y ($P'oy$).

Cálculo de límites de acero: Estos fueron calculados según el código ACI 318R-99, capítulo 10, sección 9.1.

$$0.01A_g \leq A_s \leq 0.08A_g$$

$$A_{s_{\min}}: 0.01 * (45 \times 45) = 20.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}}: 0.08 * (45 \times 45) = 162 \text{ cm}^2$$

Se propone un armado inicial de: $A_s = 8 \text{ No. } 6 = 8 (2.85) = 22.8 \text{ cm}^2$

Para este método se usan los diagramas de interacción para diseño de columnas. Los valores a utilizar en los diagramas son:

Valor de la gráfica

$$\gamma_Y = \gamma_X = \frac{H_{nucleo}}{H_{columna}} = \frac{b - 2rec}{h} = \frac{0.45 - 2 * 0.025}{0.45} = 0.88$$

Valores de la curva

$$\rho_u = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * A_g} = \frac{22.8 * 2,810}{0.85 * 281 * 2,025} = 0.13$$

Excentricidades

$$e_x = \frac{Mdx}{Pu} = \frac{3,436.85}{106,314.48} = 0.0323m \quad e_y = \frac{Mdy}{Pu} = \frac{3,620.58}{106,314.48} = 0.0340m$$

Al conocer las excentricidades se calcula el valor de las diagonales

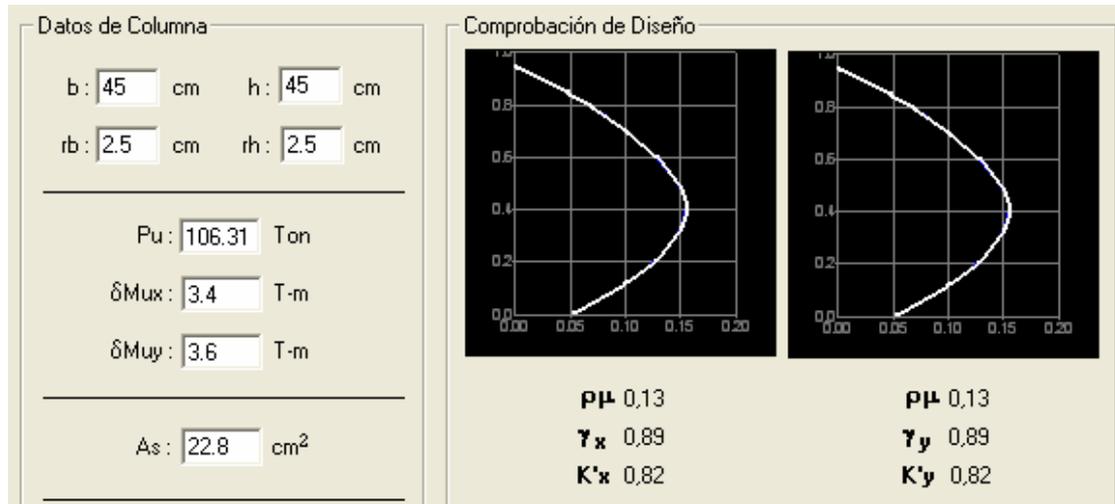
$$e_x/h_x = 0.0323/0.45 = 0.0718 \quad e_y/h_y = 0.0340/0.45 = 0.0757$$

Con los valores obtenidos en los últimos cuatro pasos, se buscan los valores de los coeficientes K_x y K_y . en los diagramas de iteración, siendo estos:

$$K'_x=0.82 \text{ y } K'_y=0.82$$

Los valores K fueron generados por el programa JC diseño ver figura 46.

Figura 46. Valores K generados por el programa JC Diseño



Cálculo de resistencia de la columna a una excentricidad e (P'u)

$$P'u = K * \Phi * f'c * h * b$$

$$P'ux = 0.82 * 0.7 * 281 * 45 * 45 = 326,620.35 \text{ Kg}$$

$$P'uy = 0.82 * 0.7 * 281 * 45 * 45 = 326,620.35 \text{ Kg}$$

Cálculo de la carga axial de resistencia (P'o)

$$P'o = \Phi * [0.85 * f'c * (Ag - As) + As * Fy]$$

$$P'o = 0.7 * [0.85 * 281 * (2,025 - 22.8) + (22.8 * 2810)] = 379,605.43 \text{ kg}$$

Cálculo de la carga de resistencia de la columna (P'u)

De la ecuación:

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{P'ux} + \frac{1}{P'uy} - \frac{1}{P'o}$$

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{326,620.35} + \frac{1}{326,620.35} - \frac{1}{379,605.43}$$

$$P'u = 286,614.84\text{kg} > 106,314.48\text{kg} \Rightarrow \text{Si resiste.}$$

Como $P'u = 286,614.84\text{kg}$ es mayor a P_u (carga axial) = $106,788.48\text{kg}$, el armado propuesto si resiste las cargas aplicadas, si no fuera así, se debe aumentar el área de acero hasta que cumpla con la condición.

Refuerzo transversal

Se proveerá de refuerzo transversal por medio de estribos para resistir los esfuerzos de corte y armado. Por otro lado, en zonas sísmicas como en Guatemala, se debe proveer suficiente ductilidad a las columnas, esto se logra por medio del confinamiento de estribos en los extremos de la misma. El resultado del confinamiento es un aumento en el esfuerzo de ruptura del concreto y además permite una deformación unitaria mayor del elemento. El procedimiento para proveer de refuerzo transversal a las columnas se describe a continuación:

Se debe chequear V_r con V_u con los siguientes criterios:

Si $V_r > V_u$ se colocan estribos a $S = d / 2$

Si $V_r < V_u$ se diseñan los estribos por corte

Se calcula el corte resistente

$$V_r = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 \sqrt{281} * 45 * 42.5 = 14,442.73\text{Kg}$$

Corte actuante

$$V_u = 2,441.16 \text{ kg};$$

$V_r > V_u$; los estribos se colocaran en zona no confinada a $d/2$.

Para ambas opciones debe considerarse que la varilla utilizada en este diseño será la No. 3. En este caso $V_r > V_u$, se colocan estribos a:

$$S = d / 2 = 42.5 / 2 = 21.25$$

Los estribos se colocaran a cada 20 cm con varillas No. 3

Refuerzo por confinamiento

La longitud de confinamiento se escoge entre la mayor de las siguientes opciones:

$$L_o \left\{ \begin{array}{l} \left. \begin{array}{l} \text{Lu} / 6 \\ \text{Lado mayor de la columna} = 0.45 \text{ m} \\ 48\emptyset \text{ varilla transv.} = 48 * 0.95 = 0.456 \text{ m} \\ 16\emptyset \text{ varilla long.} = 0.406 \text{ m} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Nivel 1} \Rightarrow 4.5/6=0.75 \\ \text{Nivel 2} \Rightarrow 3/6=0.5 \end{array} \end{array} \right.$$

Se tomará la longitud de 0.75 m para el confinamiento en las columnas del primer nivel y de 0.50m para las columnas del segundo nivel.

Cálculo de la relación volumétrica

$$S_0 = \frac{2A_v}{\rho_s L_n}$$

$$\rho_s = 0.45 * \left(\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right) \left(\frac{0.85 * f'_c}{f_y} \right); \text{ pero debe cumplir con } \rho_s \geq 0.12 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$$

Donde:

S_0 = espaciamiento entre estribos en área confinada

A_v = área transversal de la varilla que se utiliza como estribo

A_{ch} = área chica

A_g = área gruesa

ρ_s = relación volumétrica de la columna

L_n = longitud no soportada del estribo

$$\rho_s = 0.45 * \left(\frac{45^2}{39^2} - 1 \right) \left(\frac{0.85 * 281}{2,810} \right) = 0.013$$

$$\text{Condicionante: } 0.12 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) = 0.12 * \left(\frac{281}{2,810} \right) = 0.012$$

$0.013 \geq 0.012$, por lo que se utiliza ρ_s

Utilizando varillas No. 3 para los estribos, el espaciamiento en la zona confinada es:

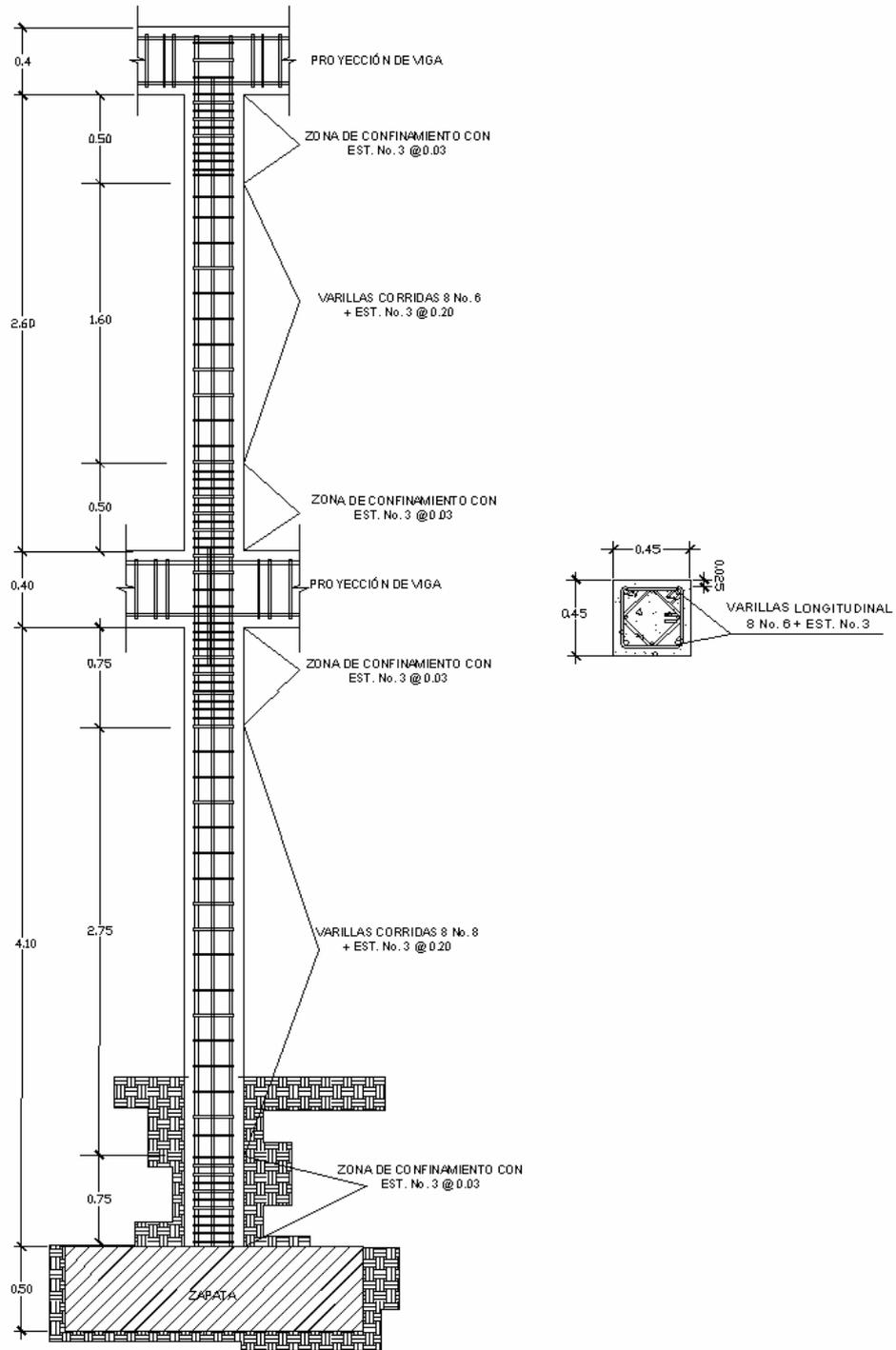
$$S_1 = \frac{2A_v}{\rho_s L_n} = \frac{2 * 0.71}{0.013 * 40} = 2.73 \text{ cm.} \approx 3 \text{ cm}$$

Por tanto, en el primer nivel se colocarán estribos No. 3 @ 0.03 m, en la longitud de confinamiento de 75 cm medidos desde la cara del nudo, y estribos No. 3 @ 0.20 m en la longitud del centro de la columna. Mientras que en el segundo nivel el armado será de estribos No. 3 @ 0.03 m, en la longitud de confinamiento de 50 cm medidos desde la cara del nudo, y estribos No. 3 @ 0.20 m en la longitud del centro de la columna.

Por tener varillas en las caras de la columna se colocará estribos rotados a 45° alternados, según el código ACI 318, artículo 7.10.5.3

El armado longitudinal y transversal de las columnas se muestra en la figura 47.

Figura 47. Armado longitudinal y transversal de columna



2.1.5.4 Elementos de mampostería

La función estructural está ligada a la capacidad del muro para soportar o no carga, diferente a la de su propio peso, por lo cual se definirán los siguientes tipos de mampostería (UBC 94):

Muros de relleno

Es aquella cuya función principal es la de conformar muros que sirva para dividir espacios, sin tener una función expresa o tácita de soportar techos o niveles superiores. Este tipo de mampostería conforma las particiones o fachadas en edificios con sistemas portantes en pórticos de concreto, acero o, incluso, madera.

Muros de carga

La mampostería para muros de carga impone, adicionalmente a las características enunciadas anteriormente, de acuerdo al tipo de exposición, la necesidad de una resistencia superior en los elementos, suficiente para soportar las cargas que debe soportar, o que tengan una resistencia tal que se diseñe la estructura para ella. Esto en cuanto a las unidades, pero como conjunto, aparece la participación del refuerzo, lo que le ha dado la dimensión que posee la mampostería en la actualidad, dentro de los sistemas estructurales.

Habiendo definido ambos conceptos de mampostería en el caso específico de nuestro proyecto se utilizarán muros de relleno con block con un $f'm = 35 \text{ kg/cm}^2$ para tabicar nuestros módulos y la fachada de edificio debido a que contamos con un sistema pórticos de concreto armado.

2.1.5.2 Cimientos

Los cimientos son elementos estructurales destinados a recibir las cargas propias y las aplicaciones exteriores a la misma; estos a su vez transmiten la acción de las cargas sobre el suelo. Para elegir el tipo de cimentación a utilizar se deben considerar, principalmente, el tipo de estructura, la naturaleza de las cargas que se aplicarán, las condiciones del suelo y el costo de la misma. Para el presente proyecto se utilizará 1 zapata típica y el cimiento corrido bajo los muros de mampostería.

Zapata típica

Datos:

$$M_x = 3.44 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 3.62 \text{ ton-m}$$

$$P_u = 106.31 \text{ ton}$$

$$V_s = 30 \text{ ton/m}^2$$

$$P_{\text{concreto}} = 2.40 \text{ ton/m}^3$$

$$P_{\text{suelo}} = 1.40 \text{ ton/m}^3$$

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

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

$$\text{Desplante } D_f = 1.50 \text{ m}$$

$$F_{cu} = 1.52$$

Cálculo de las cargas de trabajo

$$P't = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{106.31}{1.52} = 69.94 \text{ ton}$$

$$M_{tx} = \frac{M_x}{F_{cu}} = \frac{3.44}{1.52} = 2.26 \text{ ton-m}$$

$$M_{ty} = \frac{M_y}{F_{cu}} = \frac{3.62}{1.52} = 2.38 \text{ ton-m}$$

Predimensionamiento del área de la zapata

$$A_z = \frac{1.5P't}{V_s} = \frac{1.5 * 69.94}{30} = 3.497 \text{ m}^2. \text{ Se propone usar dimensiones aproximadas}$$

$$A_z = 2.0 * 2.0 = 4.0 \text{ m}^2 > 3.497 \text{ m}^2$$

Revisión de presión sobre el suelo

$$q = \frac{P}{A_z} \pm \frac{Mtx}{S_x} \pm \frac{Mty}{S_y}$$

Se debe tomar en cuenta que “q” no debe ser negativo, ni mayor que el valor soporte (Vs), para la zapata se tiene:

$$S_x = S_y = \frac{2.0 * 2.0^2}{6} = 1.33 \text{ m}^3$$

$$P = P't + P_{\text{columna}} + P_{\text{suelo}} + P_{\text{cimiento}}$$

$$P = P't + (b * h * l * P_{\text{concreto}}) + (A_z * Df * P_{\text{suelo}}) + (A_z * t * P_{\text{concreto}})$$

$$P = 69.94 + (0.45 * 0.45 * 7.5 * 2.4) + (1.4 * 1.5 * 2.0^2) + (2.4 * 0.50 * 2.0^2)$$

$$P = 86.79 \text{ Ton.}$$

$$q = \frac{86.79}{4.0} \pm \frac{2.26}{1.33} \pm \frac{2.38}{1.33}$$

$$q_{\text{máx}} = 25.19 \text{ Ton/m}^2 \text{ cumple, no excede el } V_s$$

$$q_{\text{mín}} = 18.21 \text{ Ton/m}^2 \text{ cumple, sólo compresiones}$$

Por lo que las dimensiones de la zapata son correctas.

Presión última

$$q_u = q_{m\acute{a}x} * Fcu = 25.19 * 1.52 = 38.28 \text{ ton/m}^2$$

Peralte efectivo

$$d = t - \text{rec.} - \varnothing \text{ var}/2$$

$$t_{\text{asumido}} = 0.50 \text{ m}$$

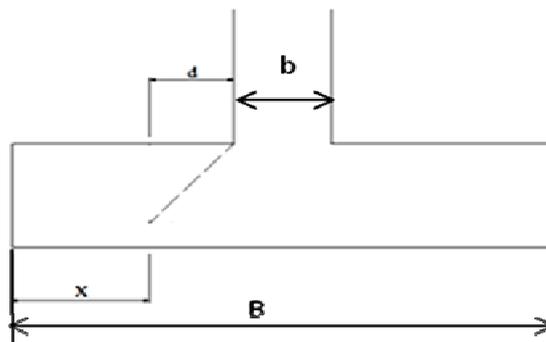
$$d = 50 - 7.5 - 1.91/2$$

$$d = 41 \text{ cm}$$

Chequeo por corte simple

La falla de las zapatas por esfuerzo cortante, ocurre a una distancia igual a d (peralte efectivo) del borde de la columna, por tal razón se debe comparar en ese límite si el corte resistente es mayor que el actuante, ver figura 48.

Figura 48. Corte simple en zapata.



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

$$x = \frac{2.0}{2} - \frac{0.45}{2} - 0.41 = 0.37 \text{ m}$$

$$V_{act} = \text{área} * x * q_u = 2.0 * 0.42 * 38.28 = 32.16 \text{ ton.}$$

$$V_r = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{281} * 200 * 43$$

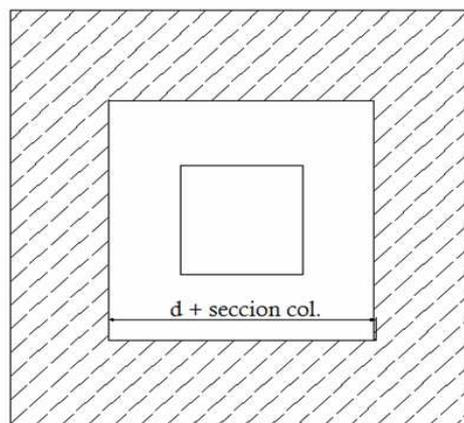
$$V_r = 64,945.10 \text{ kg} \approx 64.95 \text{ ton}$$

$V_{act} < V_r$ si cumple; el peralte propuesto resiste al corte simple

Revisión de corte punzonante

La columna tiende a punzonar la zapata debido a los esfuerzos de corte que se producen en el perímetro de la columna; el límite donde ocurre la falla se encuentra a una distancia igual a $d/2$ del perímetro de la columna. Ver figura 49.

Figura 49. Corte punzonante en zapata.



La revisión que se realiza es:

$$b_o = 4 * \text{perímetro de adentro} = 4 * (d + \text{sección de columna})$$

$$b_o = 4 * (43 + 45) = 4 * 88.0 = 352.0 \text{ cm}$$

$$V_{act} = (A - (d + \text{sección de columna})^2) * q_u$$

$$V_{act} = ((2.0 * 2.0) - (0.43+0.45)^2) * 38.28$$

$$V_{act} = 123.48 \text{ Ton.}$$

$$V_r = \phi * 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d = 0.85 * 1.06 * \sqrt{281} * 352 * 43$$

$$V_r = 228.60 \text{ Ton.}$$

$V_{act} < V_r$ cumple; el peralte propuesto resiste el corte punzonante.

Diseño del refuerzo

El empuje hacia arriba del suelo produce momento flector en la zapata, por tal razón, es necesario reforzarla con acero para soportar los esfuerzos inducidos.

Momento último: Se define tomando la losa en voladizo con la fórmula:

$$M_u = \frac{q_u * L^2}{2} = \frac{38.28 * \left(\frac{2.0}{2} - \frac{0.45}{2} \right)^2}{2} = 11.49 \text{ ton} - m$$

Donde:

L es la distancia medida del rostro de la columna al final de la zapata.

Área de acero: el área de acero se define por la ecuación:

$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0.003825 * f'c}} \right] * \left(\frac{0.85 * f'c}{f_y} \right)$$

$$A_s = \left[200 * 43.00 - \sqrt{(200 * 43.00)^2 - \frac{11,462.96 * 200}{0.003825 * 281}} \right] * \left(\frac{0.85 * 281}{2,810} \right)$$

$$A_s = 10.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{f_y} * b * d = \frac{14.1}{2,810} * 200 * 43.00 = 43.15 \text{ cm}^2$$

Dado a que $A_s < A_{s_{\min}}$, se usará $A_{s_{\min}}$.

Por ser una masa de concreto grande se distribuirá el acero en dos camas (superior e inferior).

Espaciamiento entre varillas.

Usando varilla No. 6 (2.85 cm²)

$$\left. \begin{array}{l} 43.15 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 200 \text{ cm} \\ 2.85 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S \end{array} \right\} S = 13.21 \Rightarrow 13 \text{ cm}$$

Cama Superior

Acero por Temperatura

$$A_{st}=0.002*b*t$$

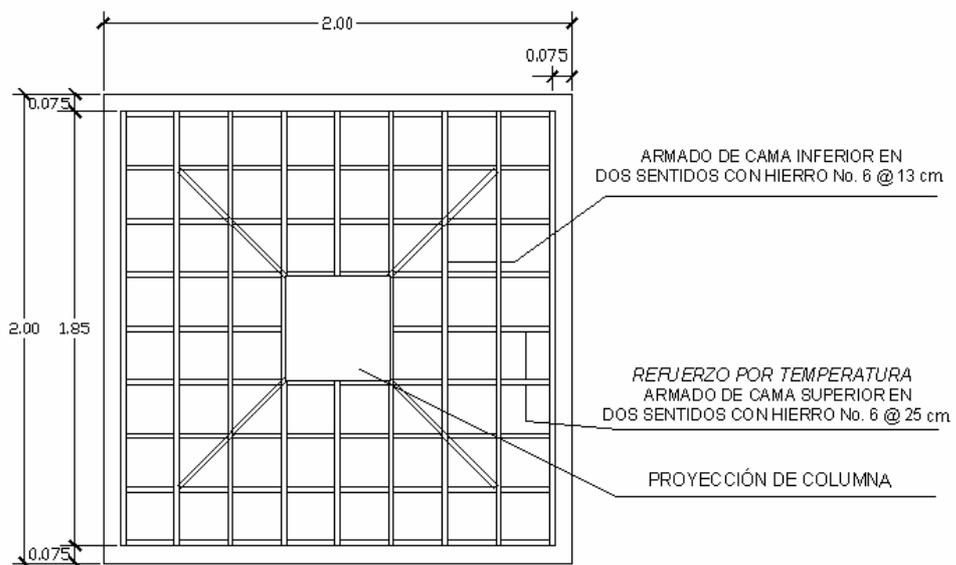
$$A_{st}=0.002*200*50 = 20 \text{ cm}^2$$

Usando varilla No. 6 (2.85 cm²)

$$\left. \begin{array}{l} 20\text{cm}^2 \text{ ----- } 200\text{cm} \\ 2.85\text{cm}^2 \text{ ----- } S \end{array} \right\} S = 28.5 \Rightarrow 25\text{cm}$$

Por lo tanto, para el armado de la zapata se utilizara varilla No. 6 @ 13 cm en ambos sentidos en cama inferior, en la cama superior var. No. 6 @ 25 cm en ambos sentidos. Ver figura 50.

Figura 50. Detalle del armado de la zapata típica



2.1.6 Instalaciones eléctricas

Debido a que el presente proyecto es un centro comercial se optó por dividir los sistemas eléctricos para poder colocar un medidor de voltaje a cada local y uno un contador general para medir el gasto de energía por funcionamiento. Cada local cuenta con instalaciones de fuerza e iluminación que se integran en una caja de voltaje que a su vez se conecta con un medidor.

2.1.7 Instalaciones hidráulicas

Todo el sistema de agua potable será por medio de circuito cerrado para que la presión sea la misma en cada punto, con tubería PVC $\Phi \frac{3}{4}$ ", y los abastos por medio de tubería PVC $\Phi \frac{1}{2}$ ".

Las instalaciones de aguas negras y aguas pluviales se trabajaron en sistemas separativos, será por medio de tubería PVC de $\Phi 4"$, $3"$ y $2"$. En la descarga del drenaje a la red municipal se utilizará tubería PVC de $\Phi 6"$.

2.1.8 Planos constructivos

Para este proyecto se elaboró un juego de planos divididos en tres fases: Arquitectura, Estructuras e Instalaciones

Los siguientes planos son:

- Ubicación del edificio en el casco urbano
- Planta arquitectónica, elevación frontal y criterios
- Planta acotada y cortes

- Planta de cimentación y columnas
- Planta de losas y vigas
- Armado de vigas y secciones
- Detalles de gradas y muros
- Plano de acabados, puertas y ventanas
- Planta de instalación hidráulica
- Planta de drenajes
- Planta de iluminación
- Planta de fuerza

2.1.9 Presupuesto

2.1.9.1 Materiales

Los precios de los materiales para la elaboración del presupuesto se obtuvieron, mediante cotizaciones en centros de distribución de la región.

2.1.9.2 Mano de obra

Los salarios de mano de obra se asignaron de acuerdo a los que la municipalidad maneja para casos similares.

