



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

**DISEÑO DE ESCUELA ENCARNACIÓN PALMA Y PUENTE
VEHICULAR EN ALDEA EL RODEO, MUNICIPIO DE SANTA CATARINA
MITA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**

Mynor Rolando Pérez González
Asesorado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Guatemala, junio de 2010

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE ESCUELA ENCARNACION PALMA Y PUENTE
VEHICULAR EN ALDEA EL RODEO, MUNICIPIO DE SANTA CATARINA
MITA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR:

MYNOR ROLANDO PÉREZ GONZÁLEZ

ASESORADO POR EL ING. SILVIO JOSÉ RODRIGUEZ SERRANO
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JULIO DE 2010.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia Garcia Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Angel Davila Calderón
VOCAL IV	Br. Luis Pedro Ortiz de León
VOCAL V	Agr. José Alfredo Ortiz Herincx
SECRETARIA A.I.	Ing. Mayra Grisela Corado

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

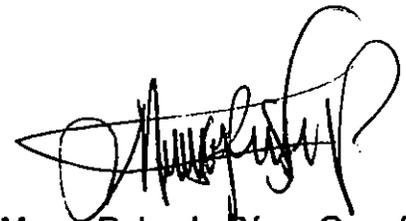
DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Inga. Mayra Rebeca Garcia Soria
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

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 ESCUELA ENCARNACIÓN PALMA Y PUENTE
VEHICULAR EN ALDEA EL RODEO, MUNICIPIO DE SANTA CATARINA
MITA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 26 de agosto de 2009.



Mynor Rolando Pérez González



UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala 09 de marzo de 2010.
Ref.EPS.DOC.434.03.10.

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 **Mynor Rolando Pérez González** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200313346**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE ESCUELA ENCARNACIÓN PALMA Y PUENTE VEHICULAR EN ALDEA EL RODEO, MUNICIPIO DE SANTA CATARINA MITA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA”**.

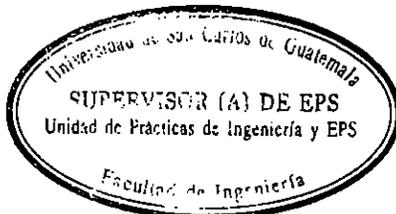
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”
Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil

c.c. Archivo
SJRS/ra





UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala, 09 de marzo de 2010.
Ref.EPS.D.198.03.10

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

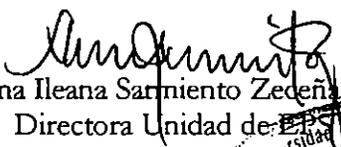
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE ESCUELA ENCARNACIÓN PALMA Y PUENTE VEHICULAR EN ALDEA EL RODEO, MUNICIPIO DE SANTA CATARINA MITA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Mynor Rolando Pérez González**, 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 Zedeña de Serrano
Directora Unidad de EPS

NISZ/ra





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala, 14 de mayo 2010

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE ESCUELA ENCARNACIÓN PALMA Y PUENTE VEHICULAR EN ALDEA EL RODEO, MUNICIPIO DE SANTA CATARINA MITA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Mynor Rolando Pérez González, 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

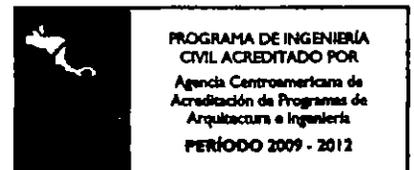
Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

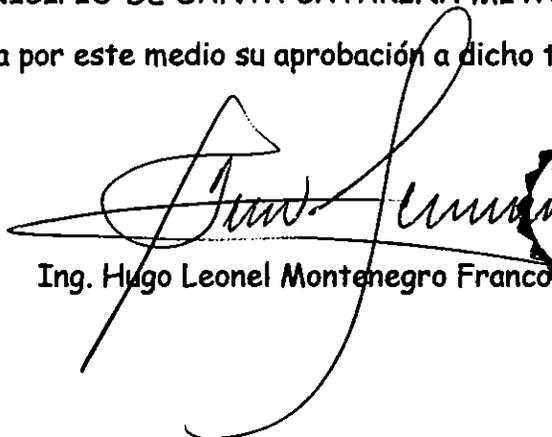
/bbdeb.

Más de **130** Años de Trabajo Académico y Mejora Continua





El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del 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 Mynor Rolando Pérez González, titulado DISEÑO DE ESCUELA ENCARNACIÓN PALMA Y PUENTE VEHICULAR EN ALDEA EL RODEO, MUNICIPIO DE SANTA CATARINA MITA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, junio de 2010

/bbdeb.



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 ESCUELA ENCARNACIÓN PALMA Y PUENTE VEHÍCULAR EN ALDEA EL RODEO, MUNICIPIO DE SANTA CATARINA MITA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**, presentado por el estudiante universitario **Mynor Rolando Pérez González**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

A large, handwritten signature in black ink, appearing to be 'Murphy Olympio Paiz Recinos', written over a large, empty oval shape.

Ing. Murphy Olympio Paiz Recinos
DECANO

Guatemala, julio de 2010



/gdech

AGRADECIMIENTOS A:

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano, por su apoyo y valiosa asesoría en el desarrollo del presente trabajo.

La Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos, por ser mi casa de estudios

Y para todas esas personas que de alguna u otra forma prestaron su ayuda y colaboración para el desarrollo del presente informe del E.P.S.

DEDICATORIA:

A DIOS

A MIS PADRES

Candelario Pérez
Berta González de Pérez

A MIS HERMANOS

Ilmer René, Willian Yovani, Amabilia
Carina

A TODA MI FAMILIA

Con cariño y respeto

**A MIS AMIGOS
Y COMPAÑEROS**

Con mucho aprecio

A LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XV
RESUMEN	XIX
OBJETIVOS	XXI
INTRODUCCIÓN	XXIII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1 Monografía del municipio de Santa Catarina Mita, departamento de Jutiapa	1
1.1.1 Aspectos generales	1
1.1.2 Localización del lugar	2
1.1.3 Ubicación geográfica	3
1.1.4 Aspectos topográficos	3
1.1.5 Vías de acceso	3
1.1.6 Climas	4
1.1.7 Colindancias	5
1.1.8 Turismo	5
1.1.9 Demografía	6
1.1.10 Actividades socio-económicas	8
1.1.10.1 Breve descripción de las actividades productivas de la comunidad	8
1.1.11 Idioma	8
1.1.12 Servicios existentes	8
1.1.13 Salud	9

1.1.13.1	Condiciones sanitarias	10
1.1.13.2	Natalidad	10
1.1.13.3	Mortalidad	10
1.1.13.4	Morbilidad.....	11
1.2	Investigación diagnostica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de Santa Catarina Mita, departamento de Jutiapa	11
1.2.1	Descripción de las necesidades	11
1.2.2	Priorización de las necesidades	12
2	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	13
2.1	Diseño de escuela Encarnación Palma	13
2.1.1	Descripción del proyecto	13
2.1.2	Investigación preliminar	14
2.1.2.1	Terreno disponible	14
2.1.2.2	Análisis de suelos	14
2.1.2.2.1	Ensayo triaxial.....	14
2.1.3	Diseño arquitectónico	15
2.1.3.1	Ubicación del edificio	16
2.1.3.2	Distribución de ambientes	16
2.1.3.3	Altura del edificio.....	17
2.1.3.4	Selección del sistema estructural a utilizar.....	17
2.1.4	Análisis estructural.....	17
2.1.4.1	Pre-dimensionamiento estructural.....	18
2.1.4.2	Modelos matemáticos de marcos rígidos.....	20
2.1.4.3	Cargas horizontales y verticales aplicados a marcos rígidos	21
2.1.4.4	Análisis de marcos rígidos utilizando un software. 40	
2.1.4.5	Momentos últimos por envolvente de momentos..	41
2.1.4.6	Diagramas de momentos y corte últimos	41

2.1.5	Diseño estructural	44
2.1.5.1	Losas	44
2.1.5.2	Vigas	52
2.1.5.3	Diseño de muros	58
2.1.5.4	Columnas y zapatas	60
2.1.6	Instalaciones eléctricas	79
2.1.7	Instalaciones Hidráulicas	79
2.1.8	Planos constructivos	79
2.1.9	Presupuesto	80
2.1.9.1	Materiales	80
2.1.9.2	Mano de obra	80
2.1.9.3	Costo total del proyecto	81
2.1.9.4	Costo por metro cuadrado	83
2.2	Diseño de puente vehicular para aldea El Rodeo, municipio de Santa Catarina Mita, departamento de Jutiapa	83
2.2.1	Estudio topográfico	85
2.2.2	Evaluación de calidad del suelo	86
2.2.3	Estudio hidrológico e hidráulico	89
2.2.3.1	Área de sección de cauce	90
2.2.3.2	Cálculo de caudal máximo	91
2.2.4	Descripción general de alternativa propuesta	92
2.2.5	Datos y especificaciones de diseño	92
2.2.6	Diseño de superestructura	92
2.2.6.1	Análisis y diseño de losa	93
2.2.6.1.1	Cálculo de espesor de losa	93
2.2.6.1.2	Cálculo de momentos	93
2.2.6.1.3	Combinación de cargas	96
2.2.6.1.4	Cálculo de peralte	96
2.2.6.1.5	Cálculo de acero mínimo	97

2.2.6.1.6	Cálculo de acero cama superior	98
2.2.6.2	Diseño de vigas.....	99
2.2.6.2.1	Dimensionamiento	99
2.2.6.2.2	Cálculo de momento por carga muerta	100
2.2.6.2.3	Cálculo de momento por sobrecarga	102
2.2.6.2.4	Carga debido al impacto	105
2.2.6.2.5	Factor de distribución.....	105
2.2.6.2.6	Cálculo de momento total actuante en la viga	106
2.2.6.2.7	Cálculo de refuerzo	106
2.2.6.2.8	Cálculo de refuerzo mínimo	107
2.2.6.2.9	Cálculo de refuerzo máximo	107
2.2.6.2.10	Chequeo de refuerzo a compresión.....	109
2.2.6.2.11	Cálculo de esfuerzo cortante máximo por carga muerta.....	111
2.2.6.2.12	Cálculo de esfuerzo cortante máximo por carga viva.....	112
2.2.6.2.13	Carga de impacto.....	113
2.2.6.2.14	Diseño de vigas exteriores.....	115
2.2.6.3	Diseño de diafragmas	119
2.2.6.4	Diseño de banquetas	122
2.2.6.5	Diseño de barandal	125
2.2.7	Diseño de la subestructura.....	127
2.2.7.1	Análisis y diseño de estructura de apoyo.....	127
2.2.7.1.1	Diseño de la cortina	127
2.2.7.1.2	Empuje de tierra.....	127
2.2.7.1.3	Fuerza longitudinal.....	129
2.2.7.1.4	Fuerza de sismo.....	129
2.2.7.1.5	Cálculo de refuerzo a corte	130

2.2.7.1.6	Diseño de viga de apoyo	131
2.2.7.1.7	Diseño de neopreno	132
2.2.7.2	Análisis y diseño de estribos	134
2.2.7.2.1	Empuje del suelo	136
2.2.7.2.2	Empuje por sobrecarga	137
2.2.7.2.3	Empuje activo debido al relleno.....	137
2.2.7.2.4	Empuje pasivo del suelo.....	137
2.2.7.2.5	Cálculo de momento de volteo	138
2.2.7.2.6	Cálculo de momento estabilizante.....	140
2.2.7.2.7	Chequeo por volteo	140
2.2.7.2.8	Chequeo por deslizamiento	140
2.2.7.2.9	Chequeo de presiones en la base del muro	141
2.2.8	Planos constructivos	141
2.2.9	Presupuesto	142
2.2.10	Operación y mantenimiento	143
	CONCLUSIONES.....	145
	RECOMENDACIONES	147
	BIBLIOGRAFÍA.....	149
	APÉNDICE	151