2.1.9.3 Costo total del proyecto

El presupuesto se realizó a base de precios unitarios. A este se le aplicó un factor de indirectos del 30%. El costo total del proyecto sería de dos millones setecientos noventa y siete mil ochocientos setenta y dos quetzales con setenta y un centavos. (Q. 2,797,872.71). Ver tabla XI:

Tabla XI. Presupuesto de centro comercial municipal

INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 EPS INGENIERÍA CIVIL
 EPSISTA: CRISTIAM ARMANDO AGUIRRE CHINCHILLA
 MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA
 PROYECTO: CENTRO COMERCIAL MUNICIPAL, CASCO URBANO



Fecha: Abril de 2009

H.o.	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Subtotal	Total (Q)	Total (US \$)
1.00	TRABAJOS PRELIMINARES						
1.01	HECHURA DE BODEGA	M2	38.88	Q181.44	Q7,054.56		
1.02	CORTE DE CAPA VEGETAL	M2	828.00	Q5.06	Q4,190.00		
1.03	TRAZO Y PUENTEADO	ML	828.00	Q12.96	Q10,731.60	Q21,976.16	\$2,740.17
2.00	CIMENTACIÓN						
2.01	ZAPATA TIPO Z-1	UNIDAD	42.00	Q4,464.45	Q187,506.90		
2.02	CIMIENTO CORRIDO	ML	190.00	Q132.41	Q25,158.57	Q212,665.47	\$26,516.89
3.00	COLUMNAS, SOLERA, VIGAS Y MUROS						
3.01	COLUMNAS C-1	ML	315.00	Q771.96	Q243,166.71		
3.02	COLUMNAS C-2	ML	220.00	Q246.64	Q54,260.70		
3.03	COLUMNAS C-3	ML	39.00	Q162.78	Q6,348.51		
3.04	VIGAS	ML	726.00	Q364.56	Q264,670.56		
3.05	SOLERAS	ML	585.00	Q95.22	Q55,704.61		
3.06	LEVANTADO DE BLOCK	M2	873.00	Q108.11	Q94,375.67	Q718,526.76	\$89,591.87
4.00	LOSAS						
4.01	LOSA DE CUBIERTA	M2	1377.00	Q334.52	Q460,627.50	Q460,627.50	\$57,434.85
5.00	ACABADOS						
5.01	REPELLO + CERNIDO	M2	1398.00	Q135.28	Q189,121.44		
5.02	PINTURA: solo paredes	M2	1398.00	Q13.20	Q18,453.60		
5.03	PISO DE CONCRETO e=10cm	M2	680.00	Q92.95	Q63,206.00		
5.04	PISO CERÁMICO	M2	657.00	Q192.58	Q126,527.51		
5.05	AZULEJOS	M2	85.00	Q113.15	Q9,617.75	Q406,926.30	\$50,738.94
6.00	PUERTAS						
6.01	PUERTA P-1	UNIDAD	1.00	Q3,500.00	Q3,500.00		
6.02	PUERTA P-2	UNIDAD	2.00	Q8,200.00	Q16,400.00		
6.03	PUERTA P-3	UNIDAD	12.00	Q7,600.00	Q91,200.00		
6.04	PUERTA P-4	UNIDAD	8.00	Q950.00	Q7,600.00	Q118,700.00	\$14,800.50
7.00	VENTANAS						
7.01	VENTANA V-2	UNIDAD	3.00	Q543.50	Q1,630.50	Q1,630.50	\$203.30
8.00	MODULO DE GRADAS						
8.01	MODULO DE GRADAS	UNIDAD	2.00	Q12,652.23	Q25,304.46	Q25,304.46	\$3,155.17
9.00	ARTEFACTOS SANITARIOS						
9.01	ARTEFACTOS SANITARIOS	UNIDAD	19.00	Q680.92	Q12,937.51	Q12,937.51	\$1,613.16
10.00	RED HIDRÁULICA						
10.01	RED HIDRÁULICA	GLOBAL	1.00	Q12,324.13	Q12,324.13	Q12,324.13	\$1,536.67
11.00	DRENAJES						
11.01	DRENAJE PLUMAL	GLOBAL	1.00	Q47,057.45	Q47,057.45		
11.02	DRENAJE SANITARIO	GLOBAL	1.00	Q27,107.41	Q27,107.41	Q74,164.86	\$9,247.49
12.00	INSTALACIÓN ELÉCTRICA						
12.01	INSTALACIONES ELÉCTRICAS	GLOBAL	1.00	Q86,426.15	Q86,426.15	Q86,426.15	\$10,776.33
				Sub-Total	Q2,152,209.78		
				TOTAL		Q2,152,209.78	\$268,355.33
				Indirectos 30%		Q645,662.93	\$80,506.60
				TOTAL		Q2,797,872.71	\$348,861.93

Si se considera una tasa de cambio de Q. 8.02 por cada dólar americano como tasa promedio del mes de abril de 2009 y se realiza la conversión nuestro presupuesto ascendería a una cantidad de trescientos cuarenta y ocho mil ochocientos sesenta y un dólares americanos con noventa y tres centavos (US \$ 348,861.93)

2.1.9.4 Costo por metro cuadrado

El costo por metro cuadrado para este proyecto, es de Q. 2,963.53/m², dos mil novecientos sesenta y tres con cincuenta y tres centavos.

2.2 Diseño del puente vehicular para la aldea Uluma, municipio de Santa Catarina Mita, Jutiapa

2.2.1 Descripción del proyecto

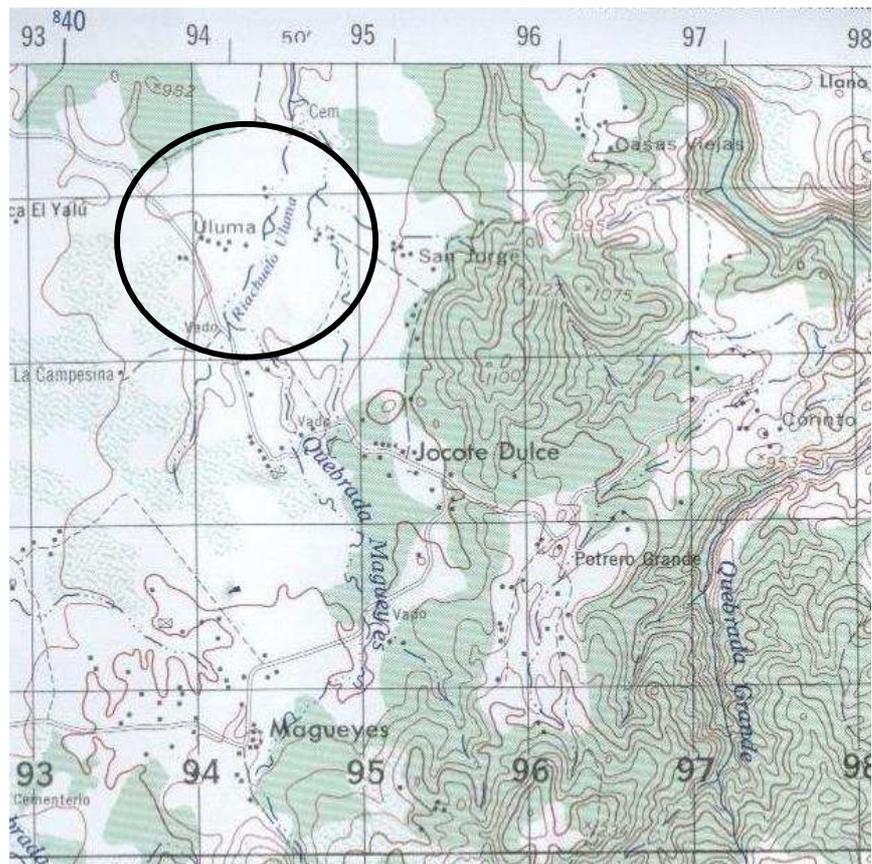
El proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular de concreto reforzado, de una vía, para soportar una carga viva AASTHO H15-44, con una luz entre apoyos de 12.00 m. y un ancho de rodadura de 4.00 m.

El puente vehicular estará conformado por:

- **Superestructura:** Es la parte del puente en donde actúa la carga móvil, y está compuesta por:
 - Losa
 - Vigas
 - Barandales

- **Subestructura:** Es la parte del puente que se encarga de transmitir las cargas al suelo de cimentación, y está compuesta por:
 - Cortina
 - Viga de apoyo
 - Estribos

Figura 51. Ubicación del proyecto.



2.2.2 Levantamiento topográfico

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

- Planimétrico, utilizando el método de conservación del azimut.

- Altimétrico, utilizando una nivelación simple.

2.2.3 Evaluación de la calidad del suelo

Al suelo del proyecto se le realizó un ensayo de compresión triaxial. Para lo cual fue necesaria la extracción de una muestra inalterada y representativa de suelo de un pie cúbico (1ft³) la cual después de las pruebas correspondientes generaron los siguientes resultados:

Tipo de ensayo:	No consolidado y no drenado
Dimensión de la probeta:	2.5" x 5.0"
Angulo de fricción interna:	$\phi = 23.33^\circ$
Cohesión:	$C_u = 16.3\text{ton} / m^2$
Descripción del suelo:	Limo arenarcilloso con presencia de pómez
Límite líquido:	0%
Límite plástico:	0%

Figura 52. Las imágenes muestran el proceso de la extracción de la muestra representativa inalterada, su manejo y el ensayo correspondiente.



Datos para encontrar el valor soporte

Base:	1.00 m
Peso específico	$\gamma_s = 0.80 \text{ ton} / \text{m}^3$
Ángulo de fricción interna:	$\phi = 23.33^\circ$
Cohesión:	$C_u = 16.3 \text{ ton} / \text{m}^2$
Desplante	1.50 m
Factor de seguridad	F.S. = 5

$$\theta_{rad} = \frac{\theta * \pi}{180} = \frac{23.33^\circ * \pi}{180} = 0.4072$$

Factor de flujo de carga (Nq)

$$Nq = \frac{e^{(\frac{3}{2}\pi - \theta_{rad}) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} = \frac{e^{(\frac{3}{2}\pi - 0.4072) \tan 23.33^\circ}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{23.33^\circ}{2} \right)}$$

$$Nq = 10.62$$

Factor de flujo de carga última (Nc)

$$Nc = \cot \phi * (Nq - 1) = \cot 23.33^\circ (10.62 - 1)$$

$$Nc = 22.28$$

Factor de flujo γ

$$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * \tan \phi$$

$$N\gamma = 2 * (10.62 + 1) * \tan 23.33^\circ$$

$$N\gamma = 10.02$$

Capacidad portante última

$$q_o = 0.4(\gamma_s)(B)(N\gamma) + 1.3(Cu)(Nc) + \gamma_s(D)(Nq)$$

$$q_o = 0.4(0.80 \text{ ton} / \text{m}^3)(1\text{m})(10.02) + 1.3(16.3 \text{ ton} / \text{m}^2)(22.28) + (0.8 \text{ ton} / \text{m}^3)(1.5\text{m})(10.62)$$

$$q_o = 488.06 \text{ ton} / \text{m}^2$$

Capacidad portante neta última

$$q_{on} = q_o - \gamma_s * D$$

$$q_{on} = 488.06 \text{ ton} / \text{m}^2 - (0.8 \text{ ton} / \text{m}^3 * 1.5\text{m})$$

$$q_{on} = 486.86 \text{ ton} / \text{m}^2$$

Valor sopote

$$V_s = \frac{q_{on}}{FS} = \frac{486.86 \text{ ton} / \text{m}^2}{5}$$

$$V_s = 97.37 \text{ ton} / \text{m}^2$$

Sin embargo, debido a lo encontrado en antiguas memorias de cálculo utilizaremos un valor soporte de $30.00 \text{ ton} / \text{m}^2$, el cual representa el 30.81% de el valor soporte encontrado.

2.2.4 Estudio hidrológico e hidráulico

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.

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.

2.2.4.1. Método de sección-pendiente

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

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

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

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

Donde:

V = Velocidad en m / seg.

R = Radio Hidráulico (área / perímetro mojado).

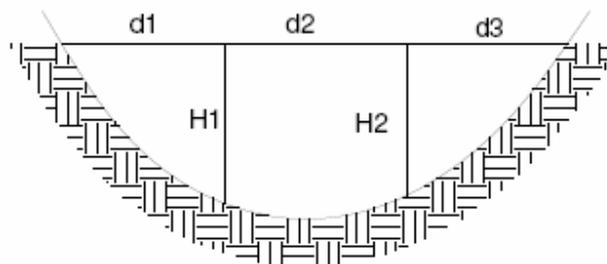
S = Pendiente.

n = Coeficiente de rugosidad.

A = Área de desalojo.

PM = Perímetro mojado.

Figura 53. Área de la sección del río



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

$$A = \left(\frac{3.63 + 2.17}{2} \right) * 1.1 + \left(\frac{2.17 + 3.52}{2} \right) * 0.95$$

$$A = 5.89m^2$$

$$PM = 4 + 2(0.68) = 5.36m$$

2.2.4.2. Cálculo del caudal máximo

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

Pendiente para el caudal máximo	3.32 %
Altura de crecida	1.10 m
Área de desalojo	5.89m ²
Coefficiente de rugosidad	0.20
Perímetro mojado	5.36 m

Cálculos:

$$R = \frac{5.89}{5.36} = 1.0988$$

$$V = \frac{1}{0.20} \left[(1.0988)^{2/3} * (0.0332)^{1/2} \right] = 0.97 m/s$$

$$Q = V * A$$

$$Q = (0.97)(5.89) = 5.71 m^3/s$$

2.2.5 Descripción general de la alternativa propuesta

El puente se construirá en la aldea Uluma del municipio de Santa Catarina Mita, Jutipa y estará destinado a salvar el riachuelo de Uluma, cubrirá una luz entre apoyos de 12.00 m y será de una vía con un ancho de rodadura de 4.00 m y un ancho total de 5.00 m. Estará conformado por una superestructura de concreto armado, conformada por una losa plana, banquetas, tres vigas principales y dos diafragmas. La subestructura estará conformada por estribos de concreto ciclópeo y vigas de apoyo de concreto armado. En la figura 54 podemos hacer evidente la necesidad de un puente en la localidad para facilitar el libre paso vehicular.

Figura 54. Imagen del riachuelo de Uluma.



2.2.6 Datos y especificaciones de diseño

Luz libre	12.00 m.
Luz eficaz	11.10 m.
Ancho total	5.00 m.
Ancho útil	4.00 m.
Esfuerzo máximo del concreto	(f'c) 210 kg / cm ²
Esfuerzo máximo del acero	(Fy) 2,810.00 kg. / cm ²

Peso volumétrico del concreto ciclópeo	(Wcc) 2,700.00 kg. / cm ²
Peso volumétrico del concreto armado	(Wc) 2,400.00 kg. / cm ²
Capacidad soporte del suelo	(Vs) 30,000.00 kg. / cm ²
Profundidad de la cimentación	(H) 3.00 m.
Sobrecarga (Eje más pesado H15-44)	12,000.00 lbs.

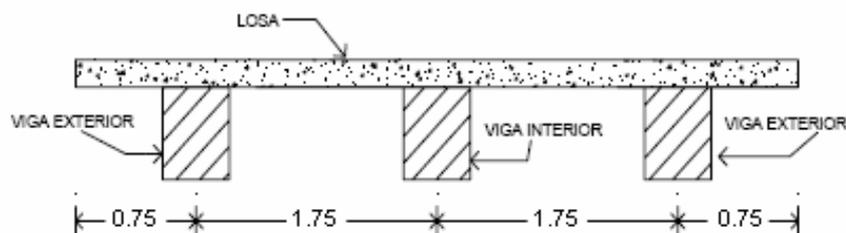
2.2.7 Diseño de la superestructura

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

2.2.7.1 Análisis y diseño de losa

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

Figura 55. Sección transversal de la losa



- **Losa entre vigas**

Según AASHTO 1.3.2, la luz de diseño para la losa es igual a la luz libre; de acuerdo con la geometría adoptada en el diseño del puente es de 1.75 m.

2.2.7.1.1 Cálculo del espesor de la losa

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

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

Donde:

t = Espesor de la losa (m)

S= Distancia libre entre vigas (m)

Datos:

L= Losa libre entre vigas (asumiendo un ancho de viga de 0.50 m \Rightarrow 1.25 m).

$$t = \frac{1.20(1.25 + 3.05)}{30} \geq 0.15m$$

$$t = 0.172m \geq 0.15m$$

$$t = 0.172m \approx 0.20m$$

Se usará un espesor de la losa de 0.20 m.

2.2.7.1.2 Cálculo del peralte

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

Tomando varilla No. 4 G 40:

$$d = t - R - \frac{\phi}{2}$$

Donde:

d = Peralte efectivo en m.

t = Espesor de la losa en m.

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

Φ = Diámetro de la varilla usada (No. 4).

Cálculo:

$$d = 0.20 - 0.025 - \frac{0.0127}{2}$$

$$d = 0.1686m \approx 16.86cm$$

2.2.7.1.3 Cálculo de momentos y esfuerzos

Integración de carga muerta

Losa:

$$W_{Losa} = W_C * t * 1$$

$$W_{Losa} = 2400 * 0.2 * 1 = 480kg/m$$

Poste:

$$W_{Poste} = W_C * A_{Poste}$$

$$W_{Poste} = 2400(0.15)(0.15) = 54kg/m$$

Banqueta:

$$W_{Banqueta} = W_C hb$$

$$W_{Banqueta} = 2400(0.20)(0.50) = 240kg/m$$

Baranda:

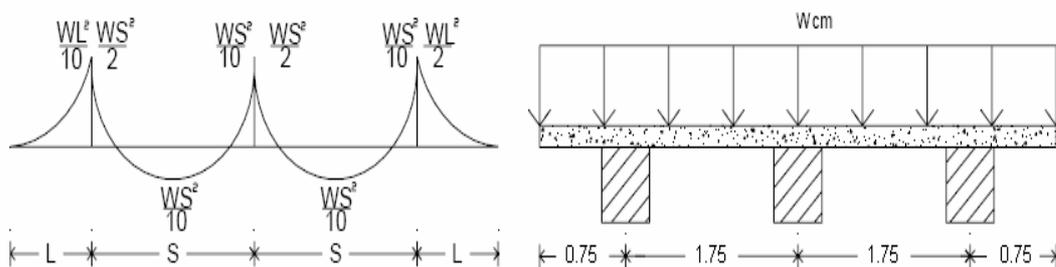
$$W_{Baranda} = 12(\text{Especificación del fabricante}) = 12kg/m$$

Nota: Se calcula el peso de la losa para un valor unitario donde la base se toma $b = 1m$.

$$W_{CM} = 480 + 54 + 240 + 12 = 786kg/m$$

- **Momento por carga muerta**

Figura 56. Diagrama de momento en losa



El momento debido a la carga muerta se obtiene por medio de la fórmula siguiente:

$$M_{CM} = \frac{W_{CM} * S^2}{10} \quad \text{o} \quad M_{CM} = \frac{W_{CM} * L^2}{2}$$

Donde:

M_{CM} = Momento carga muerta

W_{CM} = carga muerta última

S = luz libre entre vigas

L = Luz de voladizo

Cálculo:

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

$$M_{CM} = \frac{480 * 1.75^2}{10}$$

$$M_{CM} = 147 \text{kg} - \text{m}$$

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

$$M_{CM} = \frac{786 * 0.75^2}{2}$$

$$M_{CM} = 221 \text{kg} - \text{m}$$

Basándonos en las normas, se tiene que hacer uso de la mayor carga que ejerce mayor momento por ser el más crítico, para el cual se toma el valor de:

$$M_{CM} = 221 \text{kg} - \text{m}$$

- **Momento por carga viva**

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

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

Donde:

S = luz libre entre vigas (pies)

P = peso del eje más pesado (lb)

Peso de eje más pesado P = 12,000lb

$$M_{CV} = \left[\frac{0.8(4.1 + 2)}{30} \right] * 12000$$

$$M_{CV} = 1952 \text{ lb} - \text{ft} \approx 270.51 \text{ kg} - \text{m}$$

- **Momento debido al impacto**

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

$$I = \frac{15.24}{S + 38}$$

Donde:

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

S = longitud del tramo donde la carga produce el máximo esfuerzo

$$I = \frac{15.24}{1.25 + 38} = 0.387$$

Como $38.7\% > I_{\max}$ entonces utilizar $I_{\max} = 30\%$

Entonces será tomado este valor para el cálculo del momento de impacto ya que el valor que se obtuvo en la fórmula es mayor, además entre mas grande es el claro, menor es el impacto.

- **Cálculo del momento último**

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

$$M_U = 1.30 \left[M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV} * I) \right]$$

$$M_U = 1.30 \left[221 + \frac{5}{3} (270.51 * 1.30) \right]$$

$$M_U = 1049.24 \text{ Kg-m}$$

2.2.7.1.4 Cálculo del refuerzo

2.2.7.1.4.1 Refuerzo transversal principal en la cama inferior

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

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

$$A_s = 0.85 \frac{f'cbd}{F_y} - \sqrt{\frac{(0.85 f'cbd)^2 - \frac{1.7}{0.9} (f'cbM_u)}{F_y^2}}$$

Donde:

A_s = Área de acero en cm^2 .

$f'c$ = Módulo de fluencia del concreto en kg / cm^2

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

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

b = Base de 1.00 m.

d = Peralte efectivo en m.

Datos:

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

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

$M_u = 104924 \text{ kg} - \text{cm}$.

$b = 100 \text{ cm}$

$d = 16.86 \text{ cm}$

Cálculo:

$$A_s = 0.85 \frac{(210 * 100 * 16.86)}{2810} - \sqrt{\frac{(0.85 * 210 * 100 * 16.86)^2 - \frac{1.7}{0.9} (210 * 100 * 104924)}{(2810)^2}}$$

$$A_s = 2.49 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero mínima:**

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

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{2810} (100 * 16.86)$$

$$A_{s_{\min}} = 8.46 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero máxima:**

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

Donde:

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

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

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

Calculo:

$$\rho_{bal} = (0.90)(0.85)(2.06 \times 10^6) \frac{0.003(210)}{2810(0.003(2.06 \times 10^6) + 2810)}$$

$$\rho_{bal} = 0.0391$$

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

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

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

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

Las normas ACI 318-05 indican:

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

El área calculada tiene que ser mayor que el área de acero mínima y mayor que el área de acero máxima. Como no cumple, ya que el área mínima es mayor que el área calculada, se usará el valor del área de acero mínimo ($A_{s_{min}} = 8.46 \text{ cm}^2$).

Distribución de varillas

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

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

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

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

2.2.7.1.4.2 Refuerzo transversal principal en la cama superior

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

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

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

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

Usar varilla No. 4 G40 @ 30 cm. (cama superior).

2.2.7.1.4.3 Refuerzo longitudinal para cama superior y cama inferior

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

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

Donde:

S= Espaciamiento entre vigas en pies (4.1 pies = 1.50 m)

FL = Factor longitudinal (FL ≤ 0.67)

$$FL = \frac{2.20}{\sqrt{4.1}} = 1.08 > 0.67$$

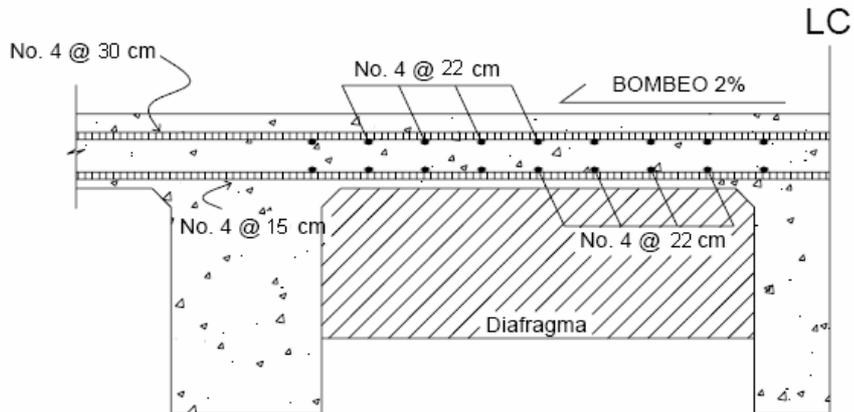
$$A_s = 0.67 * 8.46 = 5.67\text{cm}^2$$

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

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

Usar varilla No. 4 G40 @ 22 cm.

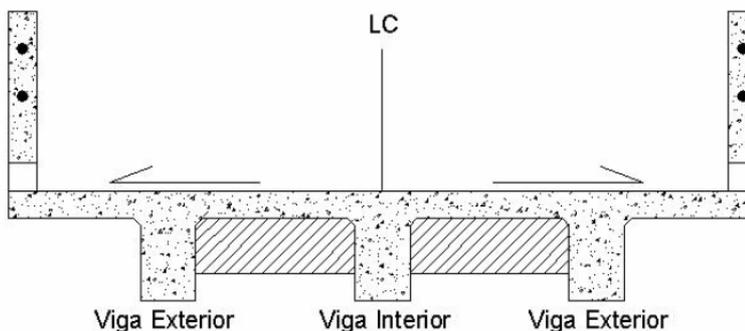
Figura 57. Distribución de refuerzo longitudinal y transversal de losa



2.2.7.2 Análisis y diseño de vigas

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

Figura 58. Sección transversal de la superestructura



2.2.7.2.1 Dimensionamiento de la viga interior y exterior

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

Luz a línea central de apoyos		$Lca = 11.60 \text{ m.}$
Luz libre		$LI = 11.10 \text{ m.}$
Luz eficaz		$Le = 12.00 \text{ m.}$
Peralte	$d = 8\% Lca$	$d = 0.08 * 11.60 = 0.928 \approx 0.90 \text{ m.}$
Base	$b = \frac{1}{2} d$	$b = 0.5(0.90) = 0.45 \approx 0.50 \text{ m}$

La base se incrementa a $b=0.50\text{m}$, para que el refuerzo a colocar pueda satisfacer las especificaciones respecto a recubrimiento y separación de las barras paralelas.

- **Predimensionamiento de diafragma**

$$\text{Diafragma interior} = \frac{3}{4} H_{\text{viga}} = 0.75(0.90 - 0.20) = 0.525 \text{ m} \approx 55 \text{ cm}$$

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

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

2.2.7.2.2. Factor de distribución

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

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

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

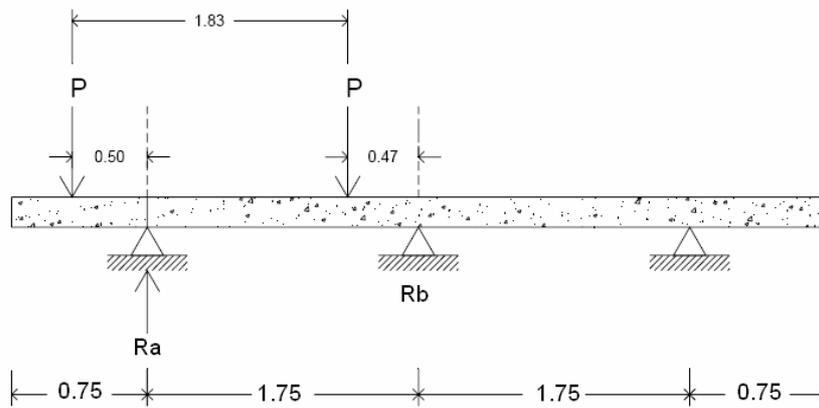
Donde:

S = espaciamiento entre vigas en pies a ejes.

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

Figura 59. Distribución de distancias, cargas para cálculo de factor de distribución.

- **Viga exterior**



$$\sum M_B = 0$$

$$1.75R_a - 2.30P - 0.47P = 0$$

$$1.75R_a = 2.77P$$

$$R_a = FD_{Ex} = 1.58P$$

- **Viga interior**

Como el puente es de una vía, se toma $\frac{S}{6.5}$, donde $S = 1.75\text{m} = 5.74\text{pie}$.

$$FD = \frac{5.74}{6.5} = 0.88$$

2.2.7.2.3 Cálculo de momentos

2.2.7.2.3.1 Momento por carga viva

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

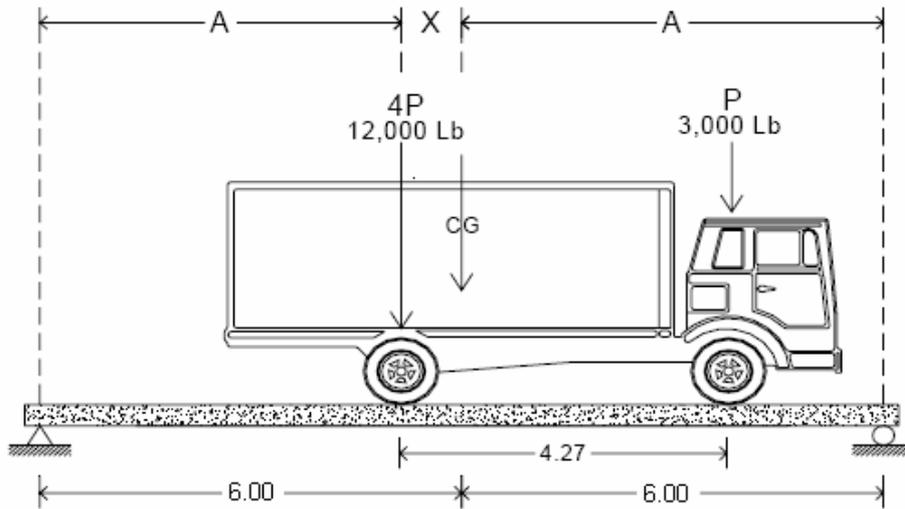
- a. Carga de camión
- b. Carga de pista.

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

Como el camión puede ocupar cualquier posición dentro de la superestructura, se recomienda que se analice el caso para calcular el efecto que las ruedas del camión producen en las vigas. Para este tipo de carga, debe primero utilizarse las tablas de AASHTO 3.23.1., para determinar la distribución de la carga de camión en las vigas.

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

Figura 60. Diagrama de camión en el lugar crítico A.



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

Encontrando centro de gravedad (CG).

$$4P = 12,000 \text{ lbs} = 5,454.55 \text{ Kg}$$

$$P = 3,000 \text{ lbs} = 1,363.64 \text{ Kg}$$

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

$$5454.55X - 1363.64(4.27 - X) = 0$$

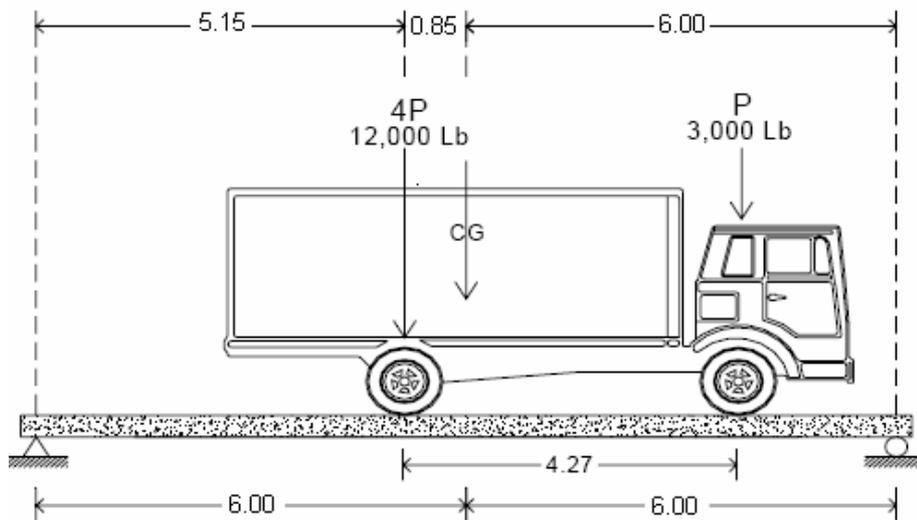
$$X = 0.85m$$

Encontrando A:

$$A + X = 6$$

$$A = 5.15\text{m}$$

Figura 61. Diagrama de camión en el lugar crítico B.



Ya se ha encontrado el valor de X y de A, ahora se procederá al cálculo del valor de las reacciones en los apoyos R_1 y R_2 , para calcular al momento máximo.

Cálculo de reacciones R_1 y R_2

$$4P = 12,000 \text{ lbs} = 5,454.55 \text{ kg}$$

$$P = 3,000 \text{ lbs} = 1,363.64 \text{ kg}$$

$$\sum M_{R_1} = 0$$

$$\sum M_{R_1} = -4p(5.15) - P(5.15 + 4.27) + R_2(12) = 0$$

$$\sum M_{R_1} = -(5454.55)(5.15) - (1363.64)(9.42) + R_2(12) = 0$$

$$R_2 = 3411.37\text{kg}$$

$$\sum F_y = 0 \uparrow +$$

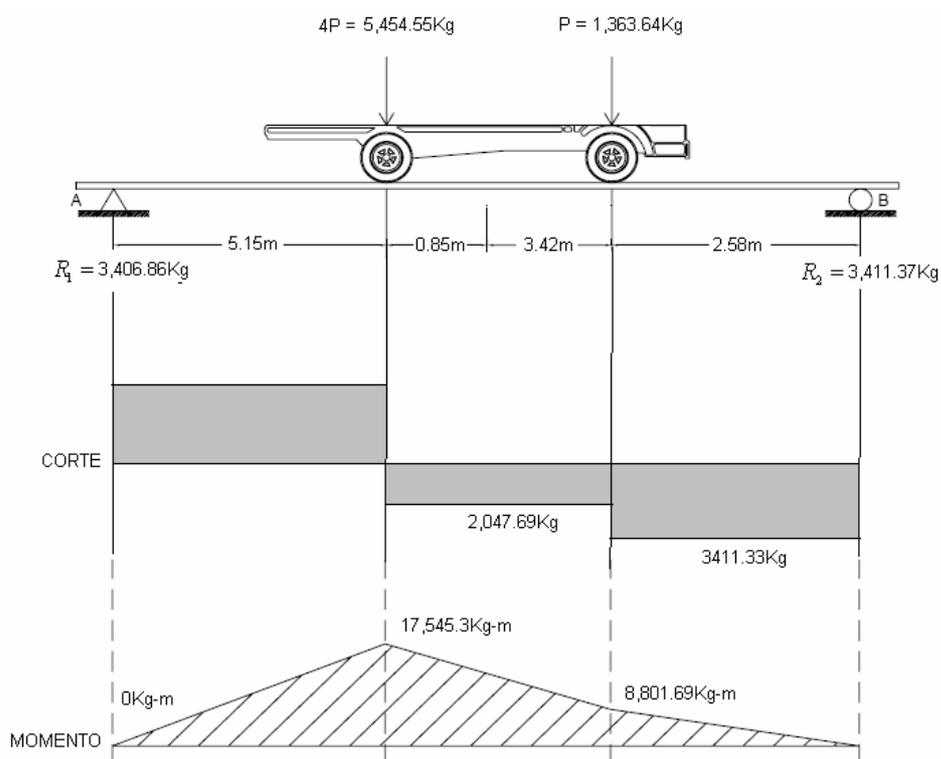
$$\sum F_y = R_1 + R_2 - P_{CG}$$

$$\sum F_y = R_1 + 3411.37 - 6818.19$$

$$R_1 = 3406.82 \text{ kg.}$$

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

Figura 62. Diagrama de corte y momento producido por carga viva.



$$M_{Viva(max)} = 17,545.3 \text{ kg} - m$$

$$M_{Viva(\frac{1}{4})} = 10,220.6 \text{ kg} - m$$

2.2.7.2.3.2 Momento debido al impacto

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

Donde:

L = Luz de viga en metros.

I = Carga de impacto.

$$I = \frac{15.24}{(12+38)} = 0.3048 > 0.30, \text{ tomar } I = 0.30 \text{ el cual corresponderá al 30\%}$$

El valor máximo permisible es 30% según las normas AASHTO, entonces será tomado este valor para el cálculo del momento de impacto, ya que el valor que se obtuvo en la fórmula es mayor, además entre más grande es el claro, menor es el impacto.

$$M_{Viga} = M_{CV} * I * FD$$

Donde:

M_{cv} = Momento generado por carga viva.

I = Factor de impacto

FD = Factor de distribución.

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

$$M_{\text{impacto viga exterior (máximo)}} = 17,545.3 * 1.30 * 1.58 = 36,038.0 \text{kg} - m$$

$$M_{\text{impacto viga exterior (3m)}} = 10,220.6 * 1.30 * 1.58 = 20,993.1 \text{kg} - m$$

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

$$M_{\text{impacto viga interior (máximo)}} = 17,545.3 * 1.30 * 0.88 = 20,071.8 \text{kg} - m$$

$$M_{\text{impacto viga interior (3m)}} = 10,220.6 * 1.30 * 0.88 = 11,692 \text{kg} - m$$

2.2.7.2.4 Diseño de viga interna

2.2.7.2.4.1 Cálculo de momentos generado por carga muerta

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

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

Donde:

W = Carga muerta.

L = Longitud total del puente.

P = Carga que transmiten los diafragmas.

a = Distancia del diafragma al apoyo.

Cálculo:

$$W_{CM} = (2,400)(0.2)(1) + (2,400)(0.5)(0.7) = 1,342.0 \text{ kg / m}$$

$$P = 396.0 \text{ kg / m} * 1.5 = 594 \text{ kg}$$

$$M_{Muerto(max)} = \left[\frac{(1,342.0)(12)^2}{8} \right] + \left(594 * 2 * \frac{12}{3} \right)$$

$$M_{Muerto(max)} = 28,908.00 \text{ kg} - m$$

$$M_{Muerto(L/4)} = \left[\frac{(1,342.0)(9)^2}{8} \right] + \left(594 * 2 * \frac{12}{3} \right)$$

$$M_{Muerto(L/4)} = 18,339.8 \text{ kg} - m$$

- **Momento actuante en la viga interna**

$$M_U = 1.3 \left(M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV} * I * FD) \right)$$

$$M_U = 1.3 \left(28,908.0 + \frac{5}{3} (20,071.8) \right)$$

$$M_U = 81,069.3 \text{ kg} - m$$

$$M_{L/4} = 1.3 \left(M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV} * I * FD) \right)$$

$$M_{L/4} = 1.3 \left(18,339.8 + \frac{5}{3} (11,692.4) \right)$$

$$M_{L/4} = 49,175.3 \text{ kg} - m$$

2.2.7.2.4.2 Cálculo del refuerzo de la viga

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

Datos:

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

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

$$Mu = 8,106,930 \text{ kg. - cm.}$$

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

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

$$As = 0.85 \frac{(210 * 50 * 85)}{2810} - \sqrt{\frac{(0.85 * 210 * 50 * 85)^2 - \frac{1.7}{0.9} (210 * 50 * 8,106,930)}{(2810)^2}}$$

$$As = 40.80 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero mínima:**

$$As_{\min} = \frac{14.1}{Fy} bd$$

$$As_{\min} = \frac{14.1}{2810} (50 * 85)$$

$$As_{\min} = 21.33 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero máxima:**

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

Donde:

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

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

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

Cálculo:

$$\rho_{bal} = (0.90)(0.85)(2.06 \times 10^6) \frac{0.003(210)}{2810(0.003(2.06 \times 10^6) + 2810)}$$

$$\rho_{bal} = 0.0391$$

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

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

$$A_{s_{max}} = 0.5(0.0391)(50)(85)$$

$$A_{s_{max}} = 83.09 \text{cm}^2$$

Las normas ACI 318-05 indican:

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

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

Como el área de acero calculada cumple la condición estipulado por el

ACI, se usará el valor del área de acero calculado ($A_s = 40.80 \text{ cm}^2$).

• **Distribución de varillas**

Cama inferior:

Se tiene que el área de acero a flexión es 40.80 cm^2 , y para la distribución del acero se utilizará varilla de la siguiente manera:

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

$$\left. \begin{array}{l} 5.07 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 1 \text{ var} \\ 40.80 \text{ cm}^2 \text{ ----- } X \end{array} \right\} X = 8.05 \Rightarrow 9 \text{ var}$$

Usar 9 varilla No. 8 G40 (cama inferior).

Cama superior:

$33\% * A_s = 0.33(40.80 \text{ cm}^2) = 10.16 \text{ cm}^2$, como es menor $A_{s_{\min}}$ se debe usar:

$$A_{s_{\min}} = 21.33 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} 5.07 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 1 \text{ var} \\ 21.33 \text{ cm}^2 \text{ ----- } X \end{array} \right\} X = 4.20 \Rightarrow 5 \text{ var}$$

Usar 5 varilla No. 8 G40 (cama superior).

Refuerzo adicional:

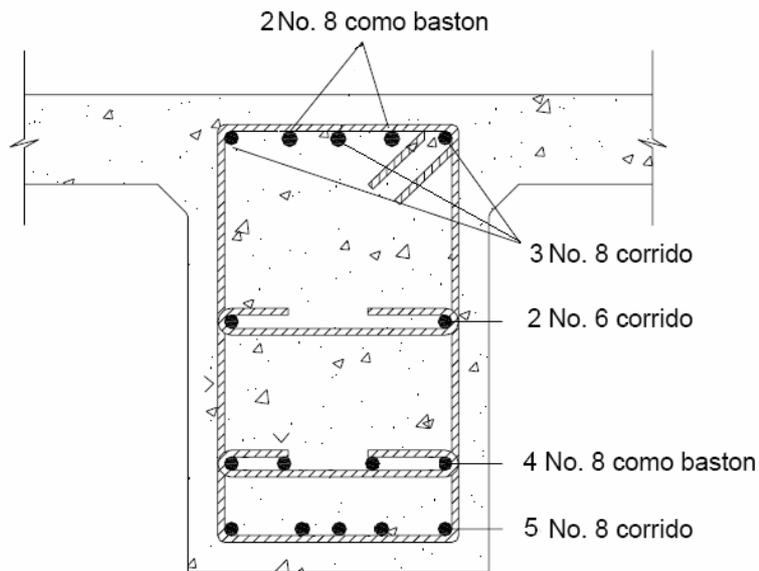
Se colocará un refuerzo adicional de 0.25 plg^2 por cada pie de alto (5.37 cm^2 por metro de alto). Utilizando varilla No. 6 (2.85 cm^2)

$$R_{Ad} = (0.90 \text{ cm}^2)(5.37 \text{ cm}^2) = 4.83 \text{ cm}^2:$$

$$\left. \begin{array}{l} 2.85 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 1 \text{ var} \\ 4.83 \text{ cm}^2 \text{ ----- } X \end{array} \right\} X = 1.70 \Rightarrow 2 \text{ var}$$

Usar 2 varilla No. 6 G40 (para refuerzo adicional)

Figura 63. Detalle de refuerzo viga interna parte central



Cálculo del refuerzo de la viga interna a $L/4$ del apoyo

Para el diseño del refuerzo a 3m del apoyo se utilizará el mismo método que se utilizó para el centro de la viga.

$$M_{L/4} = 4,917,530 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$A_{s_{\min}} = 21.33\text{cm}^2$$

$$A_s = 23.94\text{cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 83.09\text{cm}^2$$

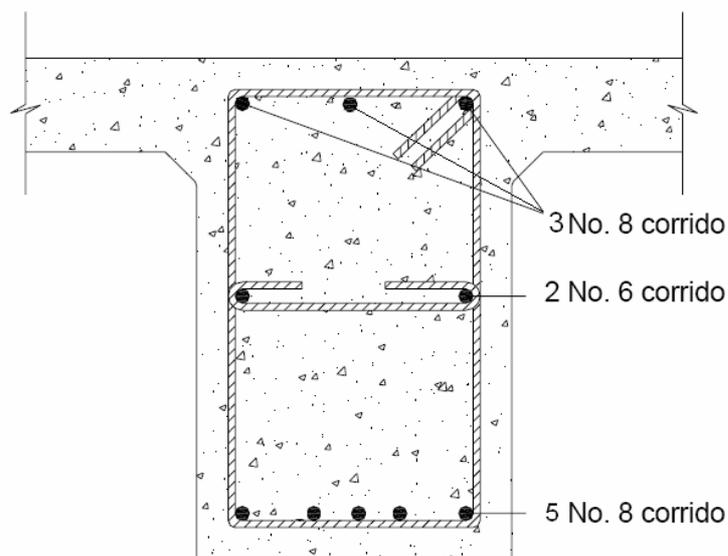
$$A_{s_{\min}} \leq A_s \leq A_{s_{\max}}$$

Refuerzo a flexión: se sabe que el acero a flexión será de 23.94cm^2 y se utilizará varilla No. 8 (5.07cm^2), de la siguiente manera:

$$\left. \begin{array}{l} 5.07\text{cm}^2 \text{ ----- } 1 \text{ var} \\ 23.94\text{cm}^2 \text{ ----- } X \end{array} \right\} X = 4.72 \Rightarrow 5 \text{ var}$$

Usar 5 varilla No. 8 G40 (para refuerzo a flexión)

Figura 64. Detalle de refuerzo viga interna a L/4 del apoyo



2.2.7.2.4.3 Diseño a corte

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

- **Corte debido a carga muerta**

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

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

Donde:

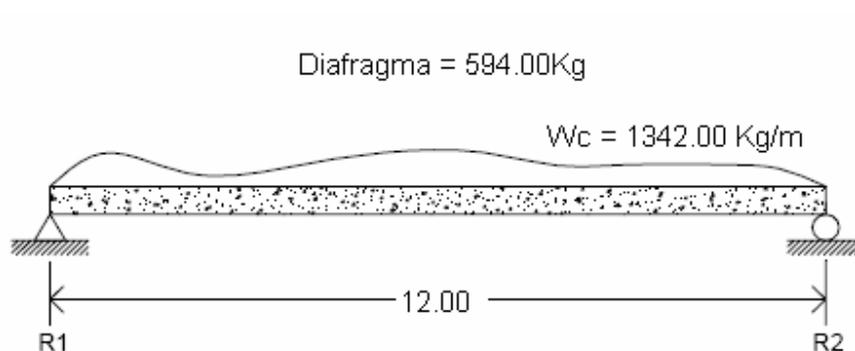
W = Carga distribuida debido a la carga muerta de losa y diafragma

$W = 1,342.0 \text{ kg / m}$.

L = Longitud total de la viga = 12.00 m.

P = Peso de diafragma

Figura 65. Carga muerta para corte en viga interna



Cálculo:

$$V_{CM} = \frac{(1342)(12)}{2} + \frac{(594)(2)}{2}$$

$$R_1 = R_2 = V_{CM} = 8,646.00 \text{ kg}$$

$$V_{(L/4)} = 8,646 - [1,342(3.00) + 594]$$

$$V_{(L/4)} = 4,026 \text{kg}$$

$$V_{(L/2)} = 8,646 - [1,342(6.00) + 594]$$

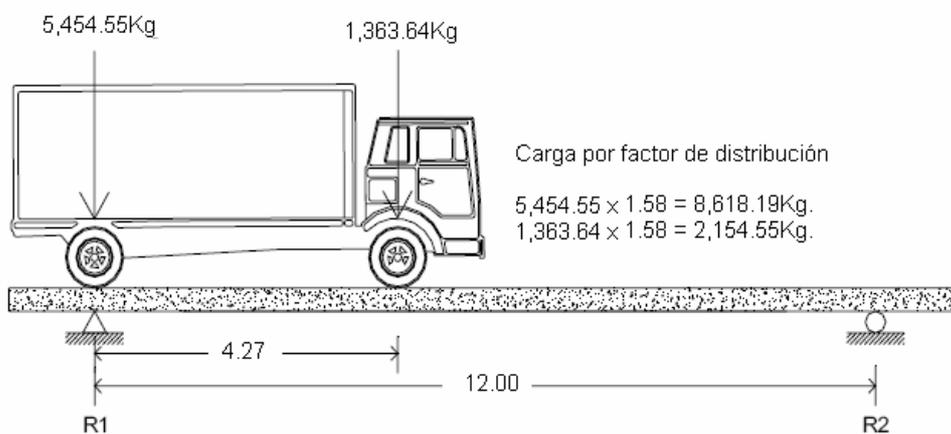
$$V_{(L/2)} = 0 \text{kg}$$

- **Corte debido a carga viva.**

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

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

Figura 66. Diagrama de cuerpo libre de carga viva para corte de viga interna.



Cálculo de reacciones R_1 y R_2

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

$$\sum M_{R_2} = R_1(12) - (8,618.19)(12) - (2,154.55)(12 - 4.27) = 0$$

$$R_1 = 10,006.10 \text{ kg} = V_{CV}$$

$$\sum F_Y = 0 \uparrow +$$

$$\sum F_Y = R_1 + R_2 - 8,618.19 - 2,154.55 = 0$$

$$\sum F_Y = 10,006.10 + R_2 - 8,618.19 - 2,154.55 = 0$$

$$R_2 = 766.64 \text{ kg}.$$

- **Corte por impacto**

$$V_I = V_{CV} \times I = 10,006.1 \times 1.30 = 13,007.9 \text{ kg}$$

- **Diseño a corte**

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

$$V_U = 1.3 \left[V_{CM} + \frac{5}{3} (V_{CV} * I) \right]$$

Cálculo:

$$V_{U_{\max}} = 1.3 \left[8646.0 + \frac{5}{3} (13,007.9) \right]$$

$$V_{U_{\max}} = 39,423.6Kg.$$

Cortante que resiste el concreto:

$$V_{CU} = 0.53\sqrt{f'c}.*bd$$

$$V_{CU} = 0.53\sqrt{210}.*(50)(85)$$

$$V_{CU} = 32,641.8kg$$

Cortante faltante (V_s):

$$V_s = V_U - V_{CU}$$

$$V_s = 39,423.6 - 32,641.8$$

$$V_s = 6,781.8kg.$$

Cálculo de espaciamiento:

$$S = \frac{2*\phi*Fy*d}{V_s}$$

Donde:

S = Espaciamiento de estribos.

Φ = Diámetro de varilla propuesto en cm².

d = Peralte efectivo en cm.

Vs = Cortante faltante en Kg.

$$S = \frac{2(1.27)(2810)(85)}{6,781.8}$$

$$S = 89.46\text{cm}$$

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{85}{2} = 42.5\text{cm} \Rightarrow 40\text{cm}$$

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

$$S_{L/4} = \frac{S_{\max}}{2} = \frac{40\text{cm}}{2} = 20\text{cm}$$

Para L/4 colocar estribos y eslabones de varilla No. 4 G40 @20cm

Figura 67. Detalle de estribos y eslabones viga interna parte central

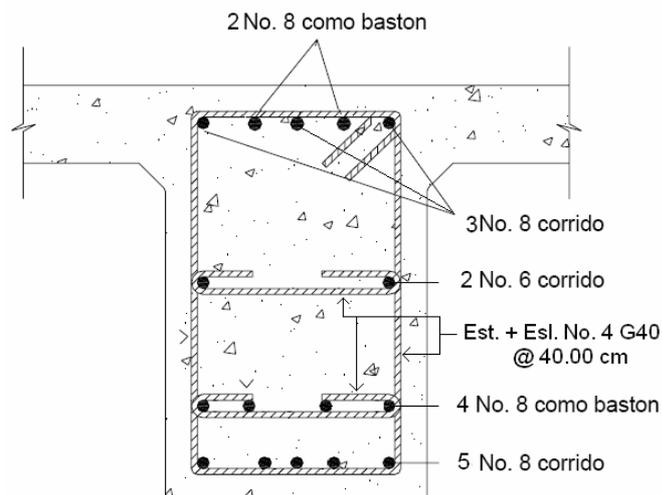
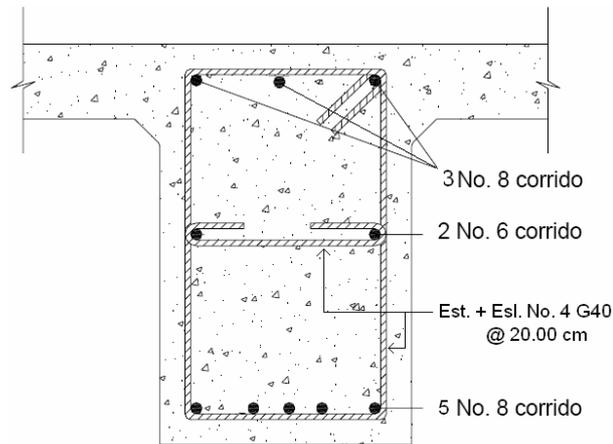


Figura 68. Detalle de armado de viga interna a L/4 del apoyo



2.2.7.2.5 Diseño de viga exterior

2.2.7.2.5.1 Cálculo de momentos:

- **Momento por carga muerta**

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

Cargas muertas

P1 = barandal	= 12.00 kg/m
P2 = poste	= 54.00 kg/m
P3 = acera	= 240.00 kg/m
P4 = losa voladizo	= 360.00 kg/m
P5 = losa interior	= 168.00 kg/m
P6 = peso de viga	= 1080.00 kg/m
ΣP_n	= 1914.00 kg/m

Peso de diafragma actuante en viga exterior = (594 kg)

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

Donde:

W = Carga muerta.

L = Longitud total del puente.

P = Carga que transmiten los diafragmas.

a = Distancia del diafragma al apoyo.

Cálculo:

$$M_{\max} = \frac{(1,914)(12)^2}{8} + (594)\left(\frac{12}{3}\right)$$

$$M_{\max} = 36,828kg - m$$

$$M_{(L/4)} = \frac{(1,914)(9)^2}{8} + (594)\left(\frac{12}{3}\right)$$

$$M_{(L/4)} = 21,755.30kg - m$$

- **Momento actuante en viga exterior**

$$M_U = 1.3\left(M_{CM} + \frac{5}{3}(M_{CV} * I * FD)\right)$$

$$M_U = 1.3\left(28,908.0 + \frac{5}{3}(36,038.0)\right)$$

$$M_U = 115,641.07kg - m$$

$$M_{L/4} = 1.3 \left(M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV} * I * FD) \right)$$

$$M_{L/4} = 1.3 \left(21,755.30 + \frac{5}{3} (20,993.1) \right)$$

$$M_{L/4} = 73,766.94 \text{ kg} - \text{m}$$

2.2.7.2.5.2 Cálculo del refuerzo de la viga

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

Datos:

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

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

$$Mu = 11,564,107.0 \text{ Kg} - \text{cm}.$$

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

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

Cálculo:

$$As = 0.85 \frac{(210 * 50 * 85)}{2810} - \sqrt{\frac{(0.85 * 210 * 50 * 85)^2 - \frac{1.7}{0.9} (210 * 50 * 11,564,107)}{(2810)^2}}$$

$$As = 60.59 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero mínima:**

$$As_{\min} = \frac{14.1}{Fy} bd$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{2810} (50 * 85)$$

$$A_{s_{\min}} = 21.33 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero máxima:**

$$\rho_{bal} = 0.0391$$

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

$$A_{s_{\max}} = \rho_{bal} b d$$

$$A_{s_{\max}} = 0.5(0.0391)(50)(85)$$

$$A_{s_{\max}} = 83.09 \text{ cm}^2$$

Las normas ACI 318-05 indican:

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

- **Distribución de varillas**

Cama inferior:

Se tiene que el área de acero a flexión es 60.59 cm^2 , y para la distribución del acero se utilizará varilla de la siguiente manera:

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

$$\left. \begin{array}{l} 5.07cm^2 \text{ -----1 var} \\ 60.59cm^2 \text{ -----X} \end{array} \right\} X = 11.95 \Rightarrow 12 \text{ var}$$

Usar 12 varilla No. 8 G40 (cama inferior).

Cama superior:

$33\% * A_s = 0.33(60.59cm^2) = 19.99cm^2$, como es menor $A_{s_{min}}$ se debe usar:

$$A_{s_{min}} = 21.33cm^2$$

$$\left. \begin{array}{l} 5.07cm^2 \text{ -----1 var} \\ 21.33cm^2 \text{ -----X} \end{array} \right\} X = 4.20 \Rightarrow 5 \text{ var}$$

Usar 5 varilla No. 8 G40 (cama superior).