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Mapa de ubicación geográfica	1
2. Marco rígido C, sentido Y	21
3. Marco rígido C, sentido X	21
4. Cargas verticales y horizontales en marco C, sentido Y.....	39
5. Cargas verticales y horizontales en marco 3, sentido X	40
6. Diagrama de envolvente de momentos marco C, sentido X.....	42
7. Diagrama de envolvente de momentos marco 3, sentido X	42
8. Diagrama de corte producto de la envolvente de momentos marco C, sentido X	43
9. Diagrama de corte producto de la envolvente de momento marco 3, sentido Y.....	43
10. Planta de distribución de losas	45
11. Planta de momentos balanceados primer nivel	49
12. Planta de momentos balanceados segundo nivel.....	50
13. Esquema de columna segundo nivel.....	62
14. Esquema de columna primer nivel.....	63
15. Diagrama de presiones para zapata.....	71
16. Esquema de cálculo de corte punzonante zapata interior	72
17. Esquema para cálculo de corte punzonante zapata de borde	75
18. Esquema para cálculo de corte punzonante zapata de esquina....	78
19. Sección de cauce de quebrada	90
20. Sección transversal de losa	93
21. Dimensiones de viga principal	100
22. Sección transversal de puente aldea El Rodeo	100
23. Diagrama de momentos por carga muerta viga principal	101
24. Diagrama del tándem de diseño sobre puente aldea El Rodeo...	103
25. Diagrama de las reacciones producidas por tándem de diseño ..	103

26. Amado de viga principal puente aldea El Rodeo.....	110
27. Diagrama de carga muerta sobre viga principal.....	111
28. Diagrama de esfuerzos cortantes por carga muerta viga principal	112
29. Diagrama de posición de tándem para esfuerzos cortantes.....	112
30. Diagrama de esfuerzos cortantes por carga viva.....	113
31. Armado de viga exterior puente aldea El Rodeo.....	118
32. Armado de diafragma interior puente aldea El Rodeo.....	121
33. Dimensiones de banquetta puente aldea El Rodeo.....	122
34. Diagrama de carga muerta sobre banquetta de puente aldea El Rodeo.....	123
35. Diagrama de cargas vivas sobre banquetta según AASHTO.....	123
36. Diagrama de barandal puente aldea El Rodeo.....	125
37. Diagrama de cargas vivas sobre barandal.....	125
38. Armado de barandal.....	126
39. Diagrama de presiones sobre cortina.....	128
40. Dimensiones de cortina de puente aldea El Rodeo.....	128
41. Armado de viga de apoyo puente aldea El Rodeo.....	131
42. Dimensiones de estribo puente aldea El Rodeo.....	134
43. Diagrama de cargas sobre estribo.....	138
44. Diagrama de cargas estabilizantes del estribo.....	139
45. Ensayo triaxial.....	153

TABLAS

I.	Aldeas del municipio de Santa Catarina Mita	2
II.	Población total y su distribución porcentual según lugares poblados	7
III.	Valor soporte permisible, según tipo de suelo	15
IV.	Integración de cargas verticales en marcos del eje Y, segundo nivel	24
V.	Integración de cargas verticales en marcos del eje Y, primer nivel	25
VI.	Integración de cargas verticales en marcos del eje X, segundo nivel	25
VII.	Integración de cargas verticales en marcos de eje X, primer nivel	26
VIII.	Cálculo de fuerzas por nivel.....	30
IX.	Cálculo de centro de masa sentido Y, segundo nivel	31
X.	Cálculo de centro de masa sentido Y, primer nivel.....	32
XI.	Cálculo de centro de masa sentido X, segundo nivel	32
XII.	Cálculo de centro de masa sentido X, primer nivel.....	33
XIII.	Cálculo de centro de rigidez sentido X, segundo nivel	35
XIV.	cálculo de centro de rigidez sentido X, primer nivel.....	35
XV.	Cálculo de centro de rigidez sentido Y, segundo nivel	35
XVI.	Cálculo de centro de rigidez sentido Y, primer nivel.....	36
XVII.	Excentricidades reales.....	36
XVIII.	Excentricidades de diseño.....	37
XIX.	Distribución de fuerzas por marco segundo nivel, sentido X	38
XX.	Distribución de fuerzas por marco primer nivel, sentido X.....	38
XXI.	Distribución de fuerzas por marco primer nivel, sentido Y.....	38
XXII.	Momento balanceados de losa.....	48
XXIII.	Resumen de presupuesto de escuela Encarnación Palma	82
XXIV.	Distribución de acero en vigas.....	57

XXV.	Refuerzo mínimo para muros de mampostería	58
XXVI.	Separación máxima en muros de mampostería	58
XXVII.	Resumen de presupuesto de escuela Encarnación Palma	82
XXVIII.	Datos de diseño de puente aldea El Rodeo	92
XXIX.	Factores de carga para puente aldea El Rodeo	96
XXX.	Integración de carga muerta para estribo	135
XXXI.	Cálculo de momento de volteo de estribo	139
XXXII.	Cálculo de momento estabilizante de estribo	140
XXXIII.	Resumen de presupuesto puente aldea El Rodeo	143

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área
A'	Dimensión del claro corto de la losa vista en planta.
ACH	Área chica, área del núcleo de la sección tomada a ejes del refuerzo longitudinal exterior.
Ag	Área gruesa, área total de la sección.
As	Área de acero de refuerzo
AsMAX	Área de acero máximo permitido
AsMIN	Área de acero mínimo permitido
AsTEMP	Área de acero por temperatura
Av	Área de varilla
Az	Área zapata
B'	Dimensión del claro largo de la losa vista en planta
B	Ancho del elemento en sección
C	Coeficiente para el cálculo de momentos en losas, tomado del ACI
CG	Centro de gravedad
CM	Carga muerta
Cm	Centro de masa
CR	Centro de rigidez
CU	Carga última
CV	Carga viva
E	Esbeltez de la columna
EM	Módulo de elasticidad del material
Es	Módulo de elasticidad del acero
Ec	Módulo de elasticidad del concreto
E	Excentricidad
Ex	Excentricidad en el sentido X
Ey	Excentricidad en el sentido Y

F'c	Resistencia a la compresión del concreto
Fy	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo
Fni	Fuerza por nivel, en el nivel i
Fs	Factor de seguridad
FT	Fuerza de techo
H	Peralte total del elemento en sección
I o Ig	Inercia de la sección total del concreto respecto al eje centroidal, sin tomar en cuenta el acero de refuerzo
K	Factor de pandeo de la columna
Ka	Coeficiente del empuje activo de suelos
Kp	Coeficiente del empuje pasivo de suelos
Kx	Coeficiente tomado del diagrama de iteración para el sentido X
Ky	Coeficiente tomado del diagrama de iteración para el sentido Y
L	Longitud del elemento
Lo	Longitud de confinamiento de estribos
Lu	Longitud libre de pandeo de la columna
M	Momento
M	Relación entre los claros de la losa, A'/B'
M(+)	Momento positivo
M(-)	Momento negativo
MCM	Momento inducido por la carga muerta
MCV	Momento inducido por la carga viva
Mb	Momento balanceado
P	Carga puntual aplicada a un elemento
PU	Carga última
Pcol	Peso de la columna
S	Espaciamiento del acero de refuerzo
SMIN	Espaciamiento mínimo del acero de refuerzo por cortante
t	Espesor de losa [cm]

V	Fuerza cortante factorizada actuante, en el elemento
V_{max}	Corte máximo actuante
V_s	Valor soporte del suelo
W	Peso distribuido
δ	Magnificador de momentos
β_d	Factor de flujo plástico del concreto
ρ_{bal}	Porcentaje de acero en la falla balanceada
ρ_{max}	Porcentaje de acero máximo permitido en un elemento
ρ_{min}	Porcentaje de acero mínimo permitido en un elemento
ρ_s	Relación volumétrica del volumen de espiral al volumen total del núcleo de la columna
ρ_{tμ}	Valor de la curva en el diagrama de iteración
Ψ_A	Coeficiente que mide el grado de empotramiento a la rotación, de una columna, en su extremo superior
Ψ_B	Coeficiente que mide el grado de empotramiento a la rotación, de una columna, en su extremo inferior
φ	Factor de reducción de resistencia
γ	Valor del diagrama de iteración
Σ	Sumatoria de una serie de valores

GLOSARIO

AASHTO	Siglas de la American Association State Highway and Transportation Officials (Asociación Americana de Autopistas Estatales y Oficiales de Transporte).
Acera	Parte de la estructura dedicada exclusivamente al paso de peatones.
ACI	Instituto Americano del Concreto.
Aproche	Viene del inglés to approach (aproximarse) y se refiere a las estructuras o rellenos que conectan a la carretera con el puente.
Carga de diseño	Carga que debe soportar la estructura para el diseño.
Carga muerta	Carga permanente en una estructura.
Carga viva	Carga no permanente en una estructura.
Concreto ciclópeo	Material de construcción obtenido de una mezcla proporcionada de cemento, arena, pedrín, piedra y agua.
Concreto reforzado	Material de construcción obtenido de una mezcla cuidadosamente proporcionada de cemento, arena, pedrín y agua; todo esto combinado con el acero, que es un elemento homogéneo, usualmente reticular, cuyas características atómicas lo hacen extremadamente

	resistente a esfuerzos de tensión.
Esfuerzo	Fuerza por unidad de área.
Estribo	Cada una de las estructuras extremas que sirve de apoyo a la superestructura de un puente.
Excentricidad	Distancia comprendida entre el centro de masa y el centro de rigidez de una estructura.
Luz	Distancia horizontal interna entre dos estribos.
Mampostería	Es un sistema constructivo que se basa en los elementos que van unidos entre si, por medio de una mezcla de arena y cemento, para soportar cargas que se le apliquen.
Momento	Producto de intensidad de una fuerza por su distancia perpendicular desde la línea de acción de la fuerza al eje de rotación.
Puente	Estructura mayor de seis metros, construida para salvar depresiones encontradas en cualquier vía de comunicación.
Refuerzo	Material que consiste en acero estructural y se utiliza para aumentar el soporte estructural de los elementos de concreto.
Superestructura	Es la parte superior del puente, la cual soporta las cargas existentes en él. Se compone de losa o piso, vigas principales y diafragmas.

Subestructura	Es la parte inferior del puente, formado por los estribos, vigas de apoyo y sus obras de protección.
Topografía	Es la ciencia que estudia el conjunto de principios y procedimientos que tienen por objeto la representación gráfica de la superficie de la tierra, con sus formas y detalles. Para eso se utiliza un sistema de coordenadas tridimensionales, siendo la X y la Y competencia de la planimetría y la Z de la altimetría.
Viga	Elemento estructural usado principalmente para soportar esfuerzos flexionantes
Zapata	Tipo de cimentación superficial adecuado, cuando el terreno tiene propiedades adecuados para soporte.

RESUMEN

Este trabajo de graduación trata del diseño y planificación de la escuela Encarnación Palma, en el casco urbano y un puente vehicular para la aldea El Rodeo, del municipio de Santa Catarina Mita, del departamento de Jutiapa. Este consta de dos fases.

La primera fase trata de la investigación monográfica específica del municipio de Santa Catarina Mita del departamento de Jutiapa; aquí podemos encontrar información sobre aspectos generales de la comunidad, ubicación y acceso, situación demográfica, topografía e hidrografía, aspectos climáticos, aspectos económicos y actividad productiva, servicios básicos de cada comunidad. También una investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura, teniendo en cuenta la descripción de las necesidades y la priorización de las necesidades.

La segunda fase trata del servicio profesional, que consta de todo el proceso para el diseño y la planificación, tomando en cuenta todos los criterios técnicos y requerimientos para ambos proyectos, dejando constancia de todos los cálculos y soluciones propuestas a los problemas planteados. También se incluyen planos constructivos, presupuestos y especificaciones técnicas.

OBEJETIVOS

GENERAL

- Proponer soluciones a problemas que se presentan, mediante proyectos de infraestructura y así contribuir con el desarrollo de las comunidades en el municipio de Santa Catarina Mita.

ESPECÍFICOS:

1. Diagnosticar y analizar necesidades de infraestructura no satisfechas para la selección de los proyectos a realizar.
2. Diseñar el edificio de la escuela Encarnación Palma, brindando una estructura segura, estética y económica, con el cual se tendrá más capacidad para albergar una mayor cantidad de alumnos.
3. Planificar y diseñar el puente vehicular para aldea El Rodeo, Santa Catarina Mita, Jutiapa.

INTRODUCCIÓN

El Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) tiene como objetivo brindar apoyo técnico a diferentes entidades para diagnosticar y planificar proyectos reales de infraestructura de beneficio común, como una proyección de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, hacia la sociedad guatemalteca.