Refuerzo adicional:

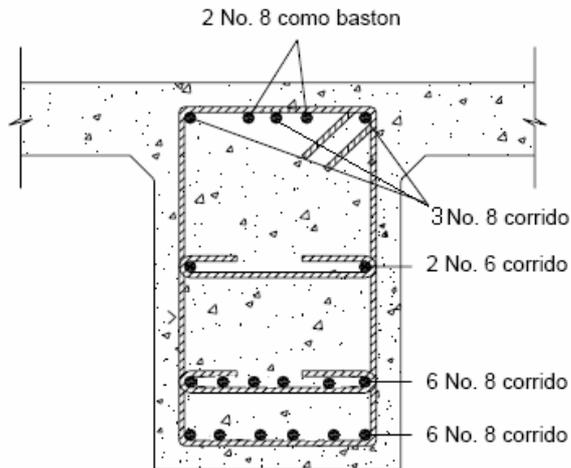
Se colocará un refuerzo adicional de 0.25 plg^2 por cada pie de alto ($5.37cm^2$ por metro de alto). Utilizando varilla No. 6 ($2.85cm^2$)

$$R_{Ad} = (0.90cm^2)(5.37cm^2) = 4.83cm^2:$$

$$\left. \begin{array}{l} 2.85cm^2 \text{ -----1 var} \\ 4.83cm^2 \text{ -----X} \end{array} \right\} X = 1.70 \Rightarrow 2 \text{ var}$$

Usar 2 varilla No. 6 G40 (para refuerzo adicional)

Figura 69. Detalle de refuerzo viga exterior parte central



Calculo del refuerzo de la viga interna a L/4 del apoyo

Para el diseño del refuerzo a 3m del apoyo se utilizará el mismo método que se utilizó para el centro de la viga.

$$M_{L/4} = 73,766.94 \text{ kg} - \text{m}$$

$$A_{s_{\min}} = 21.33 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 36.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 83.09 \text{ cm}^2$$

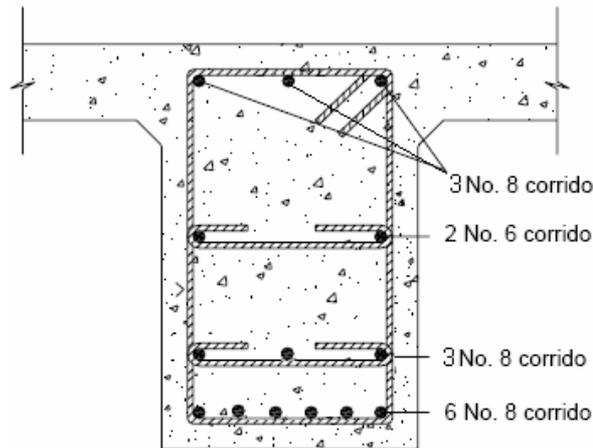
$$A_{s_{\min}} \leq A_s \leq A_{s_{\max}}$$

Refuerzo a flexión: se sabe que el acero a flexión será de 36.82 cm^2 y se utilizará varilla No. 8 (5.07 cm^2), de la siguiente manera:

$$\left. \begin{array}{l} 5.07 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 1 \text{ var} \\ 36.82 \text{ cm}^2 \text{ ----- } X \end{array} \right\} X = 7.26 \Rightarrow 8 \text{ var}$$

Usar 8 varilla No. 8 G40 (para refuerzo a flexión)

Figura 70. Detalle de refuerzo viga externa a (L/4) m del apoyo



2.2.7.2.5.3 Diseño a corte

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

• Corte debido a carga muerta

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

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

Donde:

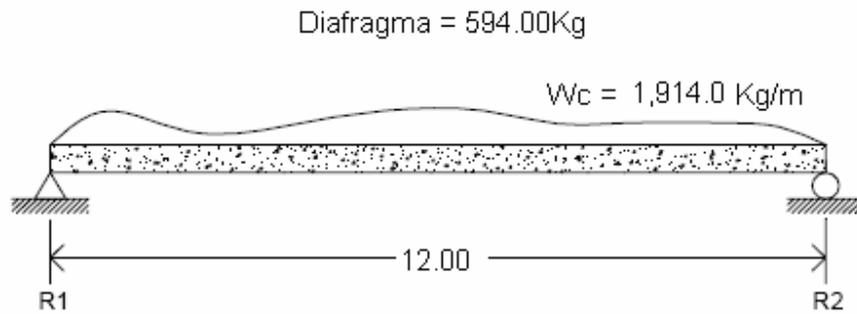
W = Carga distribuida debido a la carga muerta de losa y diafragma

W = 1914.0 kg/m

L = Longitud total de la viga = 12.00 m.

P = Peso de diafragma

Figura 71. Carga muerta para corte en viga externa



Cálculo:

$$V_{CM} = \frac{(1,914)(12)}{2} + \frac{(594)(2)}{2}$$

$$R_1 = R_2 = V_{CM} = 12,078.00kg$$

$$V_{(L/4)} = 12,078 - [1,914(3.00) + 594]$$

$$V_{(L/4)} = 5,742.0kg$$

$$V_{(L/2)} = 12,078 - [1,914(6.00) + 594]$$

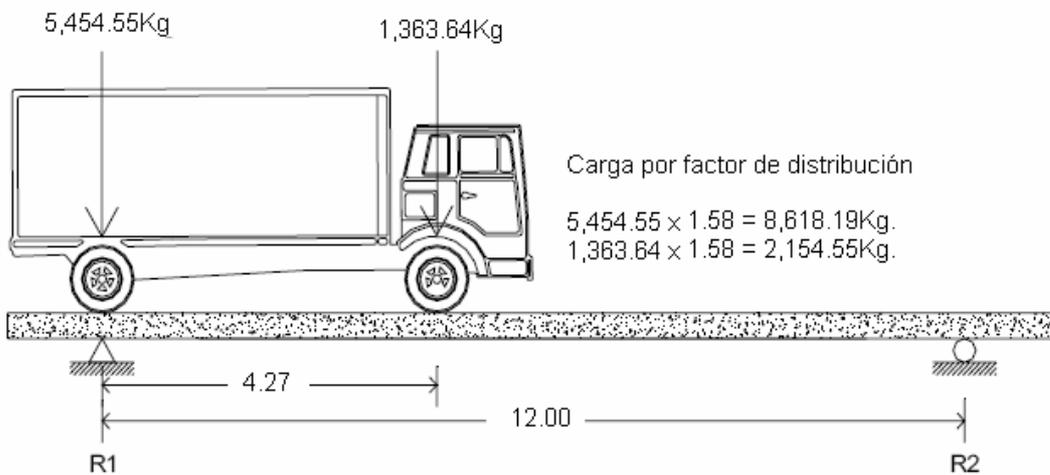
$$V_{(L/2)} = 0kg$$

- **Corte debido a carga viva.**

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

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

Figura 72. Diagrama de cuerpo libre de carga viva para corte de viga externa.



Cálculo de reacciones R_1 y R_2

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

$$\sum M_{R_2} = R_1(12) - (8,618.19)(12) - (2,154.55)(12 - 4.27) = 0$$

$$R_1 = 10,006.10 \text{ kg.} = V_{CV}$$

$$\sum F_y = 0 \uparrow +$$

$$\sum F_y = R_1 + R_2 - 8,618.19 - 2,154.55 = 0$$

$$\sum F_y = 10,006.10 + R_2 - 8,618.19 - 2,154.55 = 0$$

$$R_2 = 766.64kg.$$

- **Corte por impacto**

$$V_I = V_{cv} \times l = 10,006.1 \times 1.30 = 13,007.9 \text{ kg}$$

- **Diseño a corte**

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

$$V_U = 1.3 \left[V_{CM}; + \frac{5}{3} (V_{cv} * I) \right]$$

Cálculo:

$$V_{U \max} = 1.3 \left[12,078.00 + \frac{5}{3} (13,007.9) \right]$$

$$V_{U \max} = 43,885.18kg.$$

Cortante que resiste el concreto:

$$V_{CU} = 0.53 \sqrt{f'c} * bd$$

$$V_{CU} = 0.53 \sqrt{210} * (50)(85)$$

$$V_{CU} = 32,641.8kg$$

Cortante faltante (V_s):

$$V_s = V_U - V_{CU}$$

$$V_s = 43,885.18 - 32,641.8$$

$$V_s = 11,243.36 \text{ kg.}$$

Cálculo de espaciamiento:

$$S = \frac{2 * \phi * Fy * d}{V_s}$$

Donde:

S = Espaciamiento de estribos.

Φ = Diámetro de varilla propuesto en cm^2 .

d = Peralte efectivo en cm.

Vs = Cortante faltante en Kg.

$$S = \frac{2(1.27)(2810)(85)}{11,243.36}$$

$$S = 53.95 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{85}{2} = 42.5 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm}$$

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

$$S_{L/4} = \frac{S_{\max}}{2} = \frac{40 \text{ cm}}{2} = 20 \text{ cm}$$

Para L/4 colocar estribos y eslabones de varilla No. 4 G40 @20cm

Figura 73. Detalle de estribos y eslabones viga externa parte central

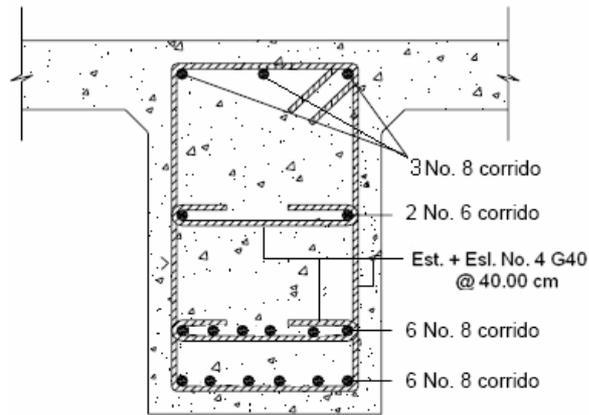
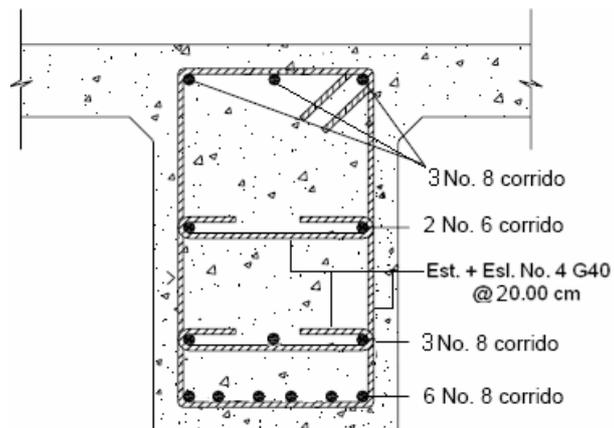


Figura 74. Detalle de refuerzo viga externa a (L/4) m del apoyo



2.2.7.2.6 Diseño de diafragma

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

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

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

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

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

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

• Refuerzo longitudinal

El refuerzo a colocar es el acero mínimo, en dos camas, superior e inferior. Se recomienda un refuerzo extra de 0.25 plg² por pie de alto (5.37 cm² por metro de alto), y un recubrimiento mínimo de 5.00 cm.

Cálculo del refuerzo:

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

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{2810} (30 * 55)$$

$$A_{s_{\min}} = 8.28 \text{ cm}^2$$

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

$$\left. \begin{array}{l} 2.85 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 1 \text{ var} \\ 8.28 \text{ cm}^2 \text{ ----- } X \end{array} \right\} X = 2.90 \Rightarrow 3 \text{ var}$$

Usar 3 varillas No. 6 G40 (cama inferior e inferior).

Cálculo de espaciamiento:

$$S_{\max} = 0.5d = 0.5(0.55) = 0.275 \text{ m}$$

Donde:

S = Espaciamiento de estribos

Colocar estribos y eslabones de varilla No. 4 G40 @25.0cm

Refuerzo adicional:

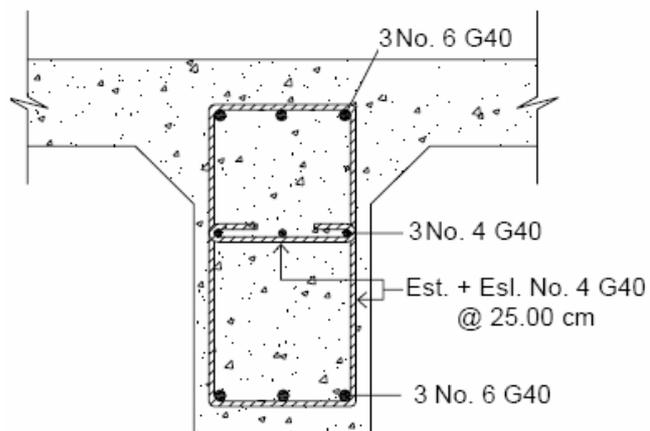
Se colocará un refuerzo adicional de 0.25 plg² por cada pie de alto (5.37cm² por metro de alto). Utilizando varilla No. 4 (1.27cm²)

$$R_{Ad} = (0.55\text{cm}^2)(5.37\text{cm}^2) = 2.95\text{cm}^2:$$

$$\left. \begin{array}{l} 1.27\text{cm}^2 \text{ ----- } 1 \text{ var} \\ 2.95\text{cm}^2 \text{ ----- } X \end{array} \right\} X = 2.32 \Rightarrow 3 \text{ var}$$

Usar 3 varilla No. 4 G40 (para refuerzo adicional)

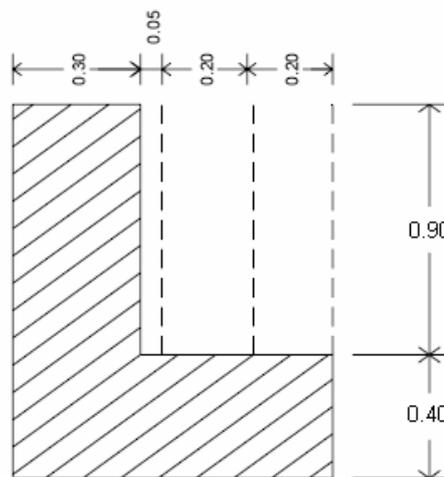
Figura 75. Detalle de armado de diafragma.



2.2.8 Diseño de la subestructura

2.2.8.1 Análisis y diseño de estructura de apoyo

Figura 76. Dimensiones de la cortina y viga de apoyo.



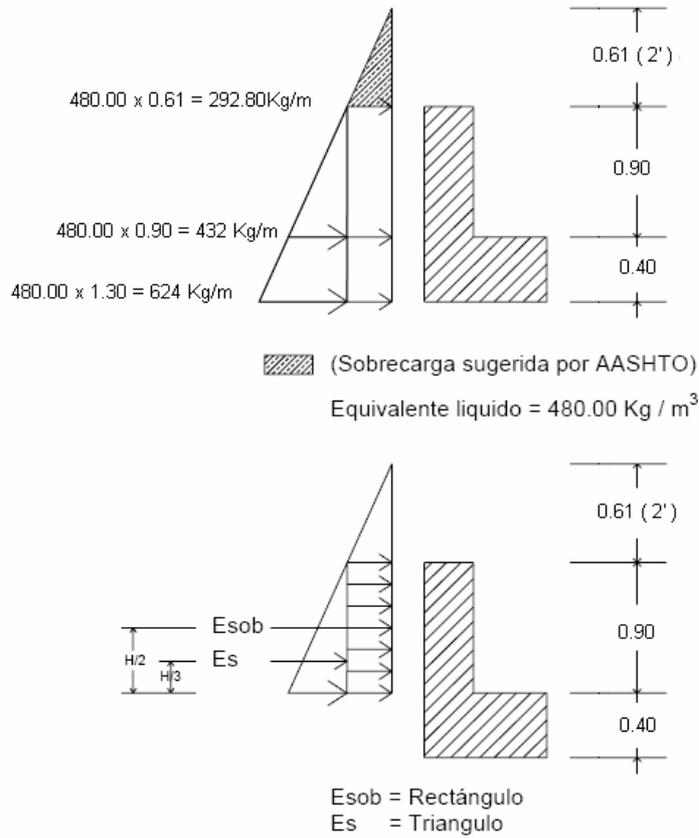
Se asume que la cortina está empotrada sobre la viga de apoyo. Para calcular el momento máximo de empotramiento, se utilizarán los siguientes grupos de cargas: según la AASHTO 1.2.22, los grupos III y VII.

Las fuerzas que intervienen en dichos grupos son:

2.2.8.1.1 Empuje de tierra (E)

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

Figura 77. Empuje sobre la cortina y viga de apoyo.



Cálculo de empuje:

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

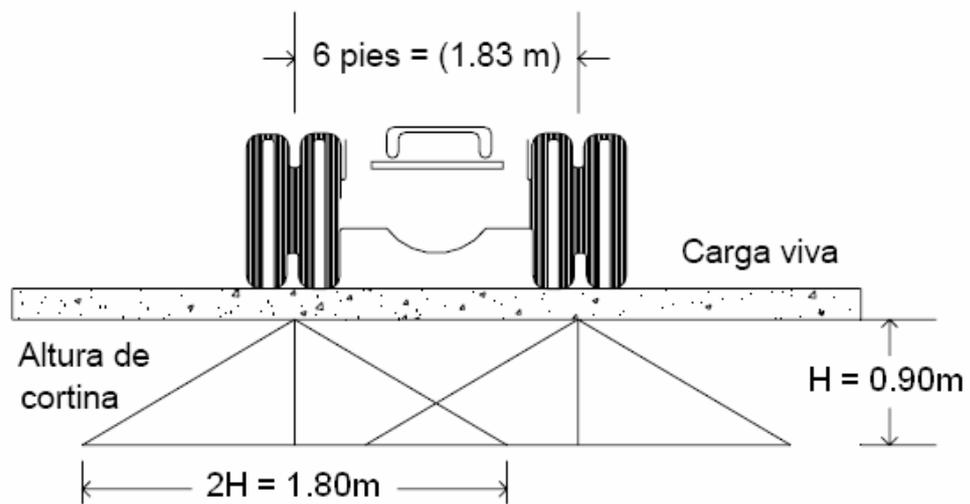
$$E = 457.92 \text{ Kg}$$

2.2.8.1.2 Fuerza longitudinal (FL)

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

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

Figura 78. Fuerza longitudinal en viga de apoyo (FL)



$$FL = \frac{(0.05)(6,818.19)}{2(0.90)}$$

$$FL = 189.39 \text{ kg/m}$$

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

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

2.2.8.1.3 Cálculo por sismo (EQ)

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

Peso propio de la cortina para 1.00 m de ancho.

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

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

$$\text{EQ} = 12\% \ W_{\text{cortina}}$$

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

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

2.2.8.1.4 Combinación de cargas para momento

Se sigue lo especificado en AASHTO 3.22.1

Para momentos:

Grupo III: 1.3 ($E_{\text{sob1}} + E_{\text{S1}} + \text{FL}_1$)

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

Para corte:

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

Grupo VII: 1.3 (E + EQ)

Donde:

E_s = Carga del suelo aplicada.

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

E_{sob} = Carga equivalente del rectángulo.

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

FL_1 = Momento de fuerza longitudinal.

EQ = Momento de fuerza de sismo.

Cálculo para momentos:

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

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

$$FL_1 = 189.39 \times 2.73 = 517.03 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$EQ = 77.76 \times 0.45 = 34.99 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

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

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

Grupo III: 1.3 (118.58 + 58.32 + 517.03)

Grupo III: 902.11Kg – m

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

Grupo VII: 1.3 (118.58 + 58.32 + 34.99)

Grupo VII: 275.46 Kg – m

Cálculo para corte:

Grupo III: 1.3 (E + FL)

Grupo III: 1.3 (457.92 + 189.39)

Grupo III: 841.53Kg

Grupo VII: 1.3 (E + EQ)

Grupo VII: 1.3 (457.92 + 77.76)

Grupo VII: 696.38 Kg

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

2.2.8.1.5 Cálculo del refuerzo

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

$$A_s = 0.85 \frac{f'cbd}{F_y} - \sqrt{\frac{(0.85 f'cbd)^2 - \frac{1.7}{0.9} (f'cbM_u)}{F_y^2}}$$

Donde:

A_s = Área de acero en cm^2 .

$f'c$ = Módulo de fluencia del concreto en kg / cm^2

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

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

b = Base en m.

d = Peralte efectivo en m.

Datos:

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

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

$$M_u = 90,211.0 \text{ kg – cm.}$$

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

$$d = 85 \text{ cm}$$

Cálculo:

$$A_s = 0.85 \frac{(210 * 30 * 85)}{2810} - \sqrt{\frac{(0.85 * 210 * 30 * 85)^2 - \frac{1.7}{0.9} (210 * 30 * 90,211)}{(2810)^2}}$$

$$A_s = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de acero mínima: } A_{s_{\min}} = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de acero máxima: } A_{s_{\max}} = 49.85 \text{ cm}^2$$

Las normas AC, indican:

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

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

- **Distribución de varillas**

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

$$\left. \begin{array}{l} 1.98cm^2 \text{ ----- } 1 \text{ var} \\ 12.8cm^2 \text{ ----- } X \end{array} \right\} X = 6.4 \Rightarrow 7 \text{ var}$$

Usar 7 varillas No. 5 G40, corridas.

2.2.8.1.6 Diseño a corte

$$V_u = \frac{841.53}{(30)(85)} = 0.33kg / cm^2$$

Corte que resiste el concreto:

$$V_{cu} = 0.53\sqrt{f'_c} * bd$$

$$V_{cu} = 0.53\sqrt{210} * (30)(85)$$

$$V_{cu} = 19,585.1Kg$$

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

$$\text{Utilizar } S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{30}{2} = 15cm$$

Colocar estribos y eslabones No. 3 G40 @ 15cm.

2.2.8.1.7 Diseño de la viga de apoyo

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

Cálculo:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{2810} bd$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{2810} (75)(35) = 13.17 \text{ cm}^2$$

• Distribución de varillas

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

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

Usar 7 varillas No. 5 G40, corridas.

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

Usar estribo No 3 G40 @ 17.00 cm.

2.2.8.1.8 Diseño de asentamiento o base de neopreno

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

Se calcula de la siguiente forma:

$$A_p = \frac{2P}{\phi * f'c}$$

Donde:

P = corte último de diseño ($V_{U_{\max}} = 43,885.18kg.$)

A_p = Área de aplastamiento en cm^2 .

$\phi = 0.70 - 0.75$ (compresión).

Cálculo:

$$A_p = \frac{2(43,885.18)}{0.73 * 210}$$

$$A_p = 572.54cm^2$$

$$b = \sqrt{572.54} = 23.93cm$$

Utilizar una base de neopreno de 25 x 25 cm con un espesor de $\frac{3}{4}$ de pulgada.

2.2.8.2 Análisis y diseño de estribos

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

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

Los análisis se realizarán con las siguientes fórmulas:

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

$$\text{Deslizamiento} \quad = 0.50 * \frac{WE}{W_v} > 1.50$$

$$\text{Presiones} \quad = \frac{W}{A} \left[1 \pm \left(6 * \frac{e}{b} \right) \right] < 30,000 \text{kg} / \text{m}^2$$

Donde:

ME = Momento estabilizante.

MV = Momento de volteo.

W = Fuerza resistente.

E = Fuerzas horizontales.

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

Datos:

Peso del concreto ciclópeo	$W_{cc} 2,700 \text{ kg / m}^3$
Peso del concreto armado	$W_c 2,400 \text{ kg / m}^3$
Peso del suelo	$W_s 1,800 \text{ kg / m}^3$
Equivalente líquido	480 kg / m^3
Capacidad soporte del suelo	$V_s 30,000 \text{ kg / m}^2$

Figura 79. Diagrama de presiones en el estribo.

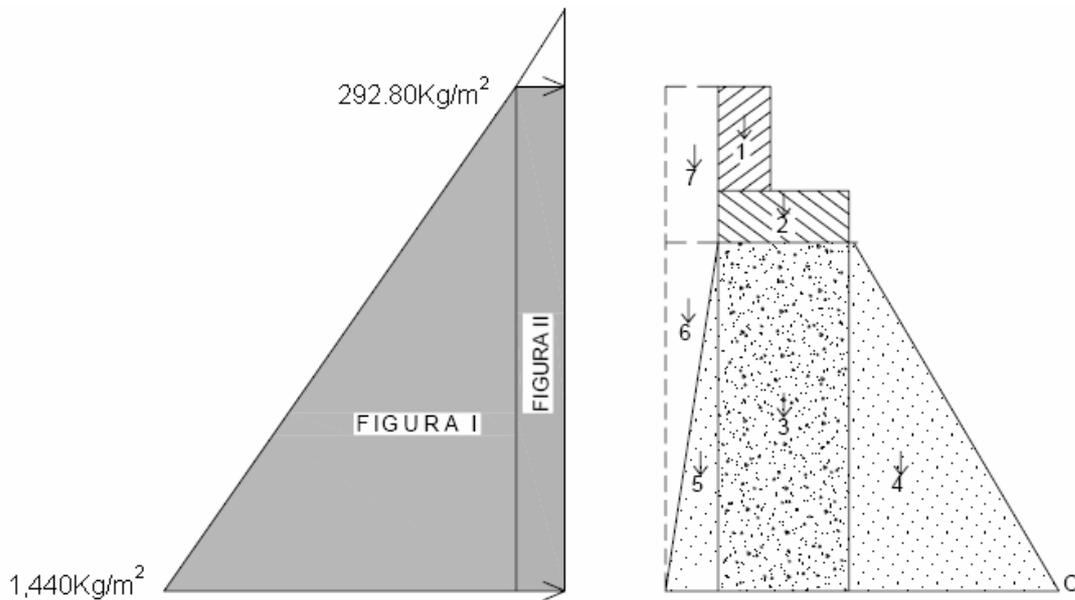


Figura 80. Geometría y dimensiones del estribo.

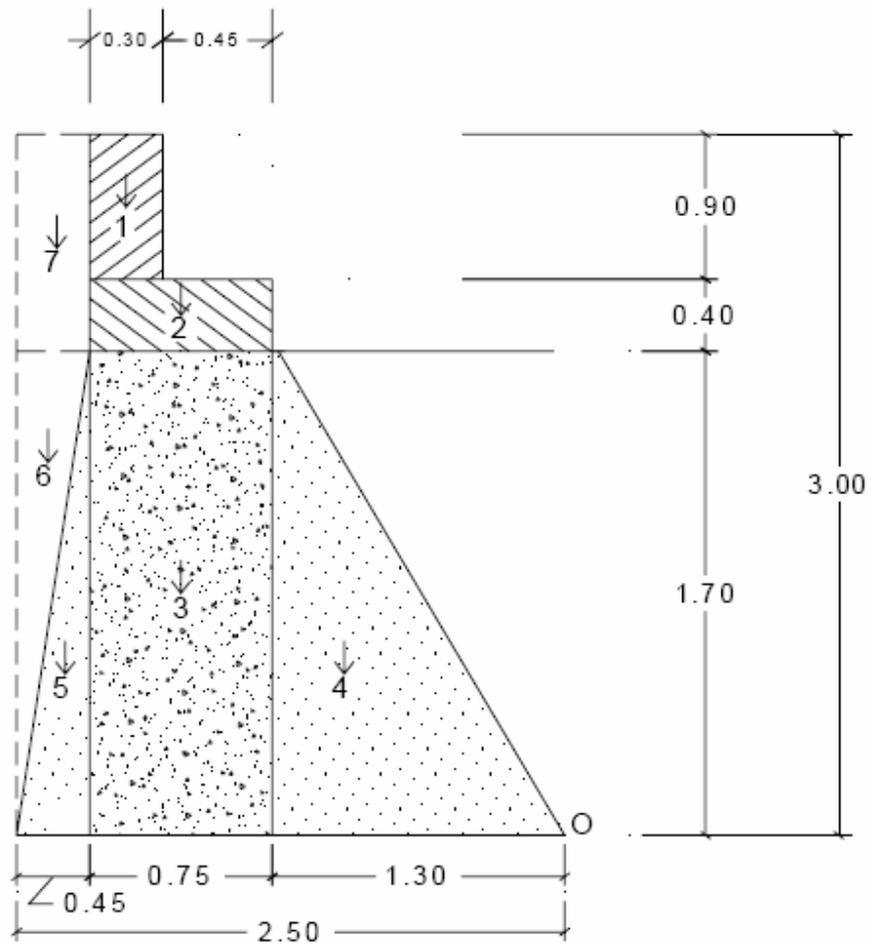


Tabla XII. Presiones, momentos y empujes en el estribo

Sección	Altura (m)	Presión kg/m ²	Empuje Wv	Brazo (m)	Momento MV (kg-m)
I	3.00	292.90	878.70	1.50	1,318.05
II	1.50	1,440.00	2,160.00	1.00	2,160.00
			3,038.70		3,478.05

Tabla XIII. Cálculo del momento estabilizante (ME)

Sección	Dimensiones (m)		Area (m ²)	Peso Vol. (kg/m ³)	Peso WE	Brazo (m)	Momento ME (kg-m)
1	0.30	0.90	0.27	2,400.00	648.00	1.900	1,231.20
2	0.75	0.40	0.30	2,400.00	720.00	1.675	1,206.00
3	0.75	1.70	1.28	2,700.00	3,442.50	1.675	5,766.19
4	1.30	1.70	1.11	2,700.00	2,983.50	0.867	2,585.70
5	0.45	1.70	0.38	2,700.00	1,032.75	2.350	2,426.96
6	0.45	1.70	0.38	1,700.00	650.25	2.350	1,528.09
7	0.45	1.30	0.59	1,700.00	994.50	2.275	2,262.49
					10,471.50		17,006.63

2.2.8.2.1 Revisión del estribo

2.2.8.2.1.1 Sin considerar la sobrecarga (sin superestructura)

$$\text{Volteo} = \frac{ME}{MV} = \frac{17,006.63}{3,478.05} = 4.88 > 1.50 \Rightarrow \text{Resiste Volteo}$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 * \frac{WE}{W_v} = 0.5 * \frac{10,471.50}{3,038.70} = 1.72 > 1.50 \Rightarrow \text{Resiste deslizamiento}$$

Presiones

$$a = \frac{ME - MV}{WE} = \frac{17,006.63 - 3,478.05}{10,471.50} = 1.29$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{2.5}{2} - 1.29 = -0.02$$

$3a = 3(1.29) = 3.87 > L \Rightarrow$ No existen presiones negativas

$$P = \frac{W}{A} \left[1 \pm \left(6 * \frac{e}{b} \right) \right] < 30,000 \text{kg} / \text{m}^2$$

$$P = \frac{10,471.50}{2.5 * 1.0} \left[1 \pm \left(6 * \frac{(-0.02)}{2.5} \right) \right]$$

$$P_{\max} = 3,987.55 \text{Kg} / \text{m}^2 < 30,000 \text{kg} / \text{m}^2$$

$$P_{\min} = 4,389.65 \text{Kg} / \text{m}^2 > 0 \text{kg} / \text{m}^2$$

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

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

2.2.8.2.1.2 Comprobación del muro con superestructura y carga viva

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

La carga viva es la reacción que resulta cuando el eje trasero de la sobrecarga esta en el apoyo $R_1 = 10,006.10 \text{kg}$, y su punto de aplicación (brazo) será el punto medio de la base del estribo (1.25 m).

• **Peso de la superestructura**

Carga muerta:

$$W_{Losa} = 2400 * 0.2 * \frac{12}{2} * \frac{5}{3} = 4,800.0 \text{ kg/m}$$

$$W_{Accesorios} = (54 + 12 + 240)6 = 1,836 \text{ kg/m}$$

$$W_{Viga} = 2400(0.90)(0.50)(6) = 6,480 \text{ kg/m}$$

$$W_{Diafragma} = 2400(0.50)(0.30)(1.8) = 648 \text{ kg/m}$$

$$\sum W = 13,764 \text{ kg/m}$$

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

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

$$ME_2 = (CV + CM) * brazo$$

$$ME_2 = (10,006.10 + 13,764.0) * 1.25$$

$$ME_2 = 29,712.63 \text{ kg-m}$$

$$MET = ME_2 + ME = 29,712.63 + 17,006.63 = 46,719.26 \text{ kg-m}$$

$$WE_2 = W + CV + CM$$

$$WE_2 = 10,471.5 + 10,006.1 + 13,764.0$$

$$WE_2 = 34,241.6 \text{ kg}$$

Chequeo:

$$\text{Volteo} = \frac{ME_2}{MV} = \frac{29,712.63}{3,478.05} = 8.54 > 1.50 \Rightarrow \text{Resiste Volteo}$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 * \frac{WE_2}{W_V} = 0.5 * \frac{34,241.60}{3,038.70} = 5.63 > 1.50 \Rightarrow \text{Resiste deslizamiento}$$

Presiones

$$a = \frac{MET - MV}{WE_2} = \frac{46,719.26 - 3,478.05}{34,241.60} = 1.26$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{2.5}{2} - 1.26 = -0.01$$

$$3a = 3(1.26) = 3.78 > 2.5 \Rightarrow \text{OK}$$

$$P = \frac{WE_2}{A} \left[1 \pm \left(\frac{6e}{b} \right) \right] < 30,000 \text{kg/m}^2$$

$$P = \frac{34,241.60}{2.5 * 1.0} \left[1 \pm \left(\frac{6 * (-0.01)}{2.5} \right) \right]$$

$$P_{\max} = 13,367.92 \text{kg/m}^2 < 30,000 \text{kg/m}^2$$

$$P_{\min} = 14,025.36 \text{kg/m}^2 > 0 \text{kg/m}^2$$

2.2.8.2.1.3 Revisión del muro con sismo

La tercera y última verificación se hará por sismo; para esta prueba no se considerara la carga viva, se sumara el peso del muro (W) y la carga muerta (CM), para obtener una carga total (W_3). Así mismo, se sumara el momento estabilizante (ME) y el generado por la carga muerta ($CM \times \text{brazo}$), para obtener el momento estabilizante (ME_3), también se calcula la fuerza horizontal (FH) que se produce, aplicándose el factor por sismo del 8%.

$$W_3 = WE + CM$$

$$W_3 = 10,471.50 + 13,764.0 = 24,235.5 \text{ kg}$$

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

$$ME_3 = 17,006.63 + (13,764.0 * 1.25) = 34,211.63 \text{ kg} - m$$

$$FH = 1.08W_v + 0.08W_2$$

$$FH = 1.08(3,038.70) + 0.08(34,241.6) = 6,021.12 \text{ kg}$$

Tabla XIV. Cálculo del momento estabilizante (ME)

Sección	Dimensiones (m)		Area (m ²)	Peso Vol. (Kg/m ³)	Peso WE	Brazo (m)	Momento ME (Kg-m)
1	0.30	0.90	0.27	2,400.00	648.00	2.550	1,652.40
2	0.75	0.40	0.30	2,400.00	720.00	1.900	1,368.00
3	0.75	1.70	1.28	2,700.00	3,442.50	0.850	2,926.13
4	1.30	1.70	2.21	2,700.00	5,967.00	0.567	3,381.30
5	0.45	1.70	0.77	2,700.00	2,065.50	0.567	1,170.45
6	0.45	1.70	0.77	1,700.00	1,300.50	1.133	1,473.90
7	0.45	1.30	0.59	1,700.00	994.50	2.350	2,337.08
					15,138.00		14,309.25

$$MEQ = 0.08ME$$

$$MEQ = 0.08(14,309.25) = 1,144.74 \text{ kg} - m$$

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

$$MV_3 = 1.08(3,478.05) + 0.08(13,764 * 2.1) + 1,144.74$$

$$MV_3 = 7,213.39 \text{ kg} - m$$

Chequeo:

$$\text{Volteo} = \frac{ME_3}{MV_3} = \frac{34,211.63}{7,213.39} = 4.74 > 1.50 \Rightarrow \text{Resiste Volteo}$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 * \frac{WE_3}{FH} = 0.5 * \frac{24,235.5}{6,024.12} = 2.01 > 1.50 \Rightarrow \text{Resiste deslizamiento}$$

Presiones

$$a = \frac{ME_3 - MV_3}{WE_3} = \frac{34,211.63 - 7,213.39}{24,235.5} = 1.11$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{2.5}{2} - 1.11 = 0.14 \text{ m}$$

$$3a = 3(1.11) = 3.33 > 2.5 \Rightarrow \text{OK}$$

$$P = \frac{WE_3}{A} \left[1 \pm \left(\frac{6e}{b} \right) \right] < 30,000 \text{kg} / \text{m}^2$$

$$P = \frac{24,235.5}{2.5 * 1.0} \left[1 \pm \left(\frac{6 * (0.14)}{2.5} \right) \right]$$

$$P_{\max} = 12,951.45 \text{kg} / \text{m}^2 < 30,000 \text{kg} / \text{m}^2$$

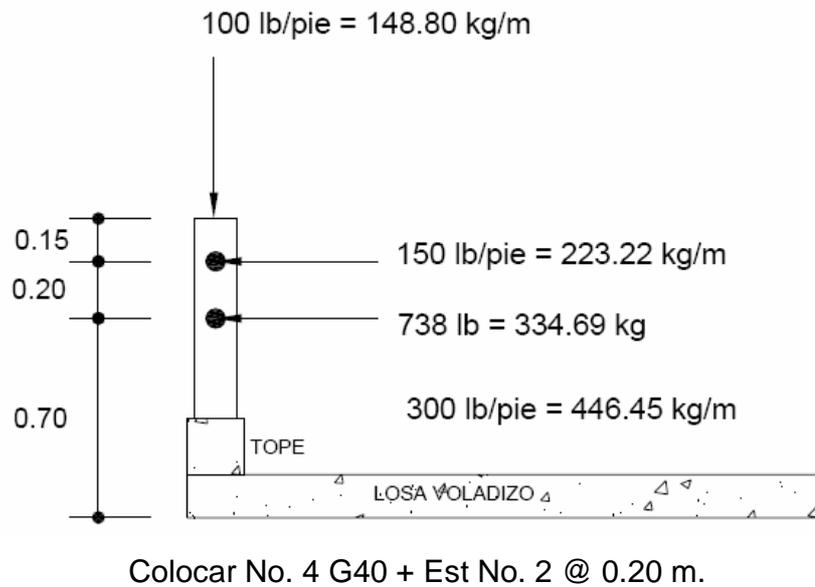
$$P_{\min} = 6,436.95 \text{kg} / \text{m}^2 > 0 \text{kg} / \text{m}^2$$

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

2.2.8.3 Diseño del barandal

La dimensión variable es la separación centro a centro de los postes. Con el objeto de ajustar la separación de los mismos a la longitud de la superestructura, dicha distancia varia de un mínimo de 1.50 m a un máximo de 2.40 m. Para el diseño de este proyecto la separación que se utilizo es de 2.0m. Además de la carga del camión estandarizado, AASHTO recomienda para el diseño de los postes una carga vertical de 100 lb / pie = 148.80 kg / m y una carga horizontal de 300 lb / pie = 446.39 kg / m.

Figura 81. Fuerzas actuantes en pasamanos



2.2.9 Planos de la obra

Los planos del puente que se elaboraron son los siguientes:

- Ubicación de la aldea en el municipio y especificaciones generales.
- Planta, perfil del terreno y puente sobre el perfil.
- Elevación de estribo y planta de armado de losa.
- Detalle transversal y elevación frontal.
- Detalles de viga interna y externa, diafragma, cortina y viga de apoyo.

2.2.10 Presupuesto de la obra

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

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

Tabla XV. Presupuesto de puente vehicular de concreto armado.

INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 EPS INGENIERÍA CIVIL
 EPSISTA: CRISTIAM ARMANDO AGUIRRE CHINCHILLA
 MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA
 PROYECTO: PUENTE VEHICULAR DE CONCRETO ARMADO, ALDEA UL



NO.	RENLÓN	CANTIDAD	UNIDAD DE MEDIDA	PRECIO UNITARIO	TOTAL (Q)	TOTAL (US \$)
1	Trazo y limpieza	100	m2	Q15.00	Q1,500.00	\$187.03
2	Estribos y aletón	2	unidad	Q55,450.00	Q110,900.00	\$13,827.93
3	Viga de apoyo y cortina	10	ml	Q1,046.45	Q10,464.50	\$1,304.80
4	Base de neopreno 3/4"	6	unidad	Q5,033.33	Q30,200.00	\$3,765.59
5	Viga interior	12	ml	Q2,376.47	Q28,517.68	\$3,555.82
6	Viga exterior	24	ml	Q2,443.35	Q58,640.42	\$7,311.77
7	Diafragmas	8	ml	Q574.41	Q4,595.29	\$572.98
8	Losa	60	m2	Q1,846.33	Q110,779.50	\$13,812.91
9	Banqueta	24	ml	Q1,558.01	Q37,392.24	\$4,662.37
10	Baranda	24	ml	Q163.92	Q3,934.13	\$490.54
11	Relleno de selecto	170	m3	Q542.06	Q92,150.00	\$11,490.02
Sub-total					Q489,073.76	\$60,981.77

Si manejamos un costo de indirectos del 30% lo que representaría un aumento de:

Q146,722.13	\$18,294.53
-------------	-------------

El total sería de:

Total en	Q635,795.89
Total en	\$79,276.29

En letras:

Seiscientos treinta y cinco mil setecientos noventa y cinco quetzales con ochenta y nueve centavos.

Equivalentes a:

Setenta y nueve mil doscientos setenta y seis dólares americanos con veintinueve centavos.

Nota: Se manejo un costo de indirectos del 30%

Se maneja un valor promedio del mes de abril de 2009 del dólar de los Estados Unidos de América Q. 8.02 por cada \$ 1.00

2.2.11 Cronograma de ejecución físico-financiero

Tabla XVI. Cronograma de ejecución físico-financiero

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 EPS INGENIERÍA CIVIL
 EPSISTA: CRISTIAM ARMANDO AGUIRRE CHINCHILLA
 MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA
 PROYECTO: PUENTE VEHICULAR, ALDEA ULUMA



CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN FÍSICO-FINANCIERO DEL PUENTE VEHICULAR DE LA ALDEA ULUMA

RENGLONES DE TRABAJO	MES 1				MES 2				MES 3				MES 4				MES 5				MES 6				MES 7				%	COSTO Q.	
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4			
1 Trazo y limpieza	■	■	■	■																									6.52	Q1,950.00	
2 Estribos y aletón					■	■	■	■	■	■	■	■																	15.22	Q144,170.00	
3 Viga de apoyo y cortina											■	■	■	■	■	■													8.70	Q13,603.85	
4 Base de neopreno																													2.17	Q39,260.00	
5 Viga interior													■	■	■	■	■	■	■	■									10.87	Q37,072.98	
6 Viga exterior													■	■	■	■	■	■	■	■									10.87	Q76,232.55	
7 Diafragmas																	■	■	■	■									6.52	Q5,973.88	
8 Losa																	■	■	■	■	■	■	■	■					8.70	Q144,013.35	
9 Banqueta																					■	■	■	■					8.70	Q48,609.91	
10 Baranda																									■	■	■	■	6.52	Q5,114.37	
11 Relleno de selecto																									■	■	■	■	15.22	Q119,795.00	
																													TOTAL	100.0	Q635,795.89

2.2.12 Evaluación Socioeconómica

2.2.12.1 Valor presente neto (VPN)

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

Las fórmulas del VPN son:

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

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

Donde:

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

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

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

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

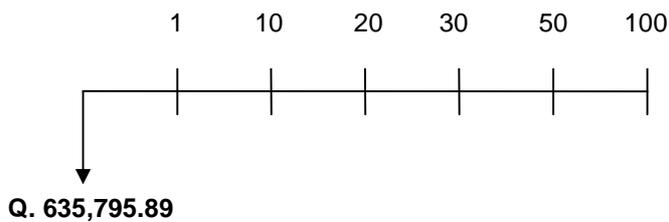
n = Período de tiempo que pretende la duración de la operación.

Proyecto de construcción de puente tipo badén para la aldea Uluma:

Datos del proyecto:

Costo total del proyecto = Q 489,481.93

82. Esquema de ingresos y egresos económicos para puente vehicular



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

$VPN = 0 - 635,795.89$

$VPN = -635,795.89$

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

2.1.11.2. Tasa interna de retorno (TIR)

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

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

$$a) \quad (P - L) * \left(\frac{R}{P}, i\%, n \right) + L * i + D = I$$

Donde:

P = Inversión inicial

L = Valor de rescate

D = Serie uniforme de todos los costos

I = Ingresos anuales

R/P = Valor presente dada una anualidad

b) Valor Presente de Costos = Valor Presente de Ingresos

c) Costo anual = Ingreso anual

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

Como puede observarse en las tres fórmulas mencionadas anteriormente, todas requieren de un valor de ingreso, y para éste proyecto, por ser de carácter social, no se prevé ningún tipo de ingreso, por lo que no se puede hacer el cálculo de la TIR mediante el uso de las fórmulas. Lo que procede para este caso, es tomar el valor de la TIR igual a 4.5%, que representaría, veintiocho mil seiscientos diez quetzales con ochenta y dos

centavos, (28,610.82) la cual simboliza el costo que el estado debe desembolsar para la ejecución de dicho proyecto.

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

CONCLUSIONES

1. Se desarrolló una investigación diagnóstica, en la que reunió la mayor cantidad de datos, para la fase de diseño del centro comercial municipal en el casco urbano y el puente vehicular en la aldea Uluma del municipio de Santa Catarina Mita, Jutiapa.
2. En el diseño estructural del centro comercial municipal, se aplicaron diferentes criterios, tanto técnicos como económicos, en lo particular se le prestó más importancia a los que establece el código ACI, AGIES, y UBC, esto con el propósito de garantizar una infraestructura con el óptimo funcionamiento posible.
3. El costo total del centro comercial municipal asciende a la cantidad de dos millones setecientos noventa y siete mil ochocientos setenta y dos quetzales con setenta y un centavos. (Q. 2,797,872.71). Para un área de construcción de 720m^2 el costo metro cuadrado de tres mil trescientos setenta y nueve quetzales con siete centavos. (Q. 3,379.02/ m^2).
4. Los criterios utilizados para el diseño del puente vehicular se basan en las normas que establecen la American Association State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y el American Concrete Institute (ACI). La estructura que conforma el puente fue diseñada para soportar una carga H 15-44, debido al flujo vehicular que transitará por el mismo.

5. El costo total del puente vehicular asciende a la cantidad de seiscientos treinta y cinco mil setecientos noventa y cinco quetzales con ochenta y nueve centavos. (Q. 635, 795.89). Para un costo metro lineal de puente de cincuenta y dos mil novecientos ochenta y dos quetzales con noventa y nueve centavos (Q. 52, 982.99).

6. Para garantizar la durabilidad y el buen funcionamiento de los proyectos, se deberá respetar las dimensiones, materiales, especificaciones y recomendaciones de cada diseño.

7. Los beneficiarios directos con la construcción del centro comercial municipal y puente vehicular serán todos los habitantes del municipio de Santa Catarina Mita, ya que tendrán a su disposición dos nuevos proyectos de infraestructura para mejorar su economía.

8. En lo referente al impacto ambiental generado por la construcción de ambos proyectos, debido a que se dan factores positivos y negativos se deben tomar en cuenta medidas de mitigación para causar el menor daño a nuestro medio ambiente, sin embargo este impacto será solo en el período de construcción de la obra y no durante su funcionamiento.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de Santa Catarina Mita

1. Utilizar mano de obra local para la ejecución del proyecto, ya que esto crea fuentes de trabajo en el municipio, así como también la compra de materiales de construcción a los distribuidores locales, beneficiando así a distintos sectores del mismo.
2. Garantizar una supervisión técnica en la construcción de los proyectos de infraestructura, respetando las dimensiones de los elementos, combinaciones de carga, espesores mínimos de recubrimiento, y resistencia del concreto a elaborar, para que se cumplan con las especificaciones y recomendaciones contenidas en este proyecto.
3. Tomar en cuenta que si la construcción no es en corto plazo, se deberán actualizar los precios de los materiales, por la fluctuación de precios que se da en el mercado, esto para estimar correctamente los fondos necesarios para la ejecución de los proyectos.
4. La estructura del centro comercial municipal fue calculada para una zona de alto riesgo sísmico, por lo que el primer nivel puede usarse como albergue en cualquier emergencia que se presente, ya que se contaría con un área amplia en el casco urbano del municipio.

5. Velar por que se realicen trabajos de dragado en el cauce del río, para que fluya adecuadamente, evitar socavaciones nocivas en los cimientos. Dar un mantenimiento con pintura en los elementos de hierro del puente, para evitar la corrosión. El resaneamiento de grietas que puedan aparecer con el transcurrir del tiempo para evitar un colapso de la estructura en un corto periodo de vida.

BIBLIOGRAFÍA

1. AASHTO. **The American Association of State (Highway and Transportation Official). Standard Specifications for Highway Brioges.** Estados Unidos 1985.
2. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES). **Normas estructurales de diseño y construcción recomendadas para la República de Guatemala.** Guatemala 2002.
3. Cabrera Méndez, Walter José. Diseño de un salón municipal para la aldea el Rodeo y diseño de puente vehicular para la cabecera municipal de Santa Catarina Mita, Jutiapa. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil. Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 2007.
4. Carrillo Amaya, Mario Alejandro. Diseño de la edificación de dos niveles para mercado municipal y sistema de alcantarillado sanitario para la aldea el Puente, municipio de Santa Catarina Mita, Jutiapa. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil. Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 2009.
5. Código ACI – 318-99. American Concrete Institute. **Código de diseño de hormigón armado y comentarios.** Chile 2000.
6. Crespo Villalaz, Carlos. **Mecánica de suelos y cimentaciones.** 4ª edición; México: editorial Limusa, 1999.

7. Hernández Hernández, Carlos Amilcar. Diseño de puente vehicular en el barrio el Centro, cabecera municipal de Santa Catarina Mita y sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo para el caserío Sabanetas, Santa Catarina Mita, Jutiapa. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 2004.

8. Morales Peñate, Walter Neftaly. Diseño de puente vehicular en caserío Valle Nuevo y muro de contención en la cabecera municipal de Santa Catarina Mita, del departamento de Jutiapa. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil. Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 2008.

9. Ochoa Franco, Nelson Estuardo. Diseño de la edificación de dos niveles para el centro de capacitación de la mujer, Colomba Costa Cuca, Quetzaltenango. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil. Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 2008.

10. Santizo Torres, Walter Alfredo. Diseño de la escuela en la aldea San Lorenzo y drenaje sanitario para el caserío el Mirador, en el municipio de Tecpán Guatemala, Chimaltenango. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil. Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 2007.

ANEXO 1

Ensayo de límites de Atterberg



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 003321

INFORME No. 186 S. S. O.T.: 24,647

Interesado: Cristiam Armando Aguirre Chinchilla
Proyecto: Trabajo de Graduación - EPS

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Aldea Uluma, Santa Catarina Mita, Jutiapa

FECHA: 13 de abril de 2009

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	C.S.U. *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	0	0	S.M.	Limo Arenociloso con presencia de pomez

(*) C.S.U. = CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA C/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



ANEXO 2

Ensayo de compresión triaxial no consolidado y no drenado



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

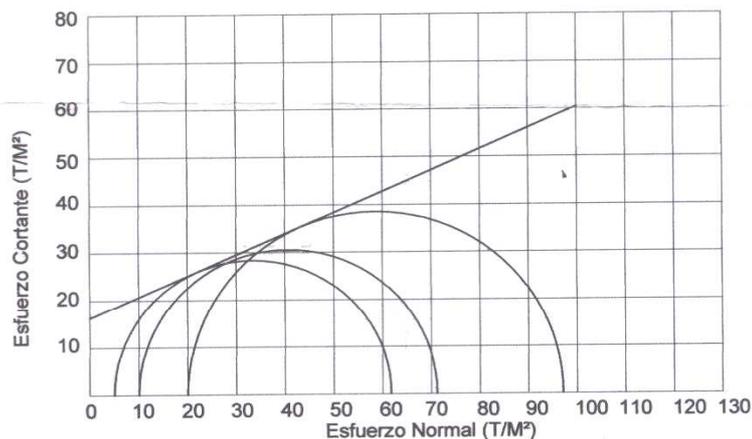


Nº 003323

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 185 S.S. O.T.No.: 24,647

INTERESADO: Cristiam Armando Aguirre Chinchilla
 PROYECTO: Trabajo de Graduación - EPS
 UBICACIÓN: Aldea Uluma, Santa Catarina Mita, Jutiapa
 pozo: 1 Profundidad: 1.5 m Muestra: 1
 Fecha: 13 de abril de 2009



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 23.83^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 16.3 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Limo Arenociloso con presencia de pomez
 DIMENSIÓN Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra tomada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESIÓN LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	56.74	61.16	76.89
PRESIÓN INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACIÓN EN ROTURA Er (%)	2.5	4.0	6.5
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.58	1.58	1.58
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.72	1.72	1.72
HUMEDAD (%H)	23.3	23.3	23.3

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Marcela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



FACULTAD DE INGENIERIA -USAC

Edificio I-5, Ciudad Universitaria zona I2

Teléfono directo 2476-3007. Plotsa 2443-0500 Ext. 1507. FAX: 2476-3003

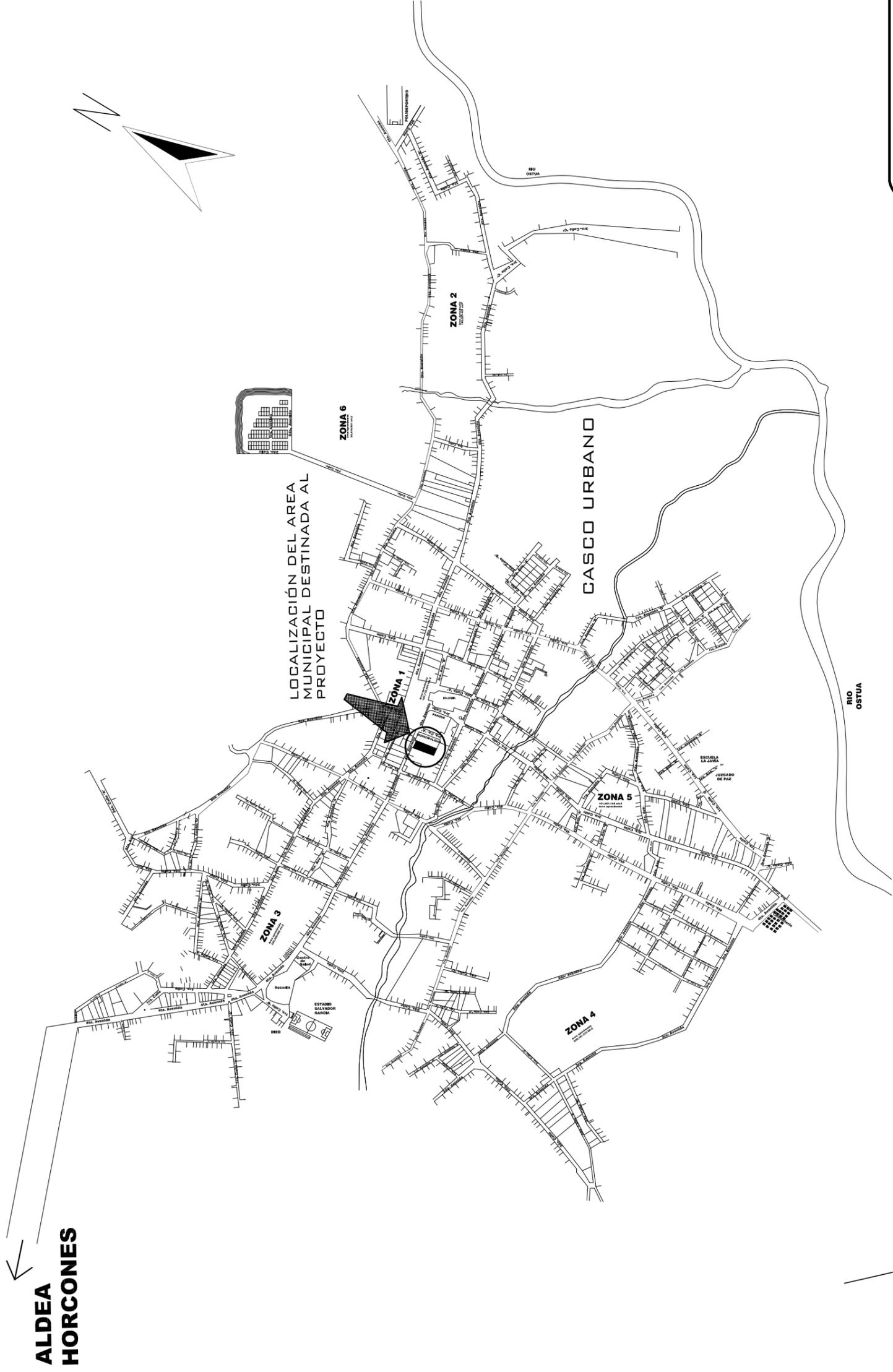
APÉNDICE

Planos constructivos de:

“DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN DE DOS NIVELES PARA EL CENTRO COMERCIAL MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA ULUMA, MUNICIPIO DE SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA”

Nota: La escala indicada en los planos son originales para un formato A-1, por lo que los dibujos dentro de los planos, no corresponden a la escala indicada. Se han tenido que reducir para poder incorporarlos en el presente trabajo de graduación.