El Ejercicio Profesional Supervisado, se realizó en el departamento de infraestructura de la Oficina Municipal de Planificación (OMP) del municipio de Santa Catarina Mita, departamento de Jutiapa. Tomando en cuenta la información proporcionada por la Oficina Municipal de Planificación, sobre las necesidades y prioridades existentes en este municipio de acuerdo a los aspectos sociales, culturales y económicos, se proponen dos proyectos: diseño de escuela Encarnación Palma, para el casco urbano del municipio, ya que las escuelas con las que cuentan no tienen la capacidad para cumplir con el crecimiento poblacional.

El segundo proyecto es el diseño de un puente vehicular para la aldea El Rodeo, ya que actualmente no se cuenta con un paso adecuado, según las necesidades existentes de crecimiento económico, el cual contribuirá al desarrollo de la comunidad y además se podrá transitar en época de invierno cuando se dificulta el paso por los torrentes fluviales.

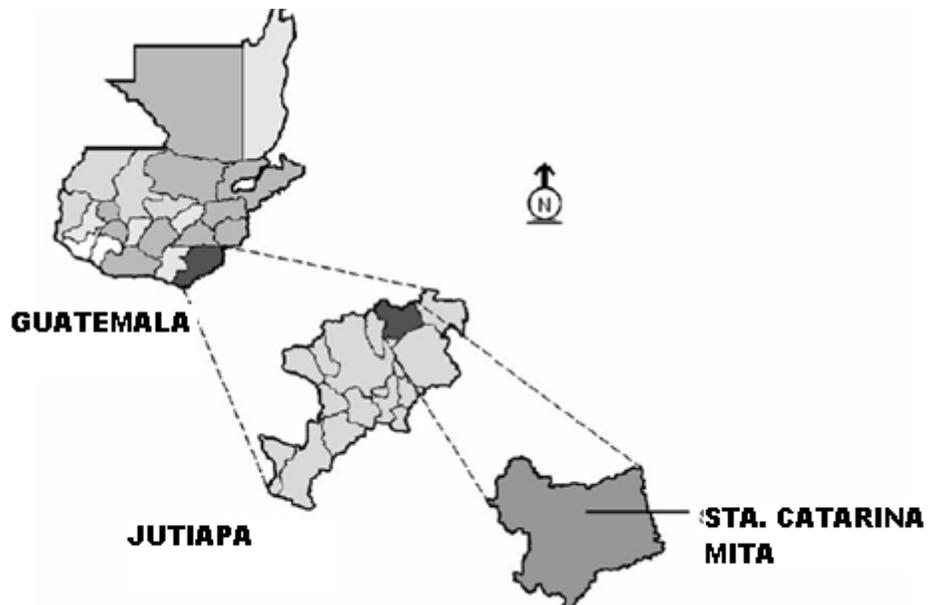
1. FASE DE INVESTIGACIÓN

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 está organizado territorialmente en 50 centros poblados que incluyen la cabecera municipal, 20 aldeas, 26 caseríos y 3 fincas.

Las aldeas del municipio son las siguientes:

Tabla I. Aldeas del municipio de Santa Catarina Mita

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, se localiza a 150Km 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 700.00 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, esta 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 31.4961 in y 39.3701 in y como promedio total anual 31.4961 in. La evapotranspiración potencial es alrededor de 1.5.

1.1.7 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.

1.1.8 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.

1.1.9 Demografía

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 II. Población total y su distribución porcentual, según lugares poblados.

LUGAR POBLADO	DEL LUGAR	PORCENTAJE
CASCO URBANO	8406	32.87
EL RODEO	766	3
LAS LAJAS	394	1.54
LOS SANDOVALES	142	0.66
EL QEUBRACHO	1614	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	2505	9.8
CUESTA DEL CUAYABO	2129	8.33
EL LIMON	1568	6.13
HORCONES	1117	4.37
LLANO DE LAGARTO	602	2.35
QUEBRADA DEL MUERTO	267	1.05
LA ARADA	376	1.47
LA ARADITA	247	0.97
EL ROBLAR	162	63
SABANETAS	76	0.3
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	0.1
SAN VICENTE	124	0.49
SANTA ROSA	145	0.57
EL GUAPINOL	110	0.43
ZACUAPA	161	0.63
EL MOSQUITO	15	0.06
LA MONTAÑITA	251	0.98
CARBONERA	661	2.58
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	169	0.66
LA TUNA	46	0.18
AGUILARES	43	0.17
LOS TENAS	75	0.29
LAGUNA DE RETANA	94	0.37
TOTALES	25572	100

Fuente: Municipalidad Santa Catarina Mita. Año 2002

1.1.10 Actividades socio-económicas

1.1.10.1 Breve descripción de las actividades productiva 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 está que todas éstas a pequeña escala.

Algunos de los productos obtenidos de las actividades ya mencionadas, se puede 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.

1.1.11 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.

1.1.12 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 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.

1.1.13 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 inicio 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 ejecutara 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.

1.1.13.1 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 más directa a los infantes.

1.1.13.2 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.

1.1.13.3 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

1.1.13.4 Morbilidad

En la morbilidad no se tienen cifras estimadas, pero en las aldeas más lejanas del casco urbano es donde se registran mayor cantidad de enfermos por diversas causas, en la mayoría por causas sanitarias.

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
- 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 escuela Encarnación Palma:

- Deterioro de las instalaciones actuales.
- El crecimiento demográfico hace inoperante el actual edificio con el que cuentan para impartir las clases.
- Con la ampliación del edificio escolar se tendrá mayor espacio para la actividad educativa y mejores condiciones para la misma.

Proyecto puente vehicular:

- Debido a que en la actualidad la aldea El Rodeo 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 la escuela existente, lo cual imposible el tránsito.
- Mejorar las rutas de acceso a los distintos puntos del municipio, para generar un impacto positivo en la economía de lo habitantes.
- Salvar el obstáculo del riachuelo de aldea El Rodeo para que los habitantes de esta aldea puedan salvar el riachuelo en cualquier época del año.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño de escuela Encarnación Palma

2.1.1 Descripción del proyecto

Muchos factores se vinculan 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.

Se construirá dicha edificación de dos niveles, con un área aproximada a 647 metros cuadrados cada nivel, utilizando el primer para salones de clases sanitarios y el segundo nivel solo para salones de clases, 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 UBC y para distribución de áreas y ambientes las normas propuestas por el Ministerio de Educación, así también, los muros de división serán de mampostería de block pómez de un espesor de 0.15 metros. Además, contará con agua potable, servicio eléctrico, piso de granito y piso de concreto.

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 construida la escuela Encarnación Palma, dicho lugar está en el centro del municipio, sobre la 3ta. Avenida de la zona 1, frente al parque, contiguo a la municipalidad.

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

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 III. Valor soporte permisible, según tipo de suelo

MATERIAL DEL SUELO	Ton/m²	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, y por inspección visual el suelo es arcilloso y duro entonces tenemos 53 ton/m². Basándonos en memorias de cálculo de construcciones anteriores en el sector, usaremos un valor igual a 40 ton/m².

2.1.3 Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico se refiere a darle la forma adecuada, y distribuir en conjunto los diferentes ambientes que componen el edificio. Esto se hace para tener un lugar cómodo y funcional para su uso, tanto en iluminación, como en la ventilación y distribución. Para lograrlo, se deben tomar en cuenta los diferentes criterios arquitectónicos del Reglamento de Construcción de Edificios Educativos.

Los edificios se deben diseñar de acuerdo con necesidades que se tengan; además, estarán limitados por el espacio disponible, los recursos

materiales y las normas de diseño que existan. La tipología arquitectónica que se va a utilizar es la de marcos rígidos de concreto reforzado, losas planas de concreto reforzado y paredes de mampostería de block pómez.

Para el caso de este edificio, se necesitan 6 aulas de enseñanza aprendizaje, módulo de gradas y salón de maestros.

En el apéndice, se muestran los planos de la distribución de dichos ambientes, así como las fachadas respectivas, lo cual se realizó con base en requisitos del Reglamento de Construcción de Edificios Educativos y requerimientos de las autoridades del lugar.

2.1.3.1 Ubicación del edificio en el terreno

El edificio de aulas se ubica en el centro del terreno, a manera de cumplir con, lo que sugiere el Reglamento. Además, se quiere aprovechar la ubicación de este edificio, en relación con las edificaciones existentes, para que quede espacio disponible (área libre) para recreación.

2.1.3.2 Distribución de ambientes

La forma de los ambientes y ubicación dentro de la estructura se hizo en base al reglamento que proporciona el Ministerio de Educación para construcción de edificios escolares.

2.1.3.3 Altura del edificio

Se prefiere hacer el edificio de dos niveles, para tener espacio disponible; esto cumple con la norma de tres niveles máximo,

La altura de todos los ambientes es de 3.00 metros para proporcionar una temperatura adecuada en las aulas.

2.1.3.4 Selección del sistema estructural a usar

No se requieren fórmulas matemáticas para seleccionar un sistema estructural; todo es conceptual. Luego se hace el cálculo, que comprueba el sistema que garantiza su seguridad y economía.

En la elección del sistema estructural, influyen, en la toma de decisiones, factores de resistencia, economía, estética, los materiales disponibles en el lugar y la técnica para realizar la obra. El resultado debe comprender el tipo estructural, formas y dimensiones, los materiales y el proceso de ejecución.

Se ha elegido un sistema estructural del tipo de marcos rígidos de concreto reforzado, con losas planas y tabiques de mampostería de block pómez; además, todo el sistema se construirá en obra usando los métodos tradicionales.

2.1.4 Análisis estructural

Este análisis es el proceso que se realiza para determinar respuestas de la estructura ante las acciones exteriores, que puedan afectar; en otras

palabras, se determinan los efectos de las cargas aplicadas a una estructura. Para el edificio de aulas, se hace el análisis estructural de la forma siguiente:

2.1.4.1 Pre-dimensionamiento estructural

Pre-dimensionar la estructura es darle medidas preliminares a los elementos que la componen, los cuales serán utilizados para soportar cargas aplicadas en los mismos. Para esto se puede recurrir a la experiencia en obras similares y utilizar métodos analíticos cortos que se describen a continuación:

Predimensionamiento de vigas

El método utilizado para el predimensionamiento de vigas, determina su peralte, el cual depende de la luz que cubran las mismas. La base de la viga queda a criterio del diseñador, en este caso se utiliza el ancho de las columnas.

El predimensionamiento se realiza para la viga crítica, es decir la de mayor longitud, quedando las demás con igual sección. La forma en que se calcula el peralte (h) es la siguiente:

Se tomará el criterio de 8% de la luz libre, según ACI 318s-2005.

$$h = 0.08 * 6.65 = 0.53 \text{ m}$$

Tomamos $h=0.50$ m.

Para la base el ACI manda que la relación $h/b \geq 0.40$ con este criterio tomamos las dimensiones siguientes.

Sección de la viga= 0.5×0.25 m

Losas

Lo que se calcula es el peralte (t) de ella. El método usa como variable las dimensiones de la superficie de la losa y el tipo de apoyos que tiene. En este caso todas las losas están apoyadas en los cuatro lados; se tienen varias medidas de losas, por tanto, se toma la crítica y el peralte resultante se usa en todas.

$$t_{losa} = \frac{\text{perimetro}}{180}$$
$$t_{los} = \frac{2(4.42) + 2(6.65)}{180} = 12.3cm$$

Se utilizará un espesor de 12cm para todas las losas.

Columnas

Criterio: se dimensiona la columna crítica o la que contribuya más con la estructura.

Área que carga la columna crítica=29.41 m²

$$A_g = \frac{P_{crit}}{0.17f'_c}$$

Integración de cargas.

Peso de losa= (0.12*29.41*2400)*2=126,940.73kg

Peso impermeabilizante= 10Kg/m²*29.41m²=294.11Kg

Peso de acabados=25Kg/m²*29.41m²=735.27Kg

Peso de piso+mezclon=120Kg/m²*29.41m²=7058.64Kg

Peso de Vigas (0.50*0.25*2400*14.59)=4377Kg

Peso de columnas segundo nivel $(0.30*0.30*2400*6)=1296\text{Kg}$

Peso total que contribuye=30701.75

$$A_g = \frac{30701.75}{0.17 * 210} = 761.14\text{cm}^2$$

$$L_{col} = \sqrt{761.14\text{cm}^2} = 27.58\text{cm}$$

Usar columna de 30*30 cm.

2.1.4.2 Modelos matemáticos de marcos rígidos

El modelo matemático de un marco rígido es una gráfica que representa tanto la forma así como las dimensiones, y sirve para hacer el análisis estructural del mismo.

Para este caso se muestran dos marcos que representan al sentido X y Y.

Figura 2. Marco rígido C, sentido Y

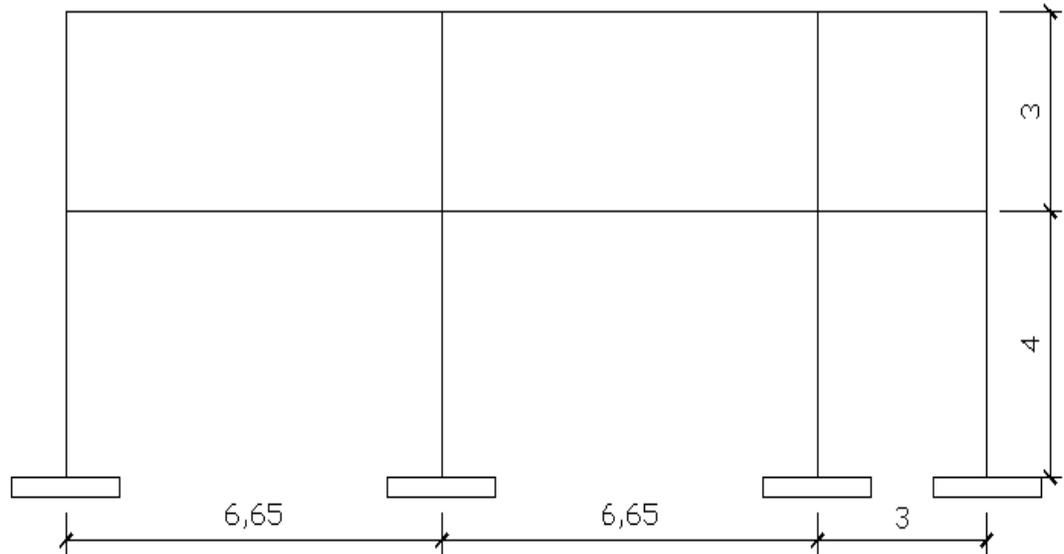
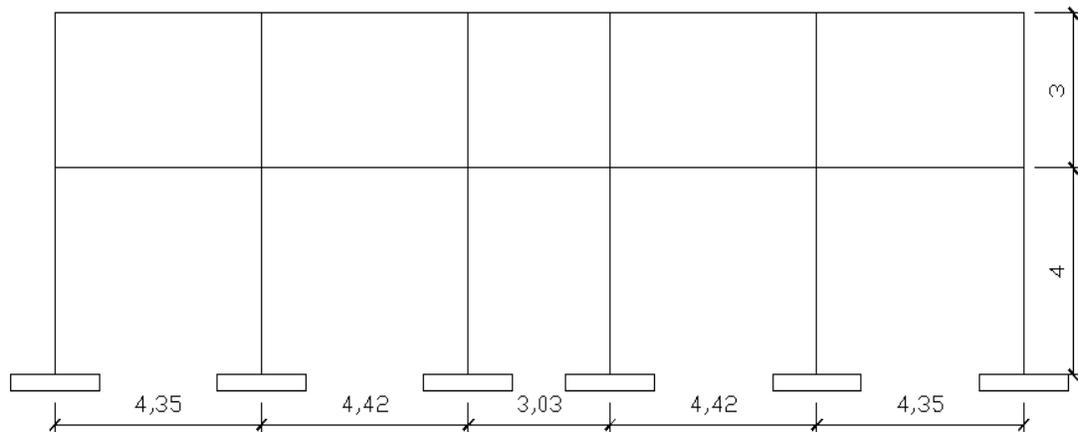


Figura 3. Marco rígido 3, sentido X



2.1.4.3 Cargas horizontales y verticales aplicados a los marcos rígidos

Las cargas que actúan sobre las estructuras pueden dividirse en tres grandes categorías: cargas muertas, cargas vivas y cargas ambientales. Las

cargas muertas son aquellas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida de la estructura. Generalmente la mayor parte de la carga muerta es el peso propio de la estructura. Esta puede calcularse con buena aproximación a partir de la configuración de diseño, de las dimensiones de la estructura y de la densidad del material.

Las cargas vivas consisten principalmente en cargas de ocupación en edificios. Estas pueden estar total o parcialmente en su sitio o no estar presentes, y pueden cambiar su ubicación. Su magnitud y distribución son inciertas en un momento dado.

Las cargas ambientales consisten principalmente en cargas de presión y succión de viento, cargas sísmicas (fuerzas inerciales causadas por movimientos sísmicos), presiones de suelo en las porciones subterráneas de estructuras. Al igual que las cargas vivas, las cargas ambientales son inciertas tanto en magnitud como en distribución.

Cargas vivas según código UBC

$$\text{Techo} = 100 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Aulas} = 300 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Pasillos} = 400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

Cargas muertas

$$\text{Peso específico del concreto} = 2400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Impermeabilizante} = 10 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Acabados} = 25 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Piso + mezclón} = 120 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso muros} = 150 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Sobrecarga} = 40 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

Carga muerta segundo nivel

$$\text{Losa 288} \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Acabados} \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Impermeabilizante} \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Sobrecarga} \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carga muerta total segundo nivel} = 433 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

Carga muerta primer nivel

$$\text{Piso + mezclón} = 120 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Acabados} = 25 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Losa 288} \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Muros} = 150 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Sobrecarga} = 40 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

Con estas cargas y las áreas tributarias que cargan cada una de las vigas se puede calcular que porción de ellas es resistido por cada una de las vigas que compone la estructura, de manera que tomando en cuenta lo

expuesto se procede a calcular las cargas verticales sobre las vigas quedando de la siguiente manera.

Áreas Tributarias eje Y

Área 1=	4.5	m ²
Área 2=	19.625	m ²
Área 3=	4.5	m ²
Área 4=	17.64	m ²
Área 5=	2.25	m ²
Área 6=	9.82	m ²

AREAS TRIBUTARIAS PARA EJE X

Área 1=	4.38	m ²
Área 2=	2.3	m ²
Área 3=	9.28	m ²
Área 4=	7.8	m ²
área 5=	4.38	m ²
área 6=	4.9	m ²
área 7=	4.9	m ²

Tabla IV. Integración de cargas verticales en marcos del eje Y, segundo nivel

Cargas Verticales en Nivel 2:				
Marco	Tramo	Long Tramo (m)	Carga Viva (Kg/m)	Carga Muerta (Kg/m)
A	3 a 4	3	75.0	624.8
	2 a 3	6.65	147.7	446.5
	1 a 2	6.65	147.7	446.5
B	3 a 4	3	150.0	1599.0
	2 a 3	6.65	295.1	1577.8
	1 a 2	6.65	295.1	1577.8
C	3 a 4	3	150.0	949.5
	2 a 3	6.65	265.3	1448.6
	1 a 2	6.65	265.3	1448.6
E	3 a 4	3	150.0	1599.0
	2 a 3	6.65	295.1	1577.8
	1 a 2	6.65	295.1	1577.8

Tabla V. Integración de cargas verticales en marcos del eje Y, primer nivel

Cargas Verticales en Nivel 1:				
Marco	Tramo	Long Tramo (m)	Carga Viva (Kg/m)	Carga Muerta (Kg/m)
A	3 a 4	3	300.0	1104.8
	2 a 3	6.65	443.0	2298.3
	1 a 2	6.65	443.0	2298.3
B	3 a 4	3	1200.0	6938.4
	2 a 3	6.65	885.3	1695.9
	1 a 2	6.65	885.3	2145.9
C	3 a 4	3	600.0	1459.5
	2 a 3	6.65	3228.4	2004.7
	1 a 2	6.65	3228.4	2004.7
E	3 a 4	3	2352.0	1745.5
	2 a 3	6.65	795.8	1724.3
	1 a 2	6.65	1061.1	1724.3

Tabla VI. Integración de cargas verticales en marcos del eje X, segundo nivel

Cargas Verticales en Nivel 2:				
Marco	Tramo	Long Tramo (m)	Carga Viva (Kg/m)	Carga Muerta (Kg/m)
1	A-B	4.42	99.1	789.1
	C-D	3.03	75.9	688.7
NOTA: POR SIMETRIA TENEMOS QUE; B-C=A-B;D-E=A-B;E-F=A-B				
2	A-B	4.42	210.0	1209.1
	C-D	3.03	151.8	957.4
NOTA: POR SIMETRIA TENEMOS QUE; B-C=A-B;D-E=A-B;E-F=A-B				
3	A-B	4.42	176.5	1064.1
	C-D	3.03	151.8	957.4
NOTA: POR SIMETRIA TENEMOS QUE; B-C=A-B;D-E=A-B;E-F=A-B				
3*	D-E	4.42	110.9	1230.0
	E-F	4.42	110.9	1230.0
4	A-B	4.42	88.2	1064.1
	C-D	3.03	75.9	628.7
NOTA: POR SIMETRIA TENEMOS QUE; B-C=A-B;D-E=A-B;E-F=A-B				

Tabla VII. Integración de cargas verticales en marcos del eje X, primer nivel

Cargas Verticales en Nivel 1:				
Marco	Tramo	Long Tramo (m)	Carga Viva (Kg/m)	Carga Muerta (Kg/m)
1	A-B	4.42	396.4	1008.7
	C-D	3.03	303.6	786.1
NOTA: POR SIMETRIA TENEMOS QUE; B-C=A-B;D-E=A-B;E-F=A-B				
2	A-B	4.42	418.1	2736.2
	C-D	3.03	607.3	1002.5
NOTA: POR SIMETRIA TENEMOS QUE; B-C=A-B;D-E=A-B;E-F=A-B				
3	A-B	4.42	443.4	1584.7
	C-D	3.03	607.3	1109.0
	D-E	4.42	386.1	1358.8
NOTA: POR SIMETRIA TENEMOS QUE; B-C=A-B;;E-F=D-E				
3*	D-E	4.42	443.4	1798.7
	E-F	4.42	443.4	1798.7
4	A-B	4.42	264.7	1167.4
	C-D	3.03	227.7	1109.0
NOTA: POR SIMETRIA TENEMOS QUE; B-C=A-B;D-E=A-B;E-F=A-B				

Cargas horizontales

Las fuerzas horizontales a las que se encuentra expuesto comúnmente un edificio son: de viento y de sismo. En el análisis estructural regularmente se considera una de las dos, ya que los fenómenos naturales que las provocan no se presentan simultáneamente. Para este caso, se diseñará el edificio para soportar fuerzas sísmicas, utilizando el método UBC, ya que en Guatemala es un país con alto riesgo sísmico.

Desde el punto de vista de las estructuras, los sismos consisten en movimientos aleatorios horizontales y verticales en la superficie de la tierra. A medida que el terreno se mueve, la inercia tiende a mantener a la estructura en

su sitio original, lo cual conlleva a la imposición de desplazamiento y de fuerzas que pueden tener resultados catastróficos. Por lo tanto, la respuesta sísmica depende fuertemente de las propiedades geométricas de la estructura, especialmente su altura.