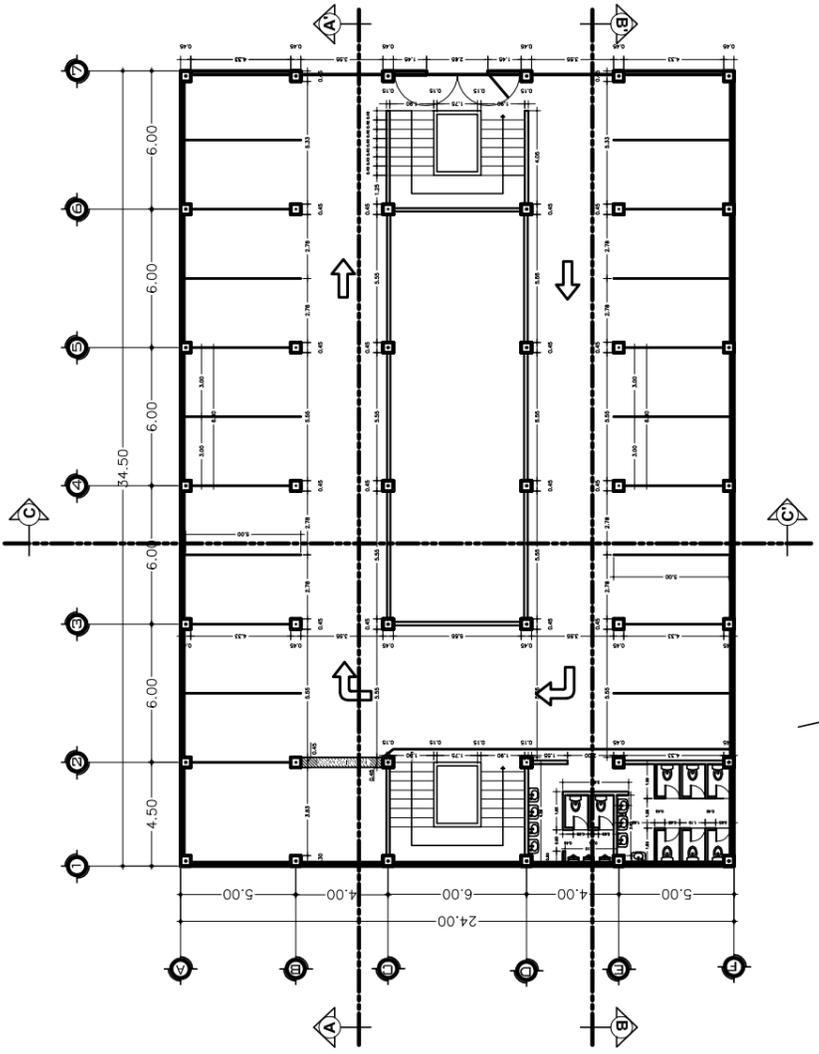
CASCO URBANO, SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA



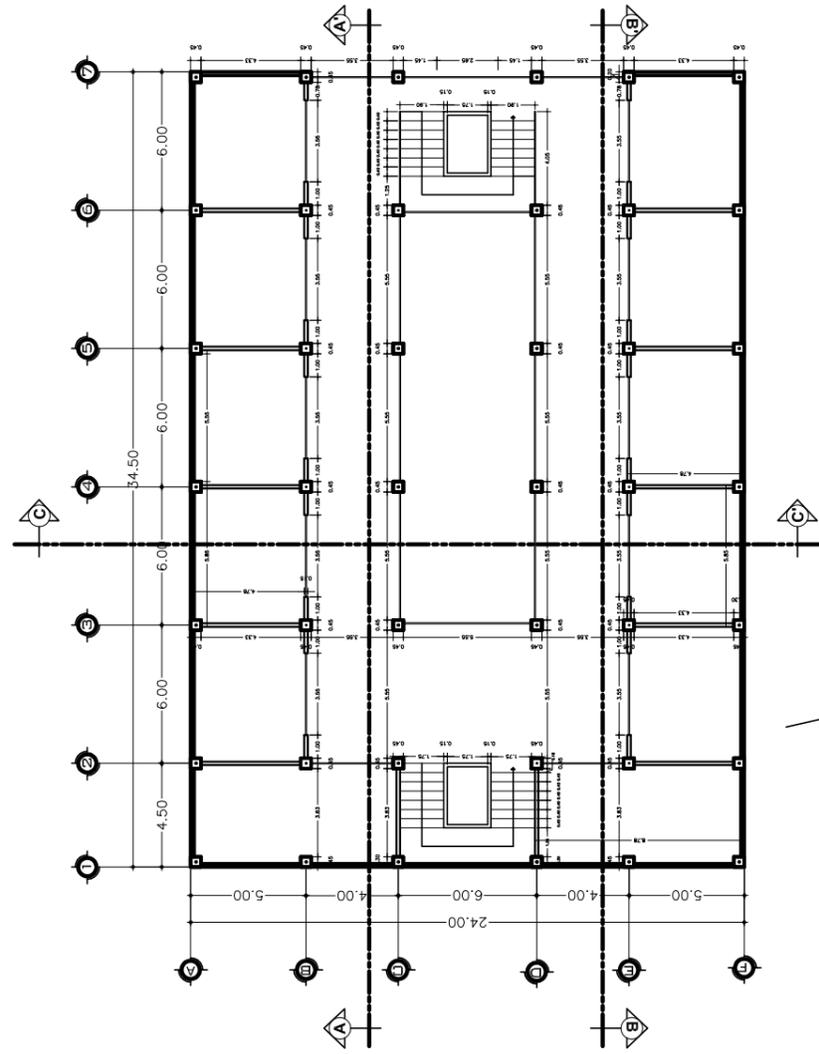
UBICACION DEL EDIFICIO EN EL CASCO URBANO

SIN ESCALA

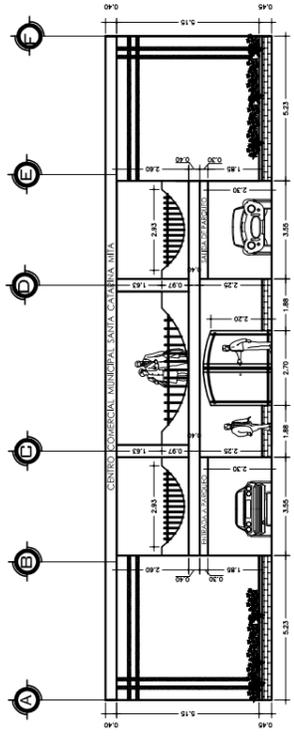
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
	CENTRO COMERCIAL MUNICIPAL MUNICIPIO DE SANTA CATARINA MITA
UBICACION DEL EDIFICIO EN EL CASCO URBANO	
PRESENTE: CRISTIAN ARMANDO AGUIRRE CHINCHILLA	PROYECTO: 2004-12319
FECHA: 1 / 12	INICIADA: 1 / 12
DISEÑADO POR: INGENIERO CIVIL JOSE RODRIGUEZ FERRAND ASOCIADOS	



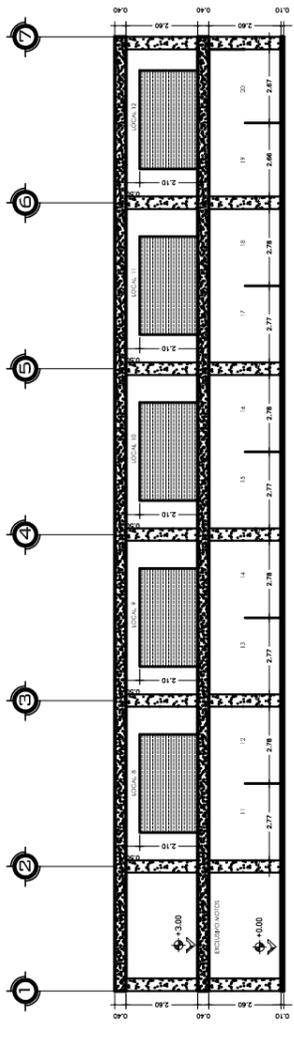
PLANTA ACOTADA PRIMER NIVEL
ESCALA 1:150



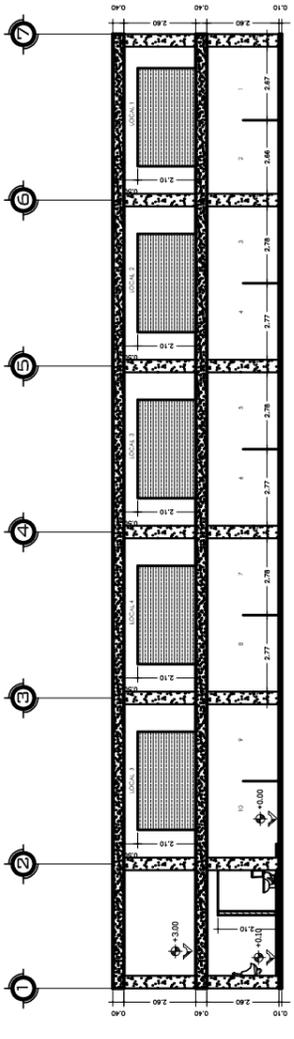
PLANTA ACOTADA SEGUNDO NIVEL
ESCALA 1:150



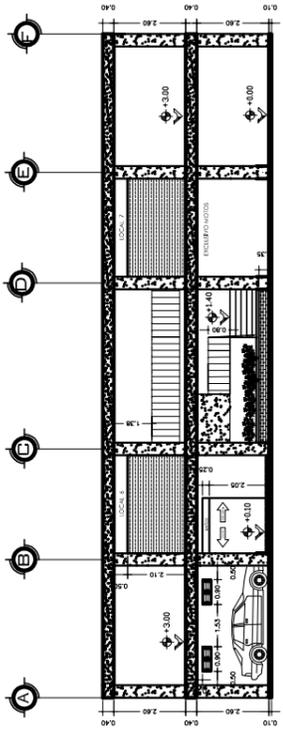
ELEVACIÓN FORTAL DEL EDIFICIO
ESCALA 1:125



CORTE A - A'
ESCALA 1:125



CORTE B - B'
ESCALA 1:125



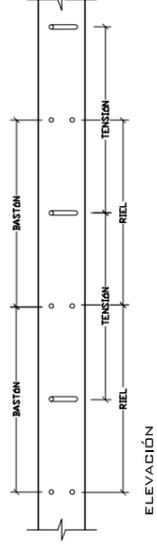
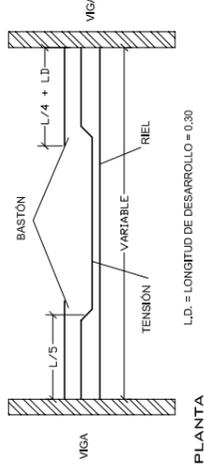
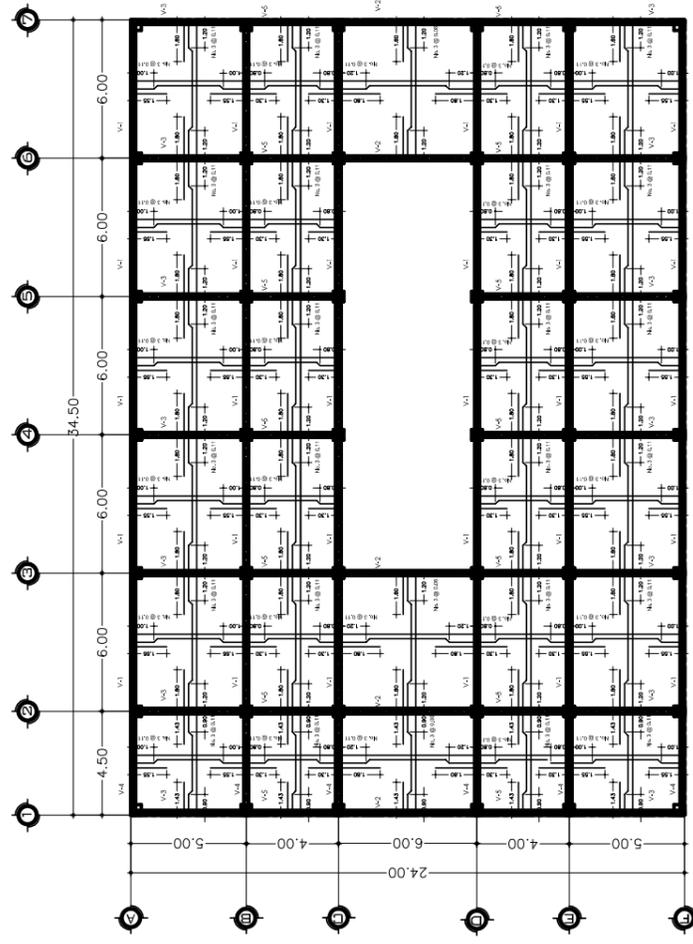
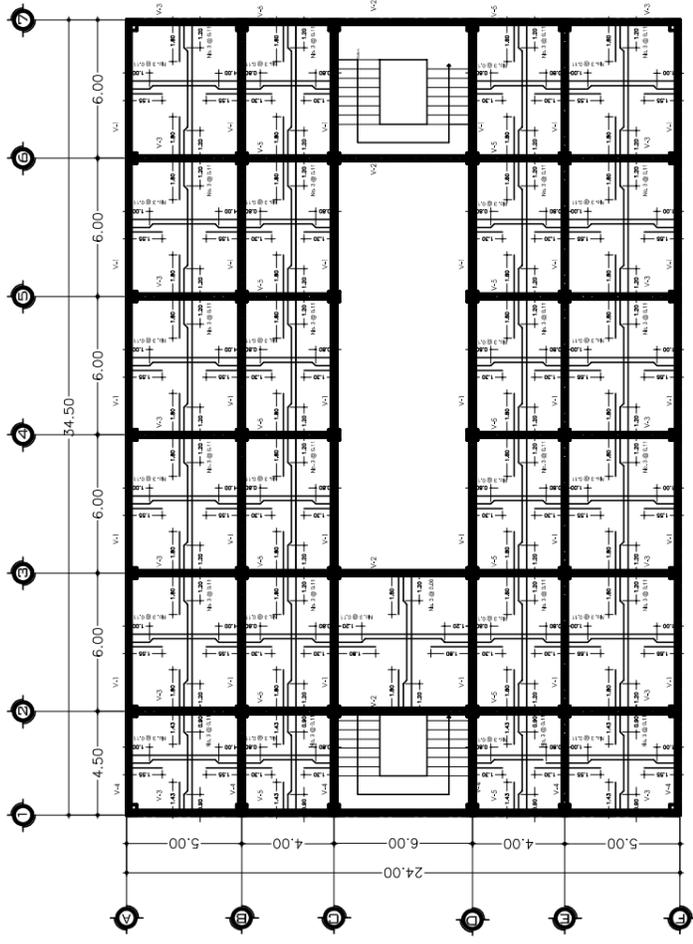
CORTE C - C'
ESCALA 1:125



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
PROYECTO: CENTRO COMERCIAL MUNICIPAL
UBICACION: MUNICIPIO DE SANTA CATERINA MITA

PLANTA ACOTADA Y CORTES

PROYECTO:	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
PROYECTANTE:	CRISTIAN A. AGUIRRE C.
UBICACION:	MUNICIPIO DE SANTA CATERINA MITA
FECHA:	12/03/2004
HOJA:	3 / 12
PROYECTO:	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
PROYECTANTE:	CRISTIAN A. AGUIRRE C.
UBICACION:	MUNICIPIO DE SANTA CATERINA MITA
FECHA:	12/03/2004



LONGITUD DE TRASLAP (l)
 $f'c = 281 \text{ Kg/cm}^2$
 $Fy = 2810 \text{ Kg/cm}^2$

BARRA No.	VIGAS Y LOSAS			COLUMNAS			SOLERAS		
	1 Y 3	2 Y 3	1	2	3	1	2	3	
4	0.37	0.50	0.70	0.70	0.90	0.90	0.90	0.90	
5	0.46	0.65	0.85	0.85	1.10	1.10	1.35	1.10	
6	0.56	0.80	1.10	1.10	1.35	1.35	1.49	1.49	
7	0.65	1.27	0.69	0.91	1.49	1.49	1.90	1.90	
8	1.24	1.62	0.88	1.15	2.41	2.41	3.05	3.05	
9	1.57	2.05	1.12	1.46	3.05	3.05			
10	1.98	2.60	1.42	1.85					

- * EMPALMAN 50% DE VARILLAS O MENOS
- ** EMPALMAN MAS DE 50% DE LAS VARILLAS
- *** EMPALMAN MAS DE 50% DE LAS VARILLAS
- LOS REQUISITOS QUE REGULAN SON LOS DE cap. 3 Y 4-ACI 318 ULTIMA VERSION

DIAMETROS MINIMOS DE DOBLEZ (en cms)
CONCRETO 4000 (281 Kg/cm²)
ACERO GRADO 40 O 60

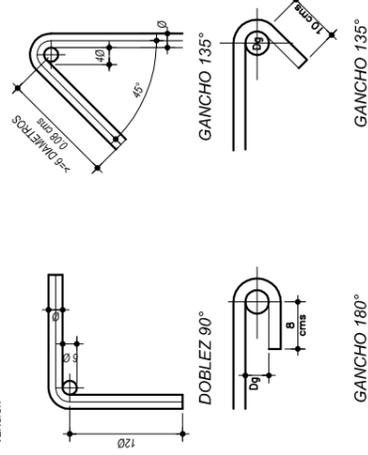
DIAMETRO MINIMO DE DOBLEZ

BARRA No.	fy		D		D
	40	60	90°	180°	
3	0.08	0.07	0.075	0.075	0.05
4	0.08	0.07	0.075	0.075	0.05
5	0.10	0.08	0.095	0.095	0.065
6	0.11	0.10	0.115	0.115	0.075
7	0.13	0.11	0.135	0.135	
8	0.15	0.13	0.150	0.150	
9	0.16				
10	0.17				

GANCHOS Y DOBLECES

LOS ESTIBOS SE HARAN DE UNA SOLA PIEZA Y CERRADOS LOS EXTREMOS SE HARAN CON UN GANCHO ESTANDAR DE 135° CON UNA EXTENSION DE SEIS VECES EL DIAMETRO DE LA VARILLA DEL ESTIBO PERO NO MENOR DE OCHO CMAS LOS ESTIBOS DE 135° SE HARAN ESTANDAR DE 135° CON UNA EXTENSION NO MENOR DE OCHO CENTIMETROS.

TODOS LOS DOBLECES SE HARAN EN FRIJO Y DE ACUERDO AL ACI 318 ULTIMA VERSION



REQUISITOS MINIMOS

- PARA PROTECCION DEL ACERO DE REFRESCO
- 1- ENTUBULOS FUERTE REFORZADOS CONTRA EL FUEGO
 - 2- ENTUBULOS CONTRA EL CONTACTO CON LA MATERIA MUY CALIENTE (REFORZAR LOS ANCHOS Y VIGAS PERIFERICAS)
 - 3- CALAMAS Y VIGAS PERIFERICAS
 - 4- LAMB Y VIGAS PERIFERICAS

TRASLAPES Y ANCLAJES EN ACERO

BARRA No.	TRASLAPES EN COLUMNAS			ANCLAJES EN VIGAS Y LOSAS		
	1	2	3	1	2	3
4	0.37	0.50	0.70	0.70	0.90	0.90
5	0.46	0.65	0.85	0.85	1.10	1.10
6	0.56	0.80	1.10	1.10	1.35	1.35
7	0.65	1.27	0.69	0.91	1.49	1.49
8	1.24	1.62	0.88	1.15	2.41	2.41
9	1.57	2.05	1.12	1.46	3.05	3.05
10	1.98	2.60	1.42	1.85		

LONGITUD DE DESARROLLO (CM.)

BARRA No.	LDH #1	2.5 X LDH #2	3.5 X LDH #3
3	11	27	38
4	14	36	50
5	18	45	63
6	22	54	75

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

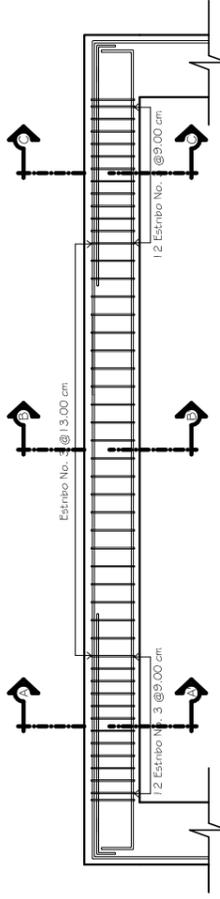
PROFESOR: CENTRO COMERCIAL MUNICIPAL
PROFESOR: MUNICIPIO DE SANTA CATERINA MITA

CONTENIDO: PLANTA DE VIGAS Y LOSAS

PRESENTE: CRISTIAN ARMANDO AGUIRRE CHINCHILLA
FECHA: 2004-1-23-19

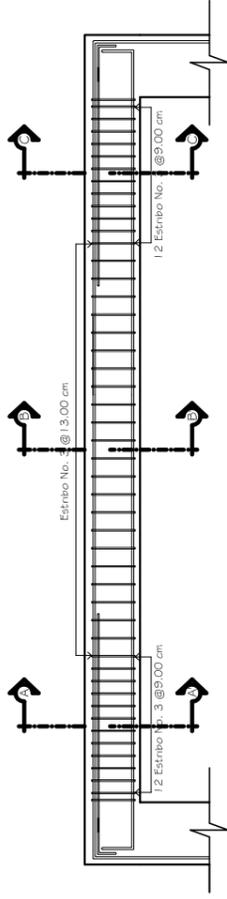
HOJA: 5 / 12

PROFESOR: CRISTIAN ARMANDO AGUIRRE CHINCHILLA
FECHA: 19 DE NOVIEMBRE DEL 2004



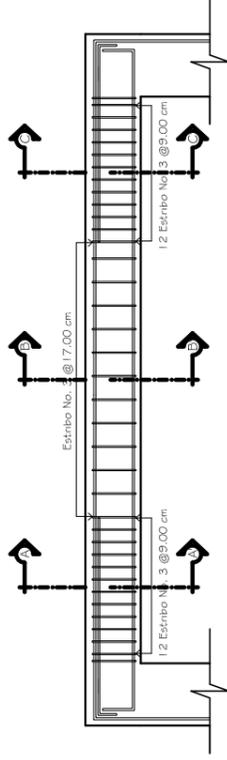
DETALLE VIGA TIPO V-1

ESCALA 1:25



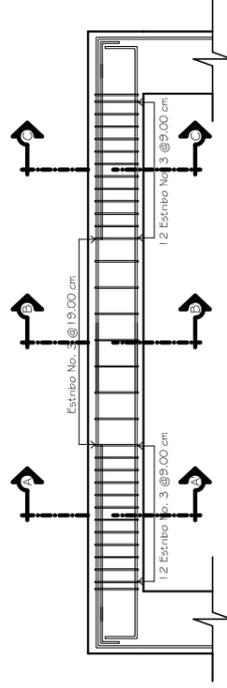
DETALLE VIGA TIPO V-2

ESCALA 1:25



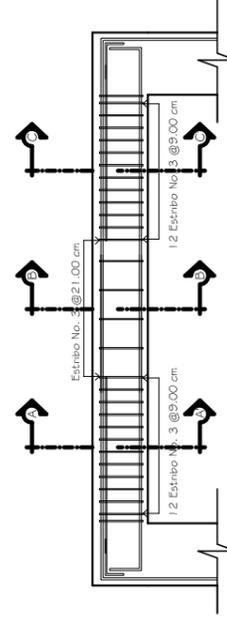
DETALLE VIGA TIPO V-3

ESCALA 1:25



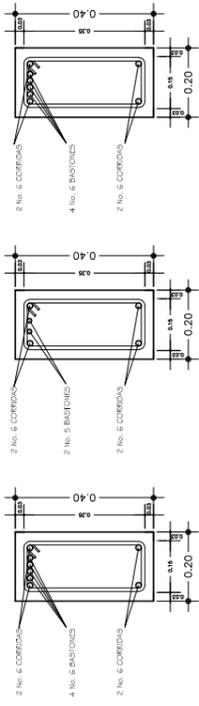
DETALLE VIGA TIPO V-4

ESCALA 1:25

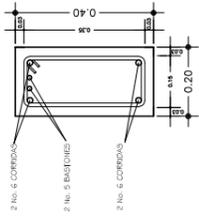


DETALLE VIGA TIPO V-5

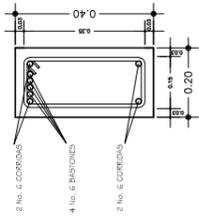
ESCALA 1:25



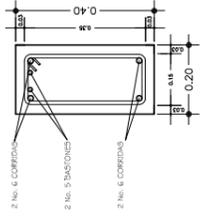
CORTE A - A' ESCALA 1:10



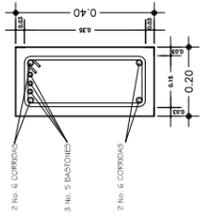
CORTE B - B' ESCALA 1:10



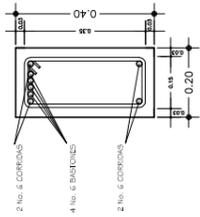
CORTE C - C' ESCALA 1:10



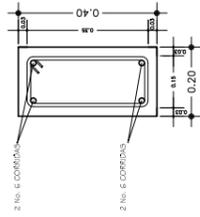
CORTE A - A' ESCALA 1:10



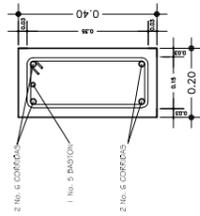
CORTE B - B' ESCALA 1:10



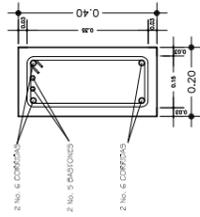
CORTE C - C' ESCALA 1:10



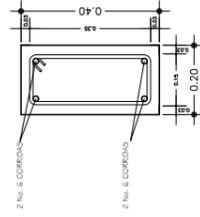
CORTE A - A' ESCALA 1:10



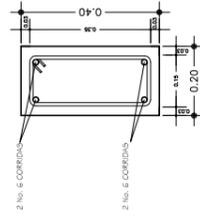
CORTE B - B' ESCALA 1:10



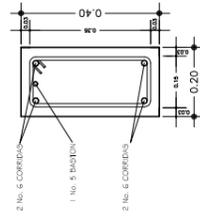
CORTE C - C' ESCALA 1:10



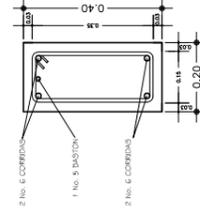
CORTE A - A' ESCALA 1:10



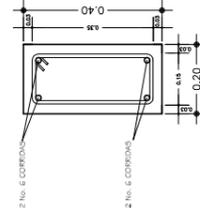
CORTE B - B' ESCALA 1:10



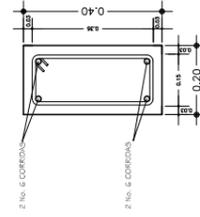
CORTE C - C' ESCALA 1:10



CORTE A - A' ESCALA 1:10



CORTE B - B' ESCALA 1:10



CORTE C - C' ESCALA 1:10

ESPECIFICACIONES

SE USARA CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 28 I KG/CM² A LOS 28 DIAS CON PROPORCION 1:2:3, SIENDO 1 SACO DE CEMENTO, 3 BOTES DE ARENA, 4.5 BOTES DE PIEDRIN, MEDIDOS EN UNA CUBETA DE 50L.

SE USARA ACERO DE REFUERZO DE FY = 2,810 KG/CM² (GRADO 40KS).

EL TERRENO DONDE SE COLOCARAN LAS ZAPATAS Y LOS CIMIENTOS DEBERA SER PERFECTAMENTE APISONADO

LA ARENA DEBERA DE ESTAR LIBRE DE MATERIA ORGANICA Y DE ARCILLAS QUE PUEDAN REDUCIR LA RESISTENCIA DEL CONCRETO.

EL PIEDRIN SERA DE ROCA TRITURADA, GRAVA DE CANTERA FORMADA DE PARTICULAS DURAS, Y RESISTENTES LIMPIAS.

CONTROL DEL CONCRETO

VALORES DE LOS ASENTAMIENTOS:

SE VERIFICARA LA CONSISTENCIA DEL CONCRETO FRESCO MEDIANTE ENSAYOS DE ASENTAMIENTO, POR EL METODO DE CONO DE ABRAHAM CON LA SIGUIENTE FRESCURA COMO MINIMO:

- AL INICIAR LAS OPERACIONES DE FUNDICION

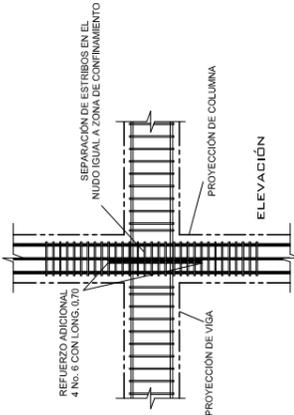
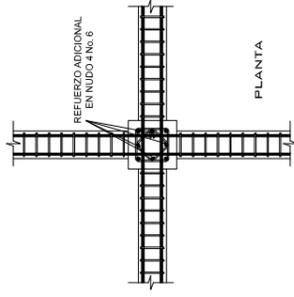
- 1 VEZ DURANTE EL DIA

- CADA VEZ QUE SE MOLDEEN PROBETAS PARA ENSAYOS DE RESISTENCIA EL CONCRETO, COMPACTADO, CON VIBRACION INTERNA DE ALTA FRECUENCIA, VIBRADO O APISONADO, TENDRA UN ASENTAMIENTO MAXIMO DE 4" O 10cm

FRECUENCIA DE HECHURA DE PROBETAS Y ENSAYOS:

A.- LAS PROBETAS DE CONCRETO DEBERAN SER HECHURAS Y ACUERDO A LA NOMENCLATURA DEBERAN CONFECCIONARSE UN MINIMO DE 5 PROBETAS POR CADA DIA DE FUNDICION Y POR CADA TIPO DE CONCRETO

B.- 2 PROBETAS SERAN ENSAYADAS A LOS 7 DIAS, 2 A LOS 14 DIAS, 2 A LOS 21 DIAS Y 2 A LOS 28 DIAS CUANDO ALCAZARA SU RESISTENCIA MAXIMA.



DETALLE UNION VIGA COLUMNA

SIN ESCALA



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: CENTRO COMERCIAL MUNICIPAL

UBICACION: MUNICIPIO DE SANTA CATERINA MITA

CONTENIDO: DETALLE DE ARMADO DE VIGAS Y SECCIONES

PROFESOR: CRISTIAN ARMANDO AGUIRRE CHINCHILLA

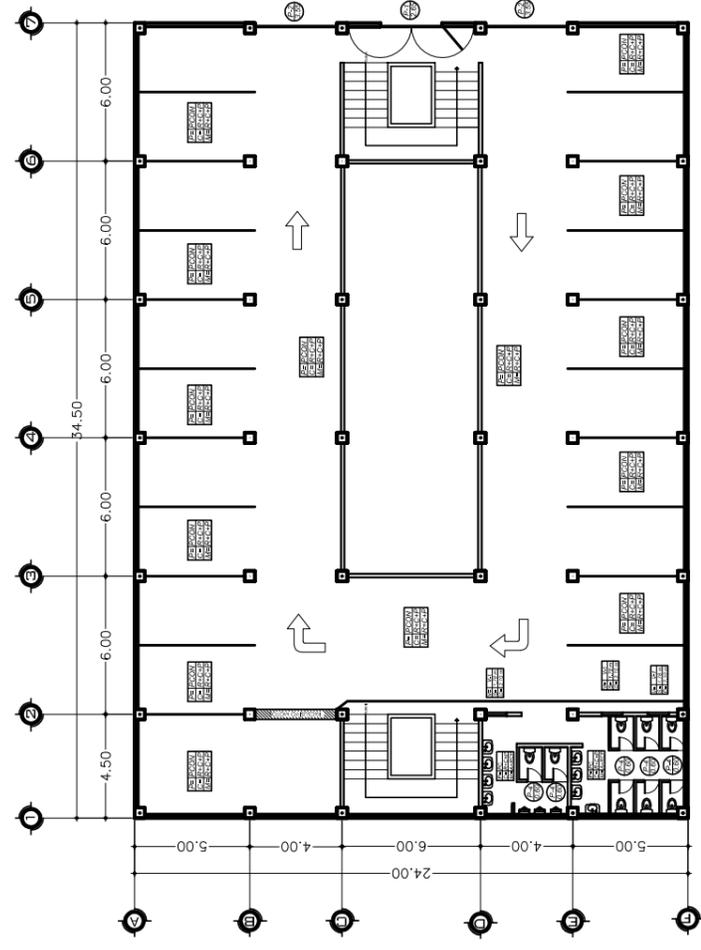
ALUMNO: 2004-12319

FECHA: 6 / 12

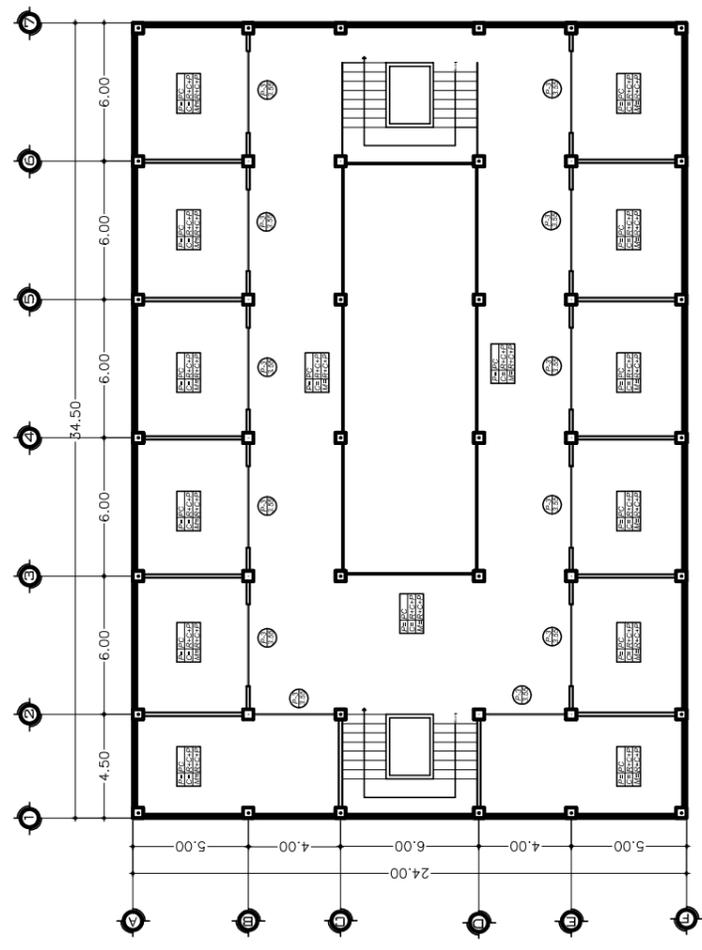
PROFESOR: CRISTIAN ARMANDO AGUIRRE CHINCHILLA

ALUMNO: 2004-12319

FECHA: 6 / 12



PLANTA PRIMER NIVEL
ESCALA 1:150

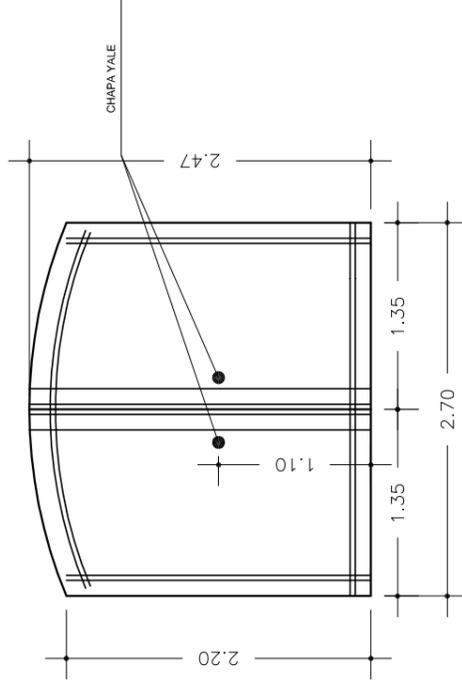


PLANTA SEGUNDO NIVEL
ESCALA 1:150

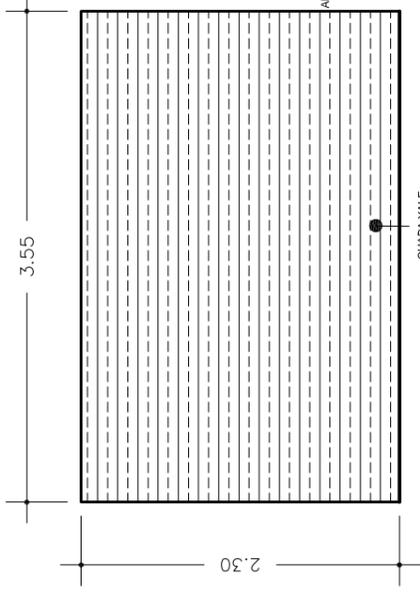
SIMBOLOGÍA Y NOMENCLATURA	
	Indica acabado en piso, cielo y muros.
	Indica tipo de puerta y ancho de vano.
	Indica tipo de ventana, sillar y dintel.
PC	Piso Cerámico
PCON	Piso de concreto S= 10cm con acabado final.
R+C+P	Repello + Cernido + Pintura Latex
A+RCP	Azulejo cerámico de 0.20x0.20 m, hasta una altura de 1.20 m. + Repello + Cernido + pintura.

PLANILLA DE PUERTAS			
TIPO	DINTEL ANCHO	UNIDAD	MATERIALES
P-1	2.20 m	1	Metálica, de dos hojas
P-2	2.30 m	2	Perciana Metálica
P-3	2.10 m	12	Perciana Metálica
P-4	2.00 m	8	Madera con cubierta MDF

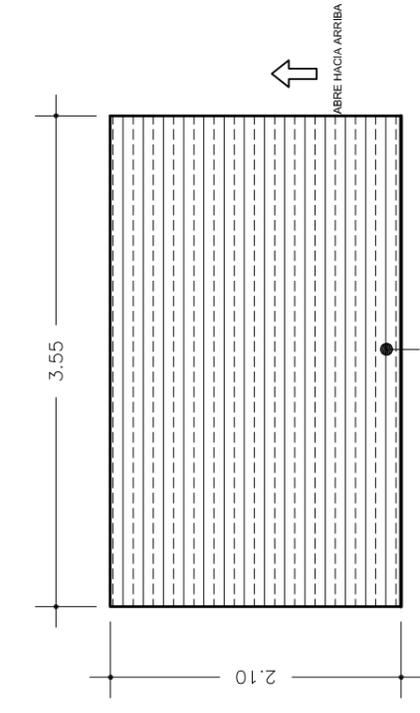
PLANILLA DE VENTANAS			
TIPO	SILLAR ANCHO	ALTO	MATERIALES
V-2	1.78 m	0.90 m	Extrusiones de Aluminio lacado de 2" + Vidrio Laminado de 3 mm.



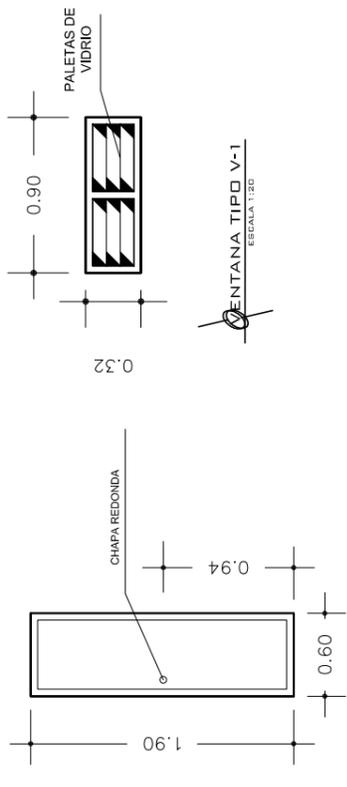
FUERTA TIPO P-1
ESCALA 1:25



FUERTA TIPO P-2
ESCALA 1:25



FUERTA TIPO P-3
ESCALA 1:25



VENTANA TIPO V-1
ESCALA 1:20

FUERTA TIPO P-4
ESCALA 1:25

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: CENTRO COMERCIAL MUNICIPAL
UBICACION: MUNICIPIO DE SANTA CATERINA MITA

PLANO DE ACABADOS, PUERTAS Y VENTANAS

PROYECTISTA:
CRISTIAN ARMANDO AGUIRRE CHINCHILLA

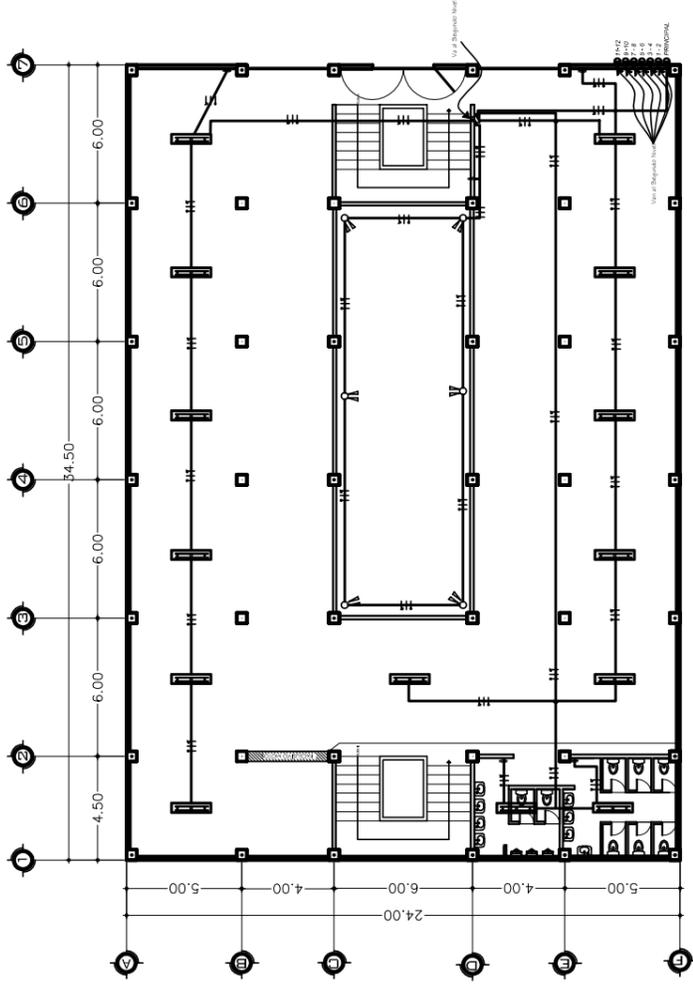
FECHA:
2004-12-31

HOJA:
8 / 12

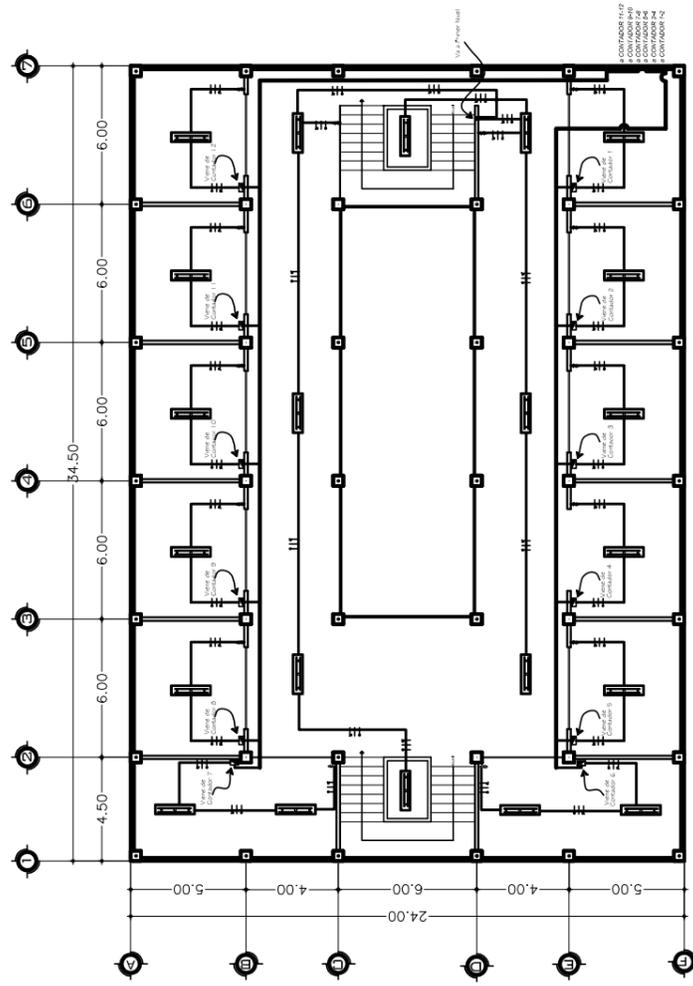
PROYECTO: CENTRO COMERCIAL MUNICIPAL
UBICACION: MUNICIPIO DE SANTA CATERINA MITA

PROYECTISTA:
CRISTIAN ARMANDO AGUIRRE CHINCHILLA

FECHA:
2004-12-31



PLANTA PRIMER NIVEL
ESCALA 1:150



PLANTA SEGUNDO NIVEL
ESCALA 1:150

SIMBOLOGÍA DE ILUMINACIÓN	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
— —	LINEA NEUTRAL CALIBRE 12 TW ó INDIC.
—+—	LINEA VIVA CALIBRE 12 TW ó INDICADO
—O—	LINEA DE RETORNO CALIBRE 12 TW
—	TUBO PVC ELÉCTRICO Ø 3/4" ó INDIC. EMPOTRADO EN LOSA ó EST. METALICA.
—	TUBO PVC ELÉCTRICO Ø 3/4" ó INDIC. EMPOTRADO EN PISO.
—	TUBO PVC ELÉCTRICO Ø 3/4" ó INDIC. EMPOTRADO EN PARED.
\$	INTERRUPTOR DOBLE h=1.20m.
\$	INTERRUPTOR SIMPLE h=1.20m.
— — —	LAMPARA FLUORESCENTE EN CIELO2x40w
— —	REFLECTOR DOBLE
— —	TABLERO DE DISTRIBUCION h=1.70m.
— —	CONTADOR

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

1. Tablero de distribución de 4 circuitos 120/240 Voltios 60 ciclos c.a. carga normal de 3,060 W, barras 50 amperios, filpones de 20 A.

Color para alambiar:

Positivo = Rojo
 Negativo = Blanco
 Retorno = Amarillo
 Verde = Tierra

2. Tubería de acometida HG Ø 1-1/2", long. L4m. + codo 1-1/2" 90° + accesorios de entrada.
3. Toda la tubería de iluminación será PVC eléctrico de 3/4".
4. El calibre de los conductores será THW No. 12 AWG.
5. Toda la tubería de fuerza será poliducto de 3/4".
6. Tomacorrientes Bitico con placa de metal.
7. No colocar cajas de PVC para tomacorrientes.
8. La tubería eléctrica deberá quedar fuera de las columnas.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MUNICIPIO DE SANTA CATERINA MITA
 CENTRO COMERCIAL MUNICIPAL

PROYECTO: PLANTA DE ILUMINACIÓN

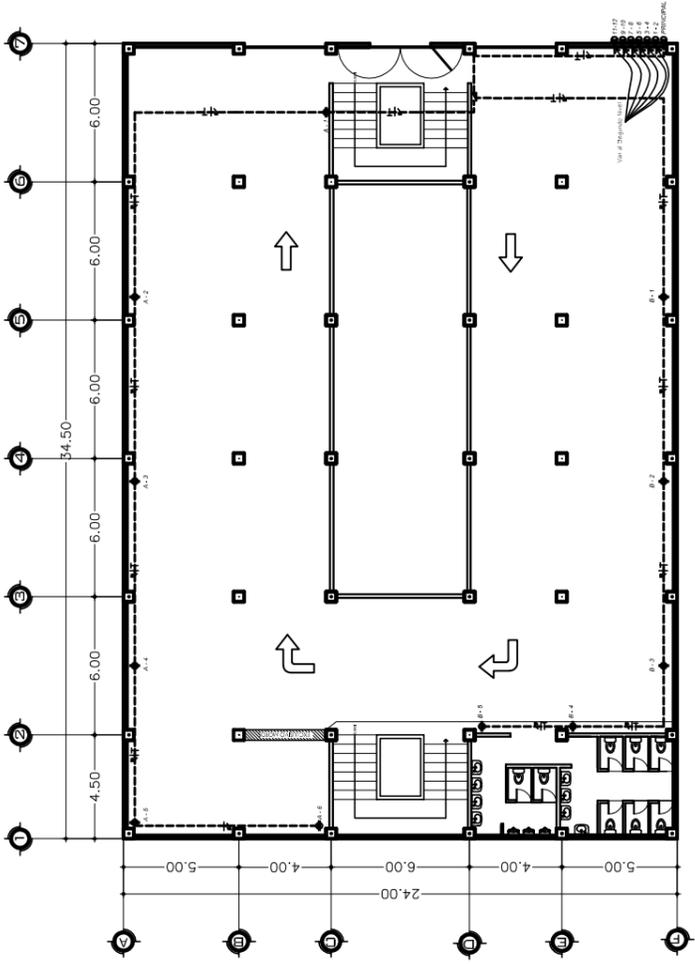
PRESENTE: CRISTIAN ARMANDO AGUIRRE CHINCHILLA

NO. DE: 2004-12319

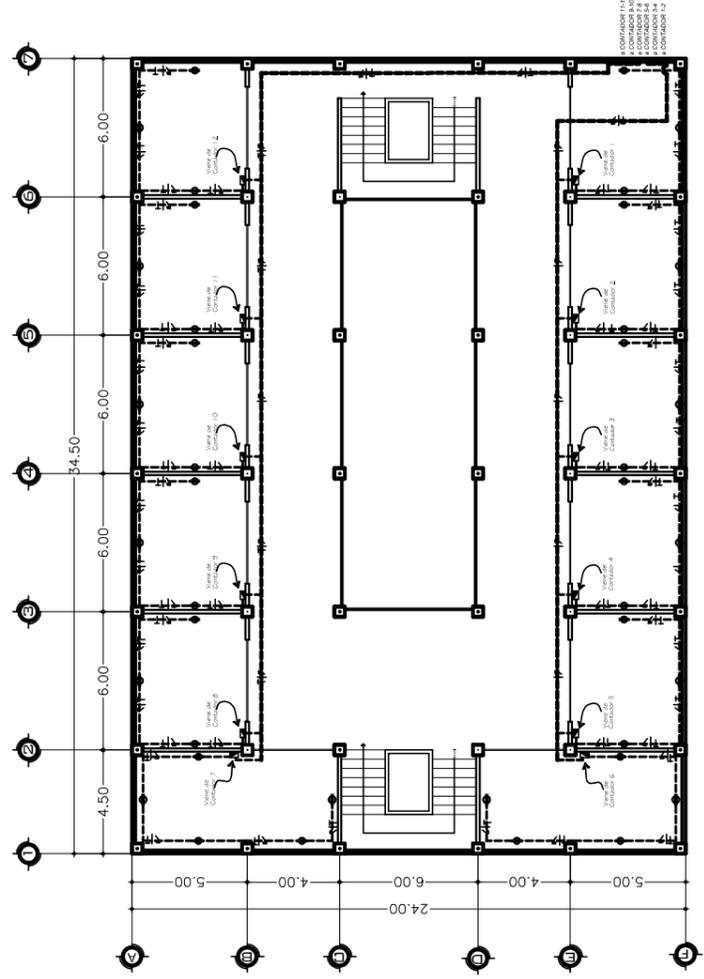
FECHA: 11/12

PROYECTISTA: INGENIERO CRISTIAN ARMANDO AGUIRRE CHINCHILLA

PROYECTISTA: INGENIERO CRISTIAN ARMANDO AGUIRRE CHINCHILLA



PLANTA PRIMER NIVEL
ESCALA 1:150



PLANTA SEGUNDO NIVEL
ESCALA 1:150

SIMBOLÓGIA DE FUERZA	
SIMBOLO	DESCRIPCION.
—W	LINEA NEUTRAL CALIBRE 12 TW ó INDIC.
—+—	LINEA VIVA CALIBRE 12 TW ó INDICADO
— —	LINEA DE TIERRA FISICA
---	TUBO PVC ELECTRICO Ø 3/4" ó INDIC. EMPOTRADO EN LOSA
---	TUBO PVC ELECTRICO Ø 3/4" ó INDIC. EMPOTRADO EN PISO.
---	TUBO PVC ELECTRICO Ø 1" ó INDIC. EMPOTRADO EN LOSA.
⊖	TOMACORRIENTE DOBLE 120V. I=0.30m.
▭	TABLERO DE DISTRIBUCION I=1.70m.
⊞	CONTADOR

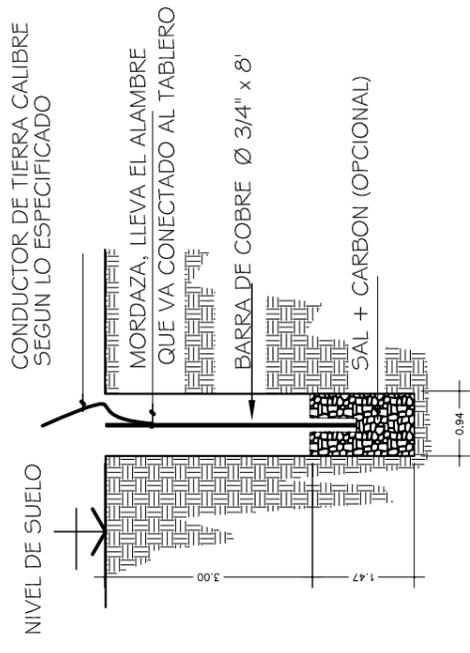
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

1. Tablero de distribución de 4 circuitos 120/240 Voltios 60 ciclos c.a. carga normal de 3,060 W; barras 50 amperios. flipones de 20 A.