Cálculo del peso de la estructura

Segundo nivel:

$$\text{Vigas} = 300\text{Kg/m} * 185.57\text{m} = 55671\text{Kg}$$

$$\text{Losa} = \left(288 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} * 340.34\text{m}^2\right) = 98017.92 \text{ Kg}$$

$$\text{Mezclón} = \left(70 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} * 340.34\text{m}^2\right) = 23,823.8\text{Kg}$$

$$\text{columnas}/2 = (216\text{Kg/m} * 40.5\text{m}) = 8748\text{Kg}$$

$$\text{Impermeabilizante} \left(10 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} * 340.5\text{m}^2\right) = 3403.4\text{Kg}$$

$$\text{Muro}/2 = \left(150 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} * 180.61\text{m}^2\right) = 27091.5\text{Kg}$$

$$\text{Peso total segundo nivel} = 216,755.62$$

$$\text{Peso por carga viva} = \left(100 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} * 340.34\text{m}^2\right) = 34034\text{Kg}$$

$$W_{total} = CM + 25\%CV$$

$$W_{total \text{ segundo nivel}} = 216755.62 + 0.25 * 34034 = 225,264 \text{ Kg}$$

Primer nivel:

$$\text{Piso} + \text{mezclón} = \left(120 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} * 340.34\text{m}^2\right) = 40840.8 \text{ Kg}$$

$$\text{Acabados} = \left(25 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} * 340.34 \text{m}^2\right) = 8508.5 \text{ Kg}$$

$$\text{Losa} = \left(288 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} * 340.34 \text{m}^2\right) = 98017.92 \text{ Kg}$$

$$\text{Muros} = \left(150 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} * 3 \text{m} * 120 \text{m}\right) = 54000 \text{ Kg}$$

$$\text{Vigas} = \left(300 \text{Kg/m} * 185.57 \text{m}\right) = 55671$$

$$\text{Columnas} = \left(216 \text{ Kg/m} * 81 \text{m}\right) = 17496 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso total primer nivel} = 274434.22 \text{ Kg}$$

$$\text{Carga viva} = \left(400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} * 127.74 \text{m}^2\right) + \left(300 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} * 212.60 \text{m}^2\right) = 114876 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{total primer nivel}} = 274434.22 + 0.25 * 114876 = 303153.22 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso total de la estructura} = 225264 + 303153.22 = 528,417.34 \text{ Kg}$$

Determinación del corte basal

Es la fuerza sísmica que el suelo transmite a la estructura en su base.
Para obtener su valor se utiliza la fórmula siguiente:

$$V = \frac{ZIC}{R_w} * W$$

Donde:

W= carga muerta sísmica total más una porción aplicable de otras cargas
 R_w = coeficiente numérico que depende del sistema estructural. Los valores para estructuras de concreto varían de 4 a 12 con base a la habilidad del sistema estructural para soportar la carga sísmica y para disipar energía.

Z= factor de zona sísmica = 0.4 para zona 4

I = factor de importancia= 1.25 ó 1 dependiendo de la categoría de ocupación.

C= coeficiente basado en el coeficiente de sitio S y en el periodo de la estructura.

$$C = \frac{1.25S}{T^{\frac{2}{3}}}$$

Donde S depende del tipo del suelo. De acuerdo con UBC el periodo T se calcula utilizando uno de dos métodos, aquí se presenta uno.

$$T = \frac{0.05h}{\sqrt{D}}$$

Donde:

h= altura de la estructura en pies

D= distancia analizada en pies

Para nuestro caso particular usaremos los siguientes datos.

Z=0.4

I=1.25

$R_w=12$

S=1.25

$$T_x = \frac{0.05 * 22.96}{\sqrt{68.22}} = 0.1389$$

$$T_y = \frac{0.05 * 22.96}{\sqrt{54.44}} = 0.155$$

$$C_x = \frac{1.25 * 1.5}{(0.1389)^{2/3}} = 6.99$$

$$C_y = \frac{1.25 * 1.5}{(0.155)^{2/3}} = 6.49$$

$$V_x = \frac{(0.4)(1.25)(6.99)}{12} * 528417.34 = 153901.55Kg$$

$$V_y = \frac{(0.4)(1.25)(6.49)}{12} * 528417.34 = 143042.57Kg$$

Cálculo de fuerzas por nivel

El cortante de diseño en la base V, se distribuye en la altura de la estructura de acuerdo con.

$$V = Ft + \sum_{i=1}^n Fi$$

Donde Ft es la fuerza concentrada aplicada en la parte superior de la estructura

$$Ft = 0.07TV \leq 0.25V$$

$$= 0 \text{ para } T \leq 0.7 \text{ segundos}$$

La porción restante del cortante en la base se distribuye en la altura de la estructura incluyendo el nivel superior de acuerdo con la expresión.

$$Fi = \frac{V * Wi * hi}{\sum_i^n Wi * hi}$$

Con las ecuaciones anteriores obtenemos los siguientes resultados.

Tabla VIII. Cálculo de fuerzas por nivel

NIVEL	hi (m)	Wi (Kg)	W _i h _i	FX	%Fx
2	7	225264	1576848	65757.57	0.43
1	4	528417	2113668	88143.9835	0.57
			3690516	153901.55	1.00

NIVEL	hi (m)	Wi (Kg)	W _i h _i	FY	%Fy
2	7	225264	1576848	61117.85	0.46
1	4	528417	2113668	81924.7235	0.57
			3690516	143042.57	1.0

Cálculo de centro de masa

El centro de masa se calcula con la siguiente expresión.

$$Cm = \frac{\sum W * d}{\sum W}$$

Aplicando la ecuación anterior tenemos los siguientes resultados.

Tabla IX. Cálculo de centro de masa sentido Y, segundo nivel

CALCULO DE CENTRO DE MASA					
SEGUNDO NIVEL					
No	AREA	W(KG/M2)	W(KG)	Y	W*Y
1	13.274	821	10898	14.8	161289.7
2	13.274	821	10898	14.8	161289.7
3	9.09	821	7462.89	14.8	110450.8
4	13.274	821	10898	14.8	161289.7
5	13.274	821	10898	14.8	161289.7
6	29.4	821	24137.4	9.975	240770.6
7	29.4	821	24137.4	9.975	240770.6
8	20.14	821	16534.9	9.975	164936
9	29.4	821	24137.4	9.975	240770.6
10	29.4	821	24137.4	9.975	240770.6
11	29.4	821	24137.4	3.32	80136.17
12	29.43	821	24162	3.32	80217.94
13	20.14	821	16534.9	3.32	54896
14	29.4	821	24137.4	3.32	80136.17
15	29.4	821	24137.4	3.32	80136.17
			277248		2259150

CMy	8.15	m
-----	------	---

Tabla X. Cálculo de centro de masa sentido Y, primer nivel

PRIMER NIVEL					
No	AREA	W(KG/M2)	W(KG)	Y	W*Y
1	13.274	1311	17402.21	14.8	257552.7672
2	13.274	1311	17402.21	14.8	257552.7672
3	9.09	1311	11916.99	14.8	176371.452
4	13.274	1311	17402.21	14.8	257552.7672
5	13.274	1311	17402.21	14.8	257552.7672
6	29.4	1211	35603.4	9.975	355143.915
7	29.4	1211	35603.4	9.975	355143.915
8	20.14	1311	26403.54	9.975	263375.3115
9	29.4	1211	35603.4	9.975	355143.915
10	29.4	1211	35603.4	9.975	355143.915
11	29.4	1211	35603.4	3.32	118203.288
12	29.43	1211	35639.73	3.32	118323.9036
13	20.14	1311	26403.54	3.32	87659.7528
14	20.56	1311	26954.16	2.325	62668.422
15	20.56	1311	26954.16	2.325	62668.422
			401898		3340057.281

CMy	8.31	m
-----	------	---

Tabla XI. Cálculo de centro de masa sentido X, segundo nivel

SEGUNDO NIVEL					
No	AREA	W(KG/M2)	W(KG)	X	W*Y
1	13.274	821	10898	2.21	24084.48
2	13.274	821	10898	6.63	72253.44
3	9.09	821	7462.89	10.355	77278.23
4	13.274	821	10898	14.08	153443.2
5	13.274	821	10898	18.5	201612.1
6	29.4	821	24137.4	2.21	53343.65
7	29.4	821	24137.4	6.63	160031
8	20.14	821	16534.9	10.355	171219.3
9	29.4	821	24137.4	14.08	339854.6
10	29.4	821	24137.4	18.5	446541.9
11	29.4	821	24137.4	2.21	53343.65
12	29.43	821	24162	6.63	160194.3
13	20.14	821	16534.9	10.355	171219.3
14	29.4	821	24137.4	14.08	339854.6
15	29.4	821	24137.4	18.5	446541.9
			277248		2870816

CMx	10.35	m
-----	-------	---

Tabla XII. Cálculo de centro de masa sentido X, primer nivel

CÁLCULO DE CENTRO DE MASA					
PRIMER NIVEL					
No	AREA	W(KG/M2)	W(KG)	X	W*X
1	13.274	1311	17402.21	2.21	38458.893
2	13.274	1311	17402.21	6.63	115376.679
3	9.09	1311	11916.99	10.355	123400.431
4	13.274	1311	17402.21	14.08	245023.173
5	13.274	1311	17402.21	18.5	321940.959
6	29.4	1211	35603.4	2.21	78683.514
7	29.4	1211	35603.4	6.63	236050.542
8	20.14	1311	26403.54	10.355	273408.657
9	29.4	1211	35603.4	14.08	501295.872
10	29.4	1211	35603.4	18.5	658662.900
11	29.4	1211	35603.4	2.21	78683.514
12	29.43	1211	35639.73	6.63	236291.410
13	20.14	1311	26403.54	10.355	273408.657
14	20.56	1311	26954.16	14.08	379514.573
15	20.56	1311	26954.16	18.5	498651.960
			401898		4058851.733

CMx	10.10	m
-----	-------	---

Cálculo centro de rigidez

El centro de rigidez nos servirá para el calcular la excentricidad de diseño y las fuerzas por marco, ya que estas fuerzas se distribuyen proporcionalmente a la rigidez de cada marco.

Rigidez de columnas segundo nivel, estas se asumen que están en voladizo y se calcula de la siguiente manera.

$$K = \frac{1}{\frac{Ph^3}{3EI} + \frac{1.2Ph}{A\sigma}}$$

Para columnas del primer nivel se asume que están doblemente empotradas y se calcula de la siguiente manera.

$$K = \frac{1}{\frac{Ph^3}{12EI} + \frac{1.2Ph}{A\sigma}}$$

Donde:

h= altura de la columna en cm.

E=módulo de elasticidad del concreto calculado como.

$$E = 15100\sqrt{210} = 218819.78 \frac{Kg}{cm^2}$$

I= inercia de la sección transversal.

$$I = \frac{(30)(30)^3}{12} = 67500cm^4$$

P= carga asumida 1000kg

σ =módulo de rigidez=0.4E=0.4 (218819.78)=87527.91 $\frac{Kg}{cm^2}$

$$K_{primer\ nivel} = \frac{1}{\frac{1000(300)^3}{3(218819.78)(67500)} + \frac{1.2(1000)(300)}{(900)(87527.91)}} = 1.62$$

$$K_{segundo\ nivel} = \frac{1}{\frac{1000(300)^3}{12(218819.78)(67500)} + \frac{1.2(1000)(300)}{(900)(87527.91)}} = 2.72$$

El centro de rigidez se calcula con las siguientes expresiones.

$$CRX = \frac{\sum Kx * Y}{\sum Kx}$$

$$CRY = \frac{\sum Ky * X}{\sum Ky}$$

De lo anterior tenemos los siguientes resultados.

Tabla XIII. Cálculo centro de rigidez sentido X, segundo nivel

CÁLCULO DE CENTRO DE RIGIDEZ						
SEGUNDO NIVEL						
EJE	K	X(m)	K*X	# COL/MARCO	K/MARCO	#*K*X
A	1.628	0	0	4	6.512	0
B	1.628	4.42	7.19576	4	6.512	28.78304
C	1.628	8.84	14.3915	4	6.512	57.56608
D	1.628	11.87	19.3244	5	8.14	96.6218
E	1.628	16.29	26.5201	5	8.14	132.6006
F	1.628	20.71	33.7159	5	8.14	168.5794
					43.956	484.1509

SEGUNDO NIVEL CRx	11.01	m
----------------------	-------	---

Tabla XIV. Cálculo centro de rigidez sentido X, primer nivel

CÁLCULO DE CENTRO DE RIGIDEZ						
PRIMER NIVEL						
EJE	K	X(m)	K*X	# COL/MARCO	K/MARCO	#*K*X
A	2.72	0	0	4	10.88	0
B	2.72	4.42	12.0224	4	10.88	48.0896
C	2.72	8.84	24.0448	4	10.88	96.1792
D	2.72	11.87	32.2864	5	13.6	161.432
E	2.72	16.29	44.3088	5	13.6	221.544
F	2.72	20.71	56.3312	5	13.6	281.656
					73.44	808.9008

PRIMER NIVELCRx	11.01	m
-----------------	-------	---

Tabla XV. Cálculo centro de rigidez sentido Y, segundo nivel

CÁLCULO DE CENTRO DE RIGIDEZ						
SEGUNDO NIVEL						
EJE	K	Y(m)	K*Y	# COL/MARCO	K/MARCO	#*K*X
1	1.628	0	0	6	9.768	0
2*	1.628	4.49	7.30972	3	4.884	21.92916
2	1.628	6.65	10.8262	6	9.768	64.9572
3	1.628	13.3	21.6524	6	9.768	129.9144
4	1.628	16.3	26.5364	6	9.768	159.2184
					43.956	376.0192

SEGUNDO NIVELCRy	8.55	m
------------------	------	---

Tabla XVI. Cálculo centro de rigidez sentido Y, primer nivel

CÁLCULO DE CENTRO DE RIGIDEZ						
PRIMER NIVEL						
EJE	K	Y(m)	K*Y	# COL/MARCO	K/MARCO	#*K*X
1	2.72	0	0	6	16.32	0
2*	2.72	4.49	12.2128	3	8.16	36.6384
2	2.72	6.65	18.088	6	16.32	108.528
3	2.72	13.3	36.176	6	16.32	217.056
4	2.72	16.3	44.336	6	16.32	266.016
					73.44	628.238

PRIMER NIVEL CRy	8.55	m
------------------	------	---

Cálculo de excentricidad

$$e = |CM - CR|$$

Tabla XVII. Excentricidades reales

CÁLCULO DE EXCENTRICIDAD REAL		
PRIMER NIVEL ey	0.24	m
PRIMER NIVEL ex	0.92	m
SEGUNDO NIVEL ey	0.41	m
SEGUNDO NIVEL ex	0.66	m

Además de las excentricidades reales existen las excentricidades accidentales. Las causas principales que generan las excentricidades accidentales incluyen la componente rotacional del terreno alrededor de un eje vertical, las diferencias entre los valores asumidos de rigideces y masas, otro factores de menor importancia es la asimetría de las estructuras.

Además se debe considerar la excentricidad accidental debido a posibles errores en la determinación de excentricidad a partir de los valores teóricos considerados. Dando como resultado una excentricidad de diseño igual a:

$$ed = 1.5e + \%b$$

Donde "b" es la dimensión del edificio medida perpendicularmente a la dirección considerada. Y es porcentaje va de 0.05 a 0.10 según el código UBC.

Tabla XVIII. Excentricidades de diseño

CÁLCULO DE EXCENTRICIDAD DE DISEÑO		
PRIMER NIVEL ey	1.40	m
PRIMER NIVEL ex	2.41	m
SEGUNDO NIVEL ey	1.42	m
SEGUNDO NIVEL ex	1.80	m

Distribución de fuerzas por marco

Para su cálculo se utilizan las siguientes expresiones.

$$Fm = Fí' \pm Fí''$$

Donde:

Fm =fuerza en el marco i

$Fí'$ =fuerza de origen traslacional proporcional a la rigidez del marco.

$Fí''$ =fuerza de origen torsional.

$$Fí' = \frac{Km}{\sum Ki} * Fi$$

Km = rigidez de marco analizado

$\sum Ki$ = rigidez total del nivel.

$$Fí'' = \frac{e}{Ei} * Fi$$

Fi =fuerza por nivel

$$Ei = \frac{\sum(Km * di)^2}{Km * di}$$

Utilizando las ecuaciones anteriores llegamos a los resultados siguientes:

Tabla IXX. Distribución de fuerzas por marco segundo nivel, sentido

Y

FUERZA POR MARCO EN NIVEL 2 EN SENTIDO Y								
Marco	Km	di	(km*di)	(km*di) ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	9.77	-8.55	-83.516	6974.99	-186.74	13581.74	-466.1	13581.74
2*	4.88	-4.06	-19.829	393.19	-786.50	6790.87	-110.7	6790.87
2	9.77	-1.898	-18.540	343.72	-841.19	13581.74	-103.5	13581.74
3	9.77	4.75	46.398	2152.77	336.12	13581.74	258.92	13840.66
4	9.77	7.75	75.702	5730.79	206.01	13581.74	422.45	14004.19
	43.96			15595.47		61117.85		

Tabla XX. Distribución de fuerzas por marco primer nivel, sentido Y

FUERZA POR MARCO EN NIVEL 1 EN SENTIDO Y								
Marco	Km	di	(km*di)	(km*di) ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	16.32	-8.55	-139.54	19470.3	-311.99	18205.49	-368.2	18205.49
2*	8.16	-4.06	-33.13	1097.6	-1314.05	9102.75	-87.41	9102.75
2	16.32	-1.898	-30.975	959.5	-1405.44	18205.49	-81.73	18205.49
3	16.32	4.75	77.52	6009.4	561.5826	18205.49	204.54	18410.04
4	16.32	7.75	126.48	15997.2	344.1958	18205.49	333.73	18539.22
	73.44			43533.9		81924.72		

Tabla XXI. Distribución de fuerzas por marco segundo nivel, sentido

X

FUERZA POR MARCO EN NIVEL 2 EN SENTIDO X								
Marco	Km	di	(km*di)	(km*di) ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
A	6.512	-11	-71.632	5131.14	-214.1	9741.86	-554.25	9741.86
B	6.512	-6.584	-42.875	1838.27	-357.7	9741.86	-331.74	9741.86
C	6.512	-2.159	-14.059	197.67	-1090.9	9741.86	-108.78	9741.86
D	8.14	0.871	7.08994	50.27	2163.2	12177.33	54.86	12232.19
E	8.14	5.296	43.1094	1858.42	355.8	12177.33	333.56	12510.88
F	8.14	9.721	79.1289	6261.39	193.8	12177.33	612.26	12789.58
	43.956			15337.16		65757.57		

Tabla XXII. Distribución de fuerzas por marco primer nivel, sentido X

FUERZA POR MARCO EN NIVEL 1 EN SENTIDO X								
Marco	Km	di	(km*di)	(km*di) ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
A	10.88	-11	-119.68	14323.30	-357.7	13058.37	-593.66	13058.37
B	10.88	-6.584	-71.63	5131.42	-597.7	13058.37	-355.33	13058.37
C	10.88	-2.159	-23.49	551.78	-1822.6	13058.37	-116.52	13058.37
D	13.6	0.871	11.85	140.32	3614.2	16322.96	58.76	16381.72
E	13.6	5.296	72.03	5187.69	594.4	16322.96	357.28	16680.24
F	13.6	9.721	132.21	17478.32	323.8	16322.96	655.80	16978.76
	73.44			42812.82		88143.98		

Con la integración de carga vertical y la distribución de fuerzas por marco, tenemos las fuerzas actuantes sobre los marcos críticos que se muestra a continuación.

Figura 4. Cargas verticales y horizontales en marco C, sentido Y

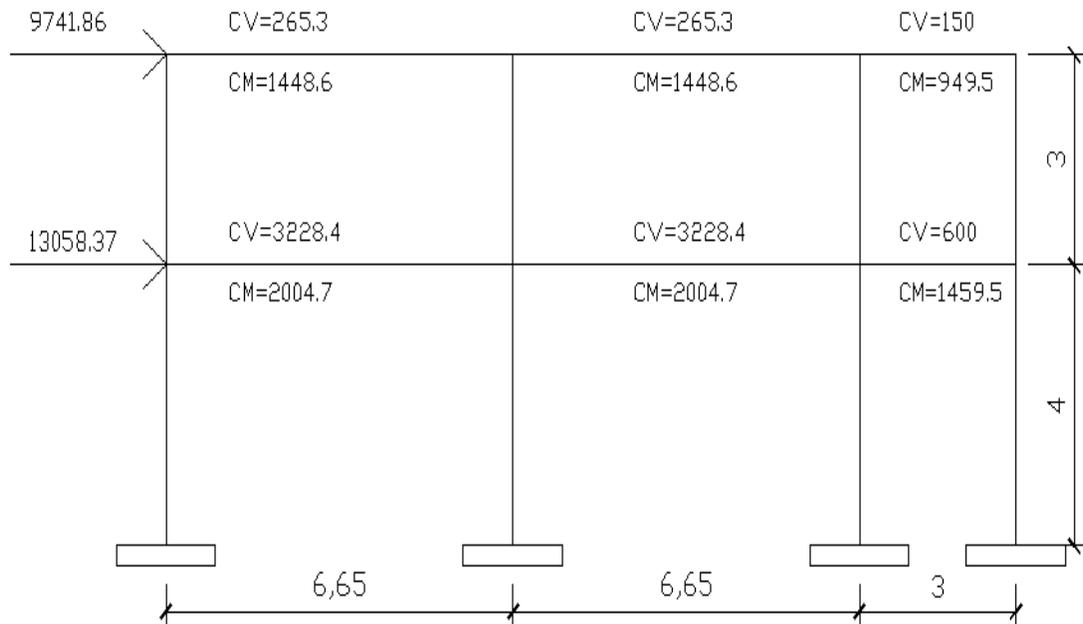
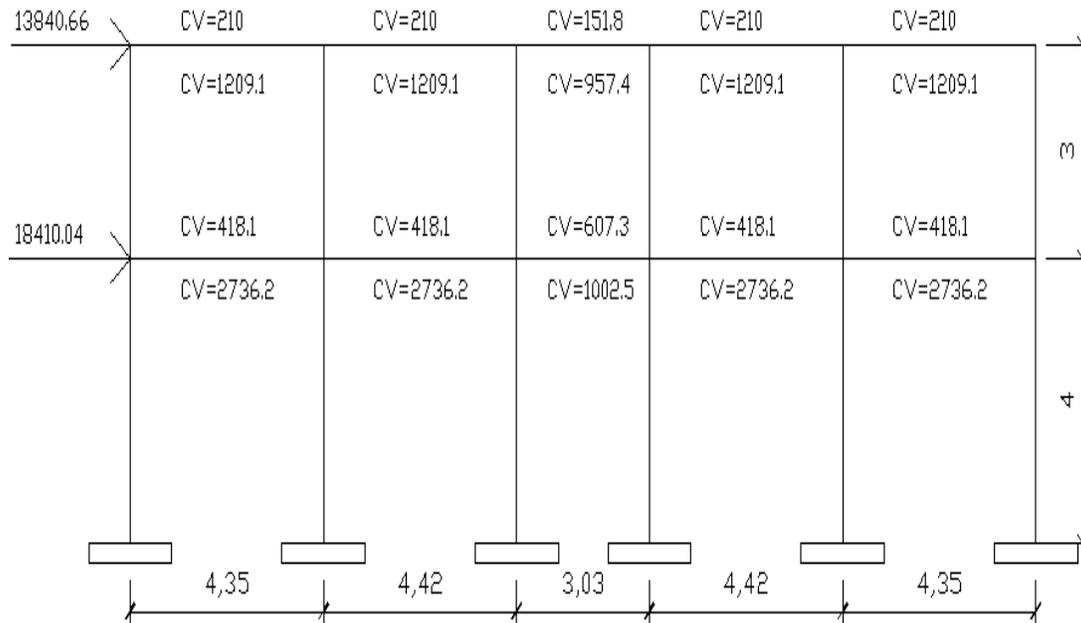


Figura 5. Cargas verticales y horizontales en marco 3, sentido X



2.1.4.4 Análisis de marcos rígidos utilizando un software

Habiendo ya propuesto un predimensionamiento en las secciones de columnas y vigas que se usarán en el análisis y diseño, se procede a la determinación de las cargas que actuarán sobre la estructura, pues éstas producen esfuerzos de corte, flexión, torsión, etc.

El software que se escogió para el análisis de marcos espaciales dúctiles resistentes a momentos, es Sap2000 como método de análisis, éste programa crea un modelo consistente de los sistemas de piso, pórtico vertical y pórtico lateral para analizar y diseñar toda la edificación. Mientras que a manera de comprobación por un método numérico se analizó con el método de Kani, llegando a la conclusión de que los resultados entre ellos variaron en un rango

de $\pm 8\%$, en promedio por lo que se considera que estamos en un rango aceptable.

2.1.4.5 Momentos últimos por envolvente de momentos

La envolvente de momentos nos sirve para aplicar las cargas en el lugar donde se producen los efectos máximos o mínimos, por lo tanto posibilita el estudio de las condiciones más desfavorables para las cuales debemos dimensionar o verificar las secciones.

Con las solicitaciones de esfuerzos máximos y mínimos en distintas secciones críticas obtenemos los diagramas envolventes que son producto de las combinaciones de carga.