Color para alambrar:

- Positivo = Rojo
- Negativo = Blanco
- Retorno = Amarillo
- Verde = Tierra

2. Tubería de acometida HG Ø 1-1/2", long. L4m. + codo 1-1/2" 90° + accesorios de entrada.
3. Toda la tubería de iluminación será PVC eléctrico de 3/4".
4. El calibre de los conductores será THW No. 12 AWG.
5. Toda la tubería de fuerza será politubo de 3/4".
6. Tomacorrientes Bilicino con placa de metal.
7. No colocar cajas de PVC para tomacorrientes.
8. La tubería eléctrica deberá quedar fuera de las columnas.



DETALLE DE TIERRA FISICA
ESCALA 1:50

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROFESOR: CENTRO COMERCIAL MUNICIPAL
INSTITUCION: MUNICIPIO DE SANTA CATERINA MITA

PLANTA DE FUERZA

PROFESOR: CRISTIAN ARMANDO AGUIRRE CHINCHILLA
INSTITUCION: UNIBS

PROYECTO: 2004-12319
FECHA: 12/12

PLANTA DE FUERZA

PROFESOR: CRISTIAN ARMANDO AGUIRRE CHINCHILLA
INSTITUCION: UNIBS

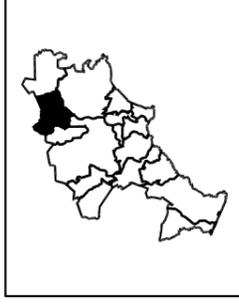
PROYECTO: 2004-12319
FECHA: 12/12

PLANTA DE FUERZA

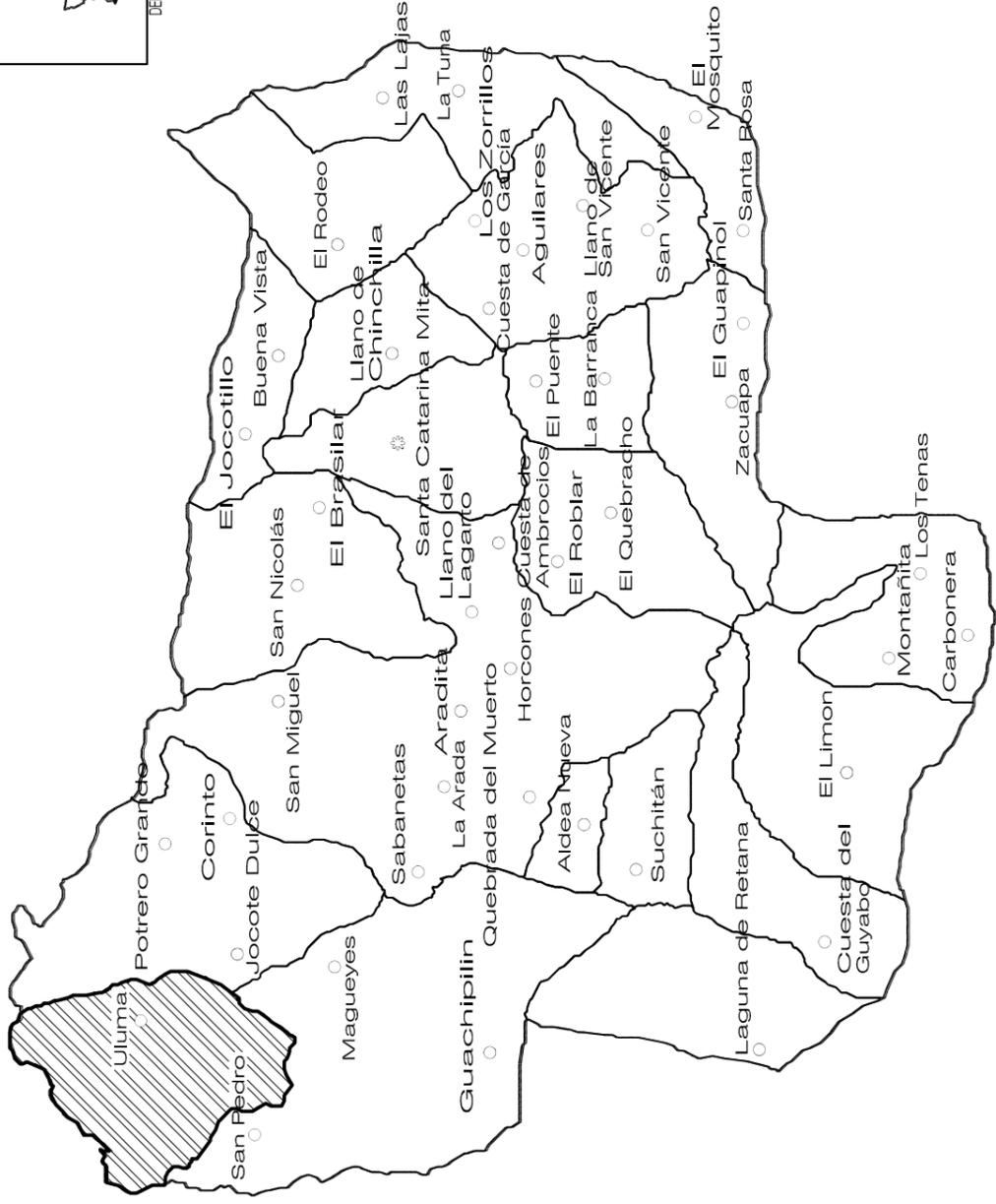
PROFESOR: CRISTIAN ARMANDO AGUIRRE CHINCHILLA
INSTITUCION: UNIBS

PROYECTO: 2004-12319
FECHA: 12/12

SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA



DEPARTAMENTO DE JUTIAPA



UBICACION DE LA ALDEA EN EL MUNICIPIO

SIN ESCALA

CRITERIOS PARA DISEÑO

REGLAMENTOS Y CODIGOS

ASHTO
ACI 318-2005
DISEÑO DE PUENTES
ACERO ESTRUCTURAL
ACI 318-2005
ACERO DE REFUERZO
ACI 318-2005
CONCRETO
CARGAS

ESPECIFICACIONES AASHTO

SOBRECARGA EJE MAS PESADO (ASHTO H15-44) 12,000.0 lb.
LUZ DE DISEÑO (ASHTO 1.3.2) 1.75 m
INCREMENTO DE CARGA DE IMPACTO (ASHTO 3.8.2.1) 30 %
COLOCACION DE DIAFRAGMAS (ASHTO 1.7.4 D) 4.0 m
COEFICIENTE DE SISMO (ASHTO 3.21) 12 %

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES

ESFUERZO DE COMPRESION DEL CONCRETO A LOS 28 DIAS f_c 210 Kg/cm²
ESFUERZO A LA TRACCION EN EL ACERO DE REFUERZO f_y 2810 Kg/cm²

CONCRETO

CEMENTO
SE UTILIZARA SOLO CEMENTO DEL TIPO UCC QUE SATISFAGA LA CALIDAD DEL CEMENTO DEL CAPITULO 5, "CALIDAD DEL CONCRETO" DEL CODIGO ACI 318-05

AGREGADOS
EL TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO NO SERA SUPERIOR A:
A- 1/2 DEL ESPESORMENTO MINIMO ENTRE VARILLAS DE REFUERZO
B- 1/3 DEL ESPESORMENTO MINIMO ENTRE VARILLAS DE REFUERZO
AGREGADO DE 1/2" O AGREGADO 3/4" PARA CIMENTACION CON APROBACION DEL SUPERVISOR

EL JUICIO DEL SUPERVISOR LA TROMBILIDAD Y LOS METODOS DE FORMACION DE VACOS O CAVIDADES EN FORMA DE PATONERAS, ESTE REQUISITO PUEDE OMITIRSE

AGUA

DEBERA UTILIZARSE AGUA LIMPA EN LA MEZCLA DE CONCRETO.

RELACION AGUA/CEMENTO:

LA RELACION AGUA/CEMENTO EN NINGUN CASO EXCEDERA DE:
A- SEÑI ARDO POR DEBANO DE 0.63
B- CONTACTO CON AGUAS O SUELOS HUMEDOS NO AGRESIVOS, POR DEBANO DE 0.50

ACERO DE REFUERZO:

ACERO

LAS BARRAS DE ACERO UTILIZADAS EN LA CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DEBEN SATISFACER LOS REQUISITOS ESTABLECIDOS EN EL CODIGO ACI 318-2005

EL ACERO SEDEBEN APLICAR UN LIMITE DE FUERZA SUPERFICIAL CORRIGIDA, GRADO 40

DEBERA OBSERVARSE QUE LAS BARRAS A EMPLEAR PRESENTEN SU SUPERFICIE LIBRE DE CORRUSION, GREBAS, SOLDADURAS O CUALQUIER OTRO DEFECTO QUE PUEBA AFECTAR SUS CARACTERISTICAS MECANICAS.



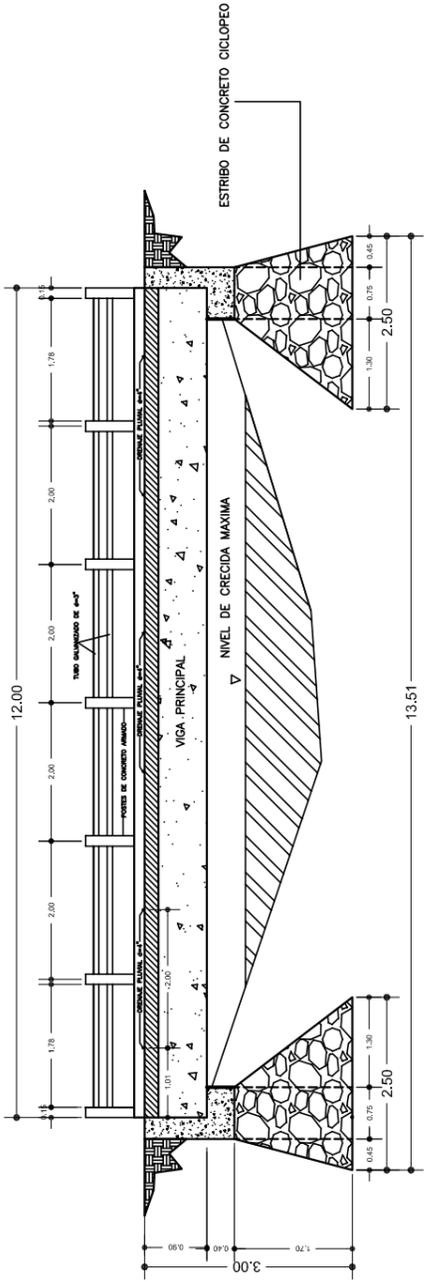
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: PUENTE VEHICULAR DE CONCRETO
UBICACION: ALDEA ULLUMA, MUNICIPIO DE SANTA CATARINA MITA.

CONTENIDO: UBICACION DE LA ALDEA EN EL MUNICIPIO, ESPECIFICACIONES GENERALES

PROFESOR: CRISTIAN ARMANDO AGUIRRE CHINCHILLA
PROYECTISTA: 2004-12319
FECHA: 1 / 5

CRISTIAN ARMANDO AGUIRRE CHINCHILLA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL
CALLE 13-01
TEL: 2410 1474



DETALLE ELEVACION LATERAL DEL PUENTE
ESCALA 1:50

ESPECIFICACIONES

SE USARA CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 210KG/CM² A LOS 28 DIAS CON PROPORCION 1:2:3, SIENDO 1 SACO DE CEMENTO, 3 BOTES DE ARENA, 4.5BOTES DE PIEDRIN, MEDIDOS EN UNA CUBETA DE 5G.

SE USARA ACERO DE REFUERZO DE FY = 2,810 KG/CM² (GRADO 40KS).

TODAS LAS DIMENSIONES DEL PUENTE ESTAN EN METROS, Y EN EL SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES

LA LOSA DE RODADURA DEBERA DE TENER UNA PENDIENTE DEL 2.0% HACIA LOS LADOS.

LOS RECUBRIMIENTOS PARA LA LOSA SERAN DE 5CM EN LA PARTE DE ARRIBA Y 3CM EN LA PARTE INFERIOR.

PARA LAS VIGAS EL RECUBRIMIENTO SERA DE 5CM, LOS DEMAS SERAN DE 2.5CM.

EL CONCRETO CICLOPEO TENDRA UNA PROPORCION DE 33% DE PIEDRA BOLA Y 67% CONCRETO

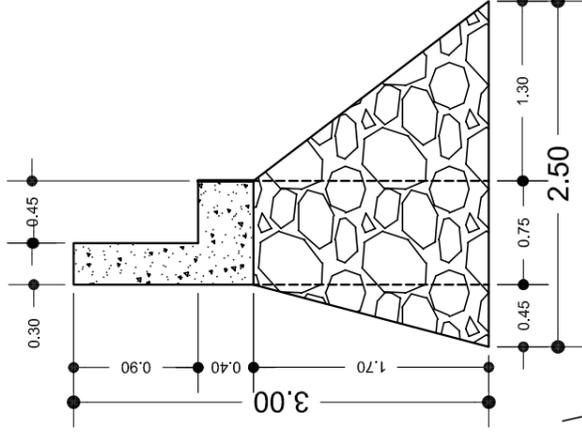
NOTAS GENERALES

EL TERRENO DE LOS ESTRIBOS DEBERA SER PERFECTAMENTE APISONADO

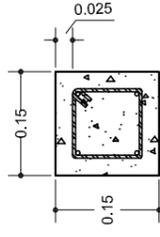
LA ARENA DEBERA DE ESTAR LIBRE DE MATERIA ORGANICA Y DE ARCILLAS QUE PUEDAN REDUCIR LA RESISTENCIA DEL CONCRETO.

EL PIEDRIN SERA DE ROCA TRITURADA, GRAVA DE CANTERA FORMADA DE PARTICULAS DURAS, Y RESISTENTES LIMPIAS.

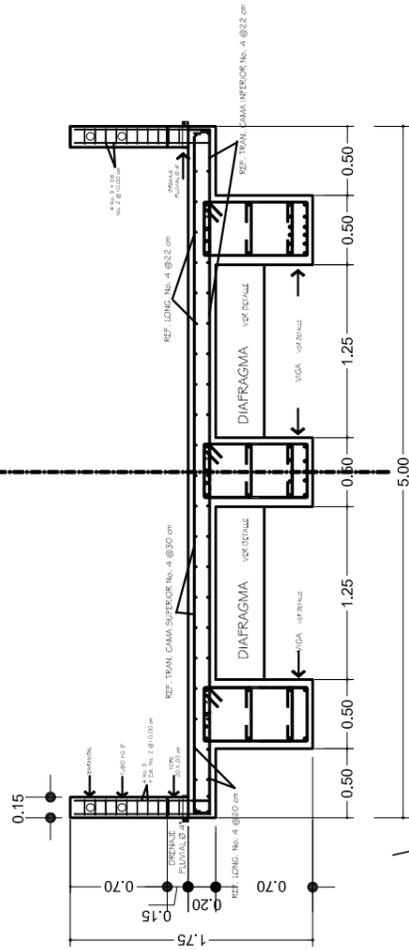
DEBERAN DE PROPORCIONARSE ADECUADO DRENAJE A LOS ESTRIBOS PARA EVITAR PRESIONES NOCIVAS A LA ESTRUCTURA.



CORTE A-A', PLANTA DEL ESTRIBO
ESCALA 1:25



DETALLE DE ARMANDO DE BARANDA
ESCALA 1:5



DETALLE CORTE TRANSVERSAL B-B', VIGA Y LOSA
ESCALA 1:25

VALORES DE LOS ASENTAMIENTOS:
SE VERIFICARA LA CONSISTENCIA DEL CONCRETO FRESCO MEDIANTE ENSAYOS DE ASENTAMIENTO, POR EL METODO DE CONO DE ABRAHMS CON LA SIGUIENTE FRESCURA COMO MINIMO:

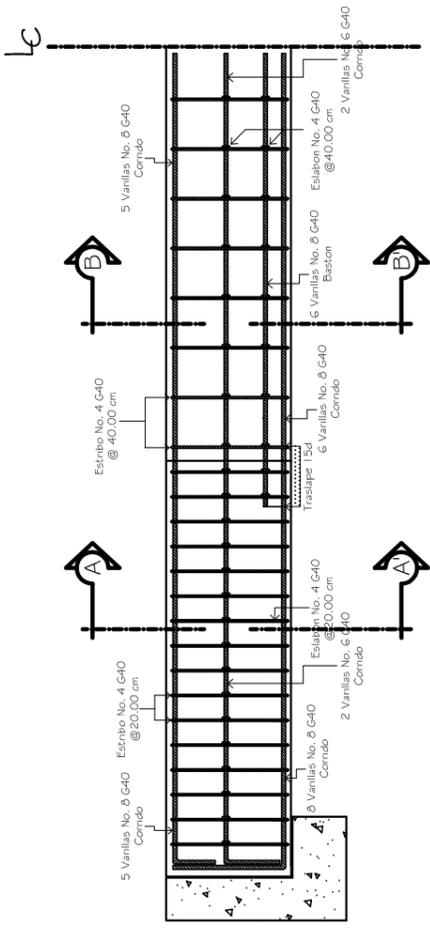
- AL INICIAR LAS OPERACIONES DE FUNDICION
- 1 VEZ DURANTE EL DIA
- CADA VEZ QUE SE MOLDEEN PROBETAS PARA ENSAYOS DE RESISTENCIA

EL CONCRETO COMPACTADO CON VIBRACION INTERNA DE ALTA FRECUENCIA, VIBRADO O APISONADO, TENDRA UN ASENTAMIENTO MAXIMO DE: 4" O 10cm

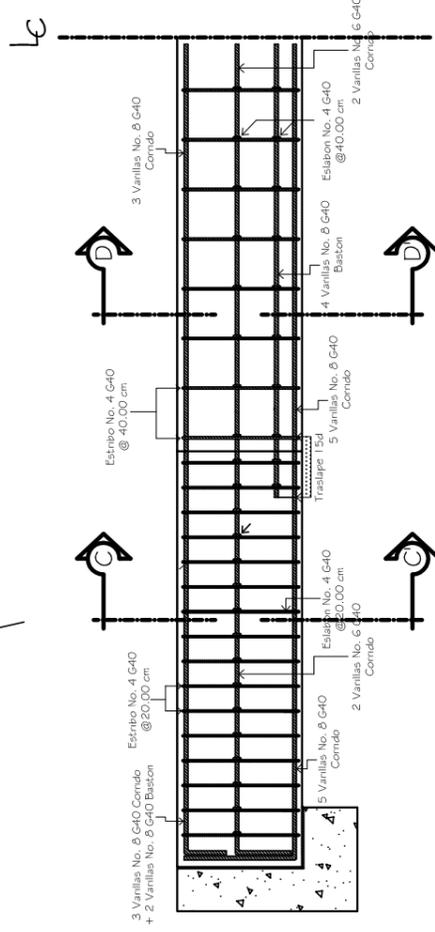
FRECUENCIA DE HECHURA DE PROBETAS Y ENSAYOS:

- A.- LAS PROBETAS DE CONCRETO DEBEN SER EJECUTADAS DE ACUERDO A LA NORMA ASTM APLICABLE, DEBERAN CONFECCIONARSE UN MINIMO DE 5 PROBETAS POR CADA DIA DE FUNDICION Y POR CADA TIPO DE CONCRETO
- B.- DOS PROBETAS SERAN ENSAYADAS A LOS 7 DIAS , Y OTRAS 2 A LOS 28 DIAS.

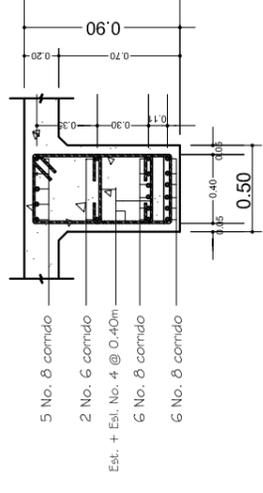
		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
NOMBRE: CRISTIAN ARMANDO AGUIRRE CHINCHILLA		INSTITUCION: ALDEA LULUMA, MUNICIPIO DE SANTA CATARINA, MITA.	
CONTINENTE:			
DETALLES DE TRANSVERSAL Y ELEVACION FRONTAL			
PRESENTA: CRISTIAN ARMANDO AGUIRRE CHINCHILLA		HOJA: 2004-12319	
V.B.S.:		4 / 5	
CREDITO:		INGENIERIA	
FECHA:		ASESORIA	



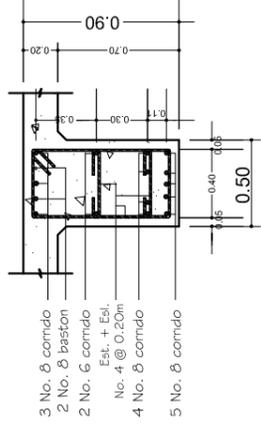
DETALLE CORTE LONGITUDINAL VIGA EXTERIOR
ESCALA 1:25



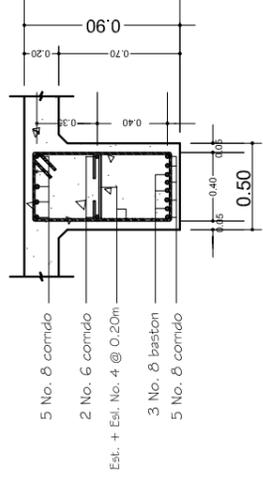
DETALLE CORTE LONGITUDINAL VIGA INTERIOR
ESCALA 1:25



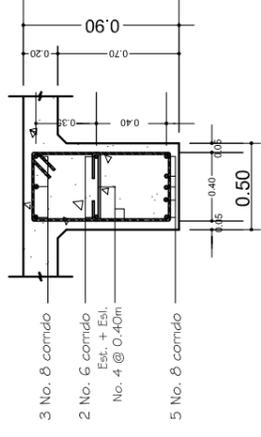
DETALLE ARMADO VIGA EXTERIOR CORTE B-B'
ESCALA 1:20



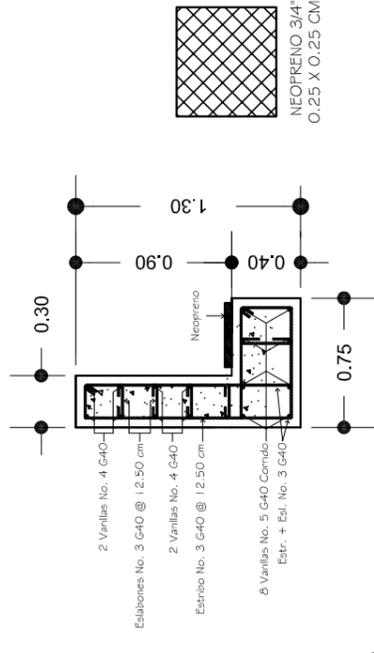
DETALLE ARMADO VIGA INTERIOR CORTE D-D'
ESCALA 1:20



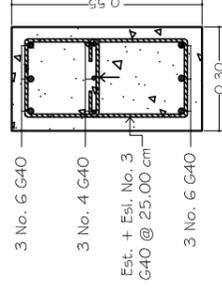
DETALLE ARMADO VIGA EXTERIOR CORTE A-A'
ESCALA 1:20



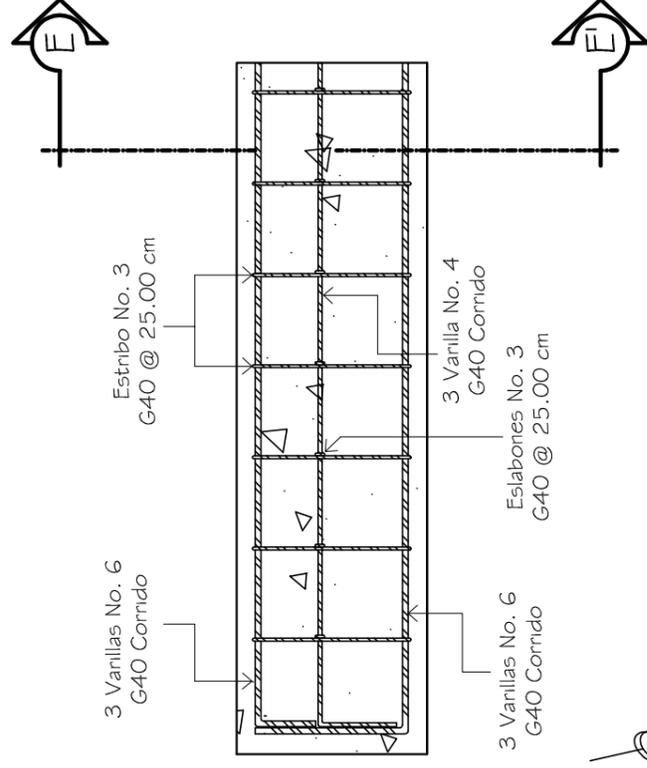
DETALLE ARMADO VIGA INTERIOR CORTE C-C'
ESCALA 1:20



DETALLE ARMADO CORTINA Y VIGA DE APOYO
ESCALA 1:20



DETALLE ARMADO DIAFRAGMA CORTE E-E'
ESCALA 1:20



DETALLE CORTE LONGITUDINAL DEL DIAFRAGMA
ESCALA 1:20

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: PUENTE VEHICULAR DE CONCRETO
UBICACION: ALDEA ULLUMA, MUNICIPIO DE SANTA CATERINA, M.T.A.

CONTENIDO:
DETALLES DE VIGA INTERNA Y EXTERNA, DIAFRAGMA, CORTINA Y VIGA DE APOYO

PROFESOR: CRISTIAN A. AGUIRRE CH
ALUMNO: CRISTIAN A. AGUIRRE CH
MATERIA: MECANICA
FECHA: INICIADA
CAPA: 5

PROFESOR: CRISTIAN A. AGUIRRE CH
ALUMNO: CRISTIAN A. AGUIRRE CH
MATERIA: MECANICA
FECHA: INICIADA
CAPA: 5

PROFESOR: CRISTIAN A. AGUIRRE CH
ALUMNO: CRISTIAN A. AGUIRRE CH
MATERIA: MECANICA
FECHA: INICIADA
CAPA: 5