2.1.4.6 Diagramas de momentos y cortes últimos

El resumen de resultados del análisis que se generaron en el programa Sap200 se describe a continuación:

Figura 6. Diagrama de envolvente de momentos marco C, sentido Y

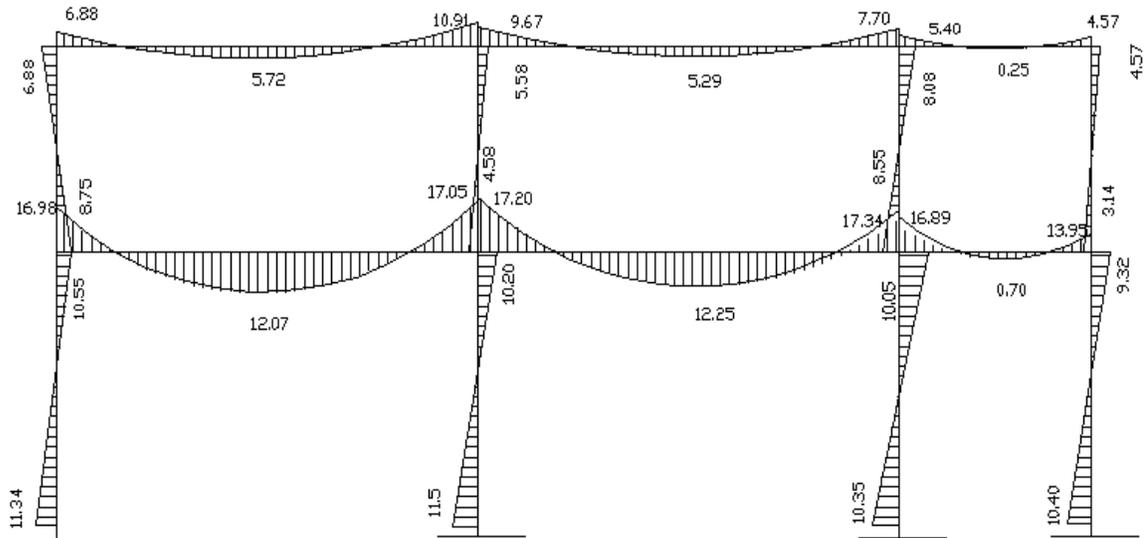


Figura 7. Diagrama de envolvente de momentos marco 3, sentido X

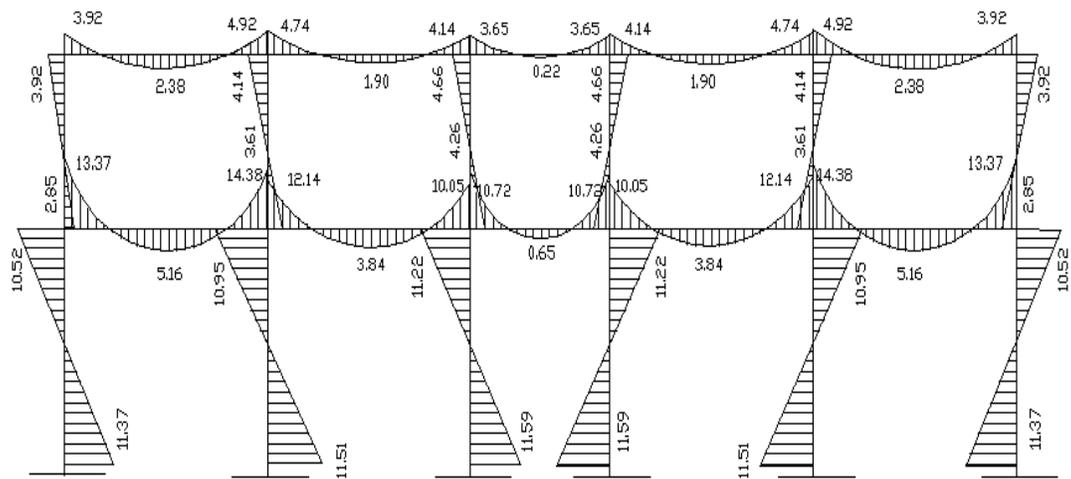


Figura 8. Diagrama de corte producto de la envolvente de momentos marco C, sentido Y

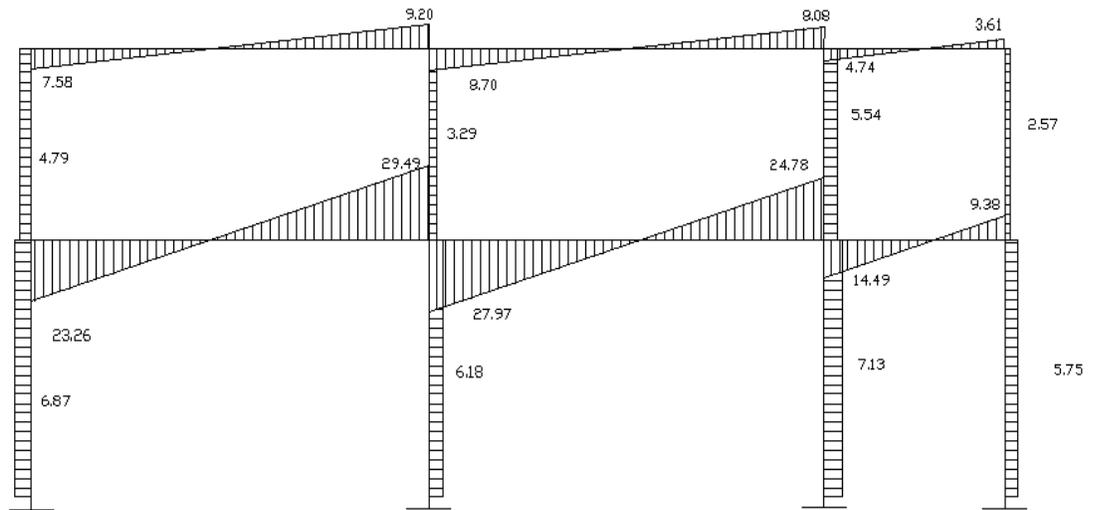
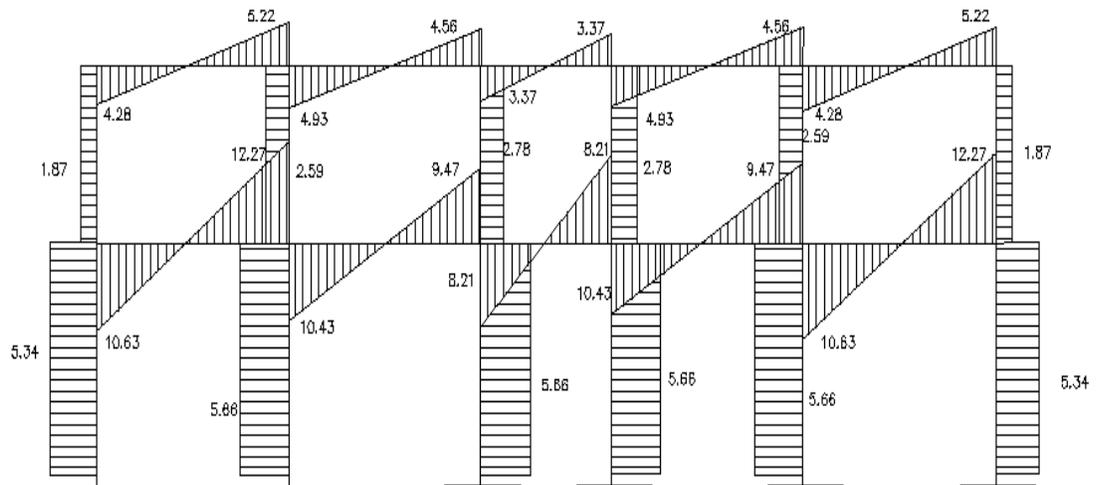


Figura 9. Diagrama de corte producto de la envolvente de momentos marco 3, sentido X.



2.1.5 Diseño estructural

Es el proceso mediante el cual se definen las características y configuración de los distintos elementos estructurales que componen una estructura en función de las cargas aplicadas.

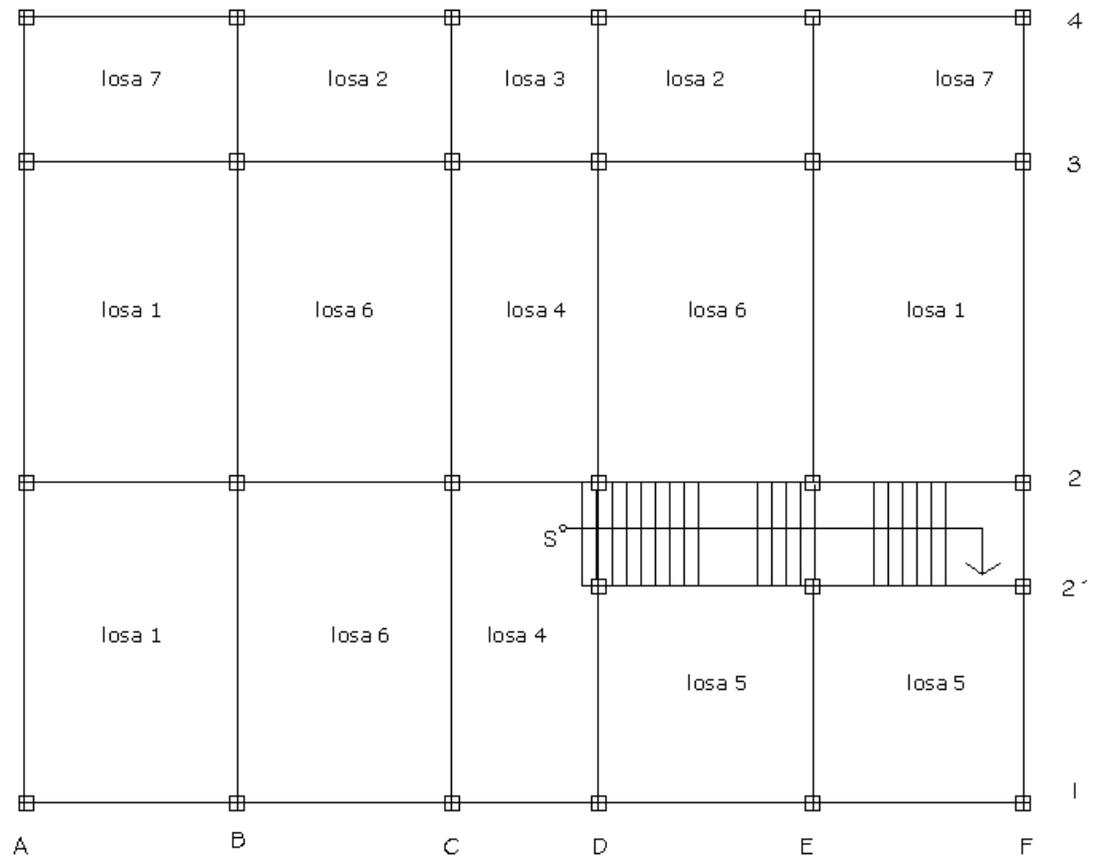
2.1.5.1 Losas

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión.

Por su espesor, pueden dividirse en: cascarones ($t < 0.09$), planas ($0.09 < t < 0.12$) y nervuradas ($t > 12$). Para diseñarlas, existen varios métodos, en este caso se utiliza el método 3 del ACI.

A continuación se detalla el procedimiento seguido para el diseño de losas que se utilizarán en la edificación escolar. El espesor de la losa (t) es de 0.12 m, los datos geométricos se presentan en la siguiente figura.

Figura 10. Planta distribución de losas



Integración de carga última de diseño

$$\text{Peso de losa} = 288 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso piso + mezlón} = 120 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso de acabados} = 25 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso de sobrecarga} = 40 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso total de carga muerta} = 473 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

Carga viva aula $300 \frac{Kg}{m^2}$

Carga viva pasillos $400 \frac{Kg}{m^2}$

CUT aulas = $1.2 (473 \frac{Kg}{m^2}) + 1.6 (300 \frac{Kg}{m^2}) = 1047.6 \frac{Kg}{m^2}$

CUT pasillos = $1.2 (473 \frac{Kg}{m^2}) + 1.6 (400 \frac{Kg}{m^2}) = 1207.6 \frac{Kg}{m^2}$

Cálculo de momentos

Para determinar cómo trabaja cada losa se utiliza la siguiente ecuación:

$M = a/b$ si $M \geq 0.5$ la losa se diseña en dos sentidos.

Donde:

a = lado corto de la losa

b = lado largo de la losa

Las ecuaciones para el cálculo de momentos son las siguientes:

$$M_a = C_a * CUT * a^2$$

$$M_b = C_b * CUT * b^2$$

Donde:

C_a o C_b coeficiente de tablas del ACI

a o b dimensión del lado considerado

CUT carga última total

Losa 1

$$\frac{a}{b} = \frac{4.35}{6.65} = 0.65 \text{ dos sentidos}$$

$$M_{a-} = 0.077 * 1047.6(4.35)^2 = 1526.38 \text{ Kg} - m$$

$$M_{a+} = 0.032 * 1047.6(4.35)^2 = 635.34 \text{ Kg} - m$$

$$M_{b-} = 0.014 * 1047.6(6.65)^2 = 648.58 \text{ Kg} - m$$

$$M_{b+} = 0.006 * 1047.6(6.65)^2 = 277.96 \text{ Kg} - m$$

Losa 6

$$\frac{a}{b} = \frac{4.42}{6.65} = 0.66 \text{ dos sentidos}$$

$$Ma- = 0.077 * 1047.6(4.42)^2 = 1575.90 \text{ Kg} - m$$

$$Ma+ = 0.032 * 1047.6(4.42)^2 = 654.92 \text{ Kg} - m$$

$$Mb- = 0.014 * 1047.6(6.65)^2 = 648.58 \text{ Kg} - m$$

$$Mb+ = 0.006 * 1047.6(6.65)^2 = 277.96 \text{ Kg} - m$$

Losa 7

$$\frac{a}{b} = \frac{3.0}{4.35} = 0.68 \text{ dos sentidos}$$

$$Ma- = 0.077 * 1207.6(3)^2 = 836.86 \text{ Kg} - m$$

$$Ma+ = 0.032 * 1207.6(3)^2 = 347.78 \text{ Kg} - m$$

$$Mb- = 0.014 * 1207.6(4.35)^2 = 319.91 \text{ Kg} - m$$

$$Mb+ = 0.006 * 1207.6(4.35)^2 = 137.10 \text{ Kg} - m$$

Balanceo de momentos

Cuando dos losas tienen un lado en común y tienen momentos diferentes, se deben balancear dichos momentos antes de proceder a diseñar los refuerzos que requiere. Estos momentos se pueden balancear de la siguiente manera.

- Si $0.80 * M2 \leq M1$

$$M_{balanceado} = \frac{M2 + M1}{2}$$

Siendo $M1$ = momento menor y $M2$ = momento mayor.

- Si $0.80 * M2 > M1$ entonces se balancea p proporcional a su rigidez, de la siguiente manera.

Rigideces

$$K1 = \frac{1}{L1}$$

$$K2 = \frac{1}{L2}$$

Factores de distribución

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

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

Como las losas 1 y 7 no cumplen con la primera condición tenemos lo siguiente.

$$K1 = \frac{1}{3} = 0.33$$

$$K2 = \frac{1}{36.65} = 0.150$$

$$D1 = \frac{0.33}{0.33 + 0.150} = 0.687$$

$$D2 = \frac{0.150}{0.33 + 0.150} = 0.313$$

Tabla XXIII. Momentos balanceados de losa

0.313	0.687	
648.58	836.86	(M2-M1)*FD
58.93	129.34	
707.51	707.51	Momento balanceado

Las losas 1 y 6 cumplen con la primera condición de manera que su balanceo se hace con un promedio simple.

$$M1 - 6 = \frac{1526.38 + 1575.90}{2} = 1551.14 \text{Kg} - \text{m}$$

Siguiendo el procedimiento anterior se balancearon las demás losas quedando de la siguiente manera.

Figura 11. Planta de momento balanceados primer nivel

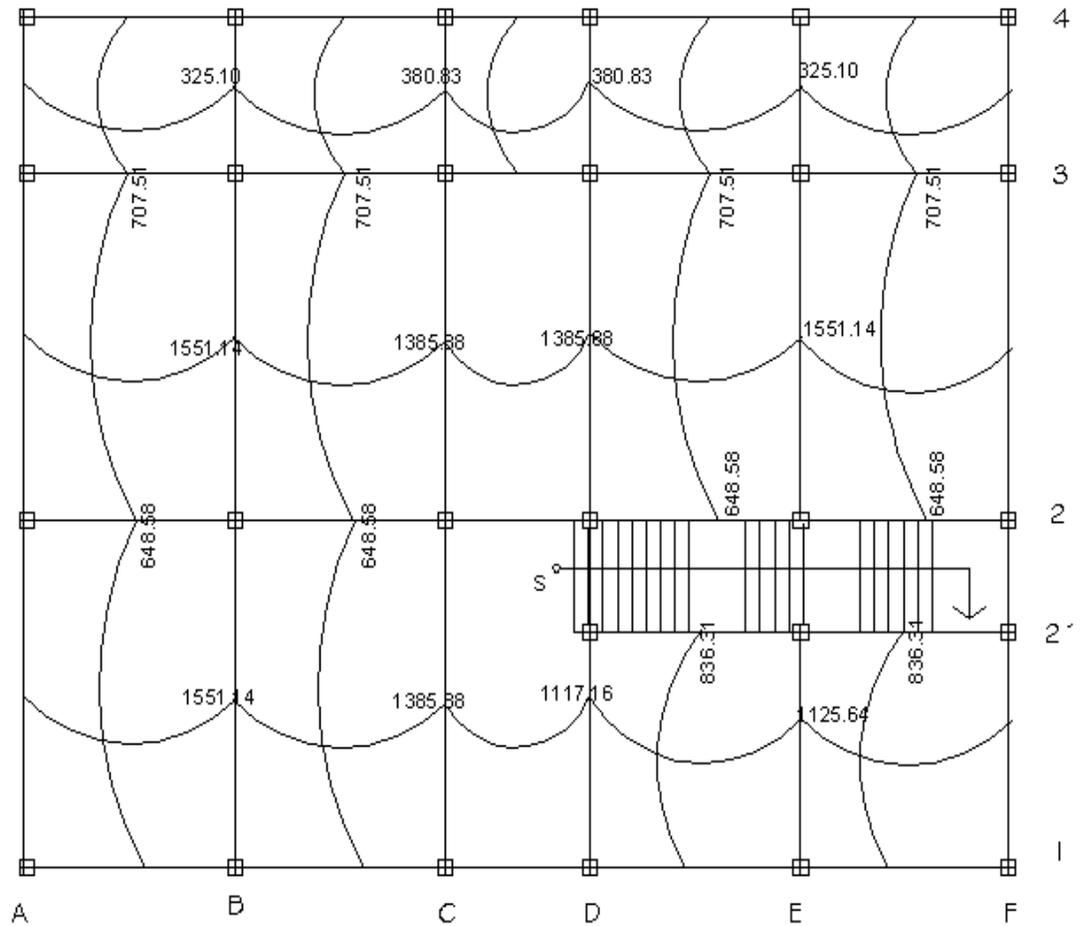
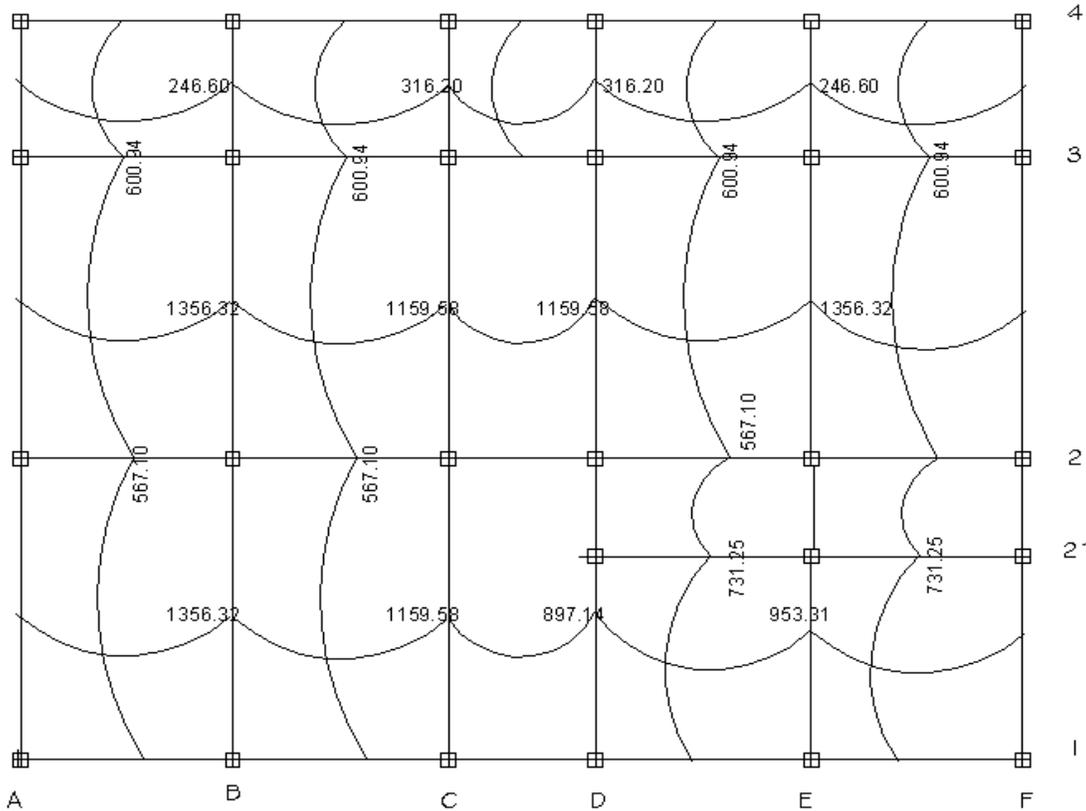


Figura 12. Planta de momentos balanceados segundo nivel



Cálculo de área de acero

$$A_{smin} = \frac{14.1}{f_y} b * d$$

$$A_{smin} = \frac{14.1}{2810} 100 * 10 = 5.01cm^2$$

Área de acero requerido se calcula con los siguientes datos.

Peralte efectivo=10cm

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

$$f_y= 2810\frac{Kg}{cm^2}$$

Se toma como base una franja unitaria de 100cm.

$$Mu=1551.14Kg - m$$

$$As = \left[(bd) - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mub}{0.03825f'c}} \right] * \left(\frac{0.85 * f'c}{fy} \right)$$

$$As = \left[(100 * 10) - \sqrt{(100 * 10)^2 - \frac{1551.14 * 100}{0.003825 * 210}} \right] \left(\frac{0.85 * 210}{2810} \right) = 6.46cm^2$$

Espaciamiento usando varilla No.3 con área de sección transversal $0.71cm^2$.

$$\left. \begin{array}{l} 6.46cm^2 \dots\dots\dots 1m \\ 0.71cm^2 \dots\dots\dots X \end{array} \right\} \text{ usar No.3 @ 11cm}$$

De la misma forma se calculó el refuerzo para las demás losas.

Chequeo por corte

Todas las losas están sometidas a esfuerzos de corte, los cuales deben ser resistidos por los materiales de las mismas. En este caso, por el tipo de losa que se utiliza, dichos esfuerzos deben resistirse únicamente por el concreto; por esa razón, se debe revisar si el espesor de la losa es el adecuado. El procedimiento es el siguiente:

Cálculo de corte actuante máximo

$$Vmax = \frac{CUT * L}{2}$$

Donde:

Vmax= corte actuante máximo en la losa.

L= lado corto, siempre que sea el de la losa más crítica.

CUT=carga última actuante en la losa analizada.

$$V_{max \text{ segundo nivel}} = \frac{916 \frac{Kg}{m} * 4.42m}{2} = 2024.36 Kg$$

$$V_{max \text{ primer nivel}} = \frac{1207.6 \frac{Kg}{m} * 4.42m}{2} = 2668.79Kg$$

Cálculo de corte resistente

$$V_{rc} = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w d$$

Donde:

V_{rc} = corte que resiste el concreto

$f'c$ = esfuerzo a compresión del concreto

b_w =ancho unitario de la losa.

d = peralte efectivo de losa.

$$V_{rc} = 0.85 * 0.83 * \sqrt{210} * 100 * 10 = 6528.35 Kg$$

Los resultados nos indican que los esfuerzos cortantes actuantes en las losas no superan al esfuerzo cortante proporcionado por el concreto, por lo tanto el espeso es correcto.

2.1.5.2 Vigas

En ingeniería se denomina viga a un elemento constructivo lineal que trabaja principalmente a flexión. En las vigas la longitud predomina sobre las otras dos dimensiones y suele ser horizontal.

El esfuerzo de flexión provoca tensiones de tracción y compresión, produciéndose las máximas en el cordón inferior y en el cordón superior respectivamente, las cuales se calculan relacionando el momento flector y el segundo momento de inercia. En las zonas cercanas a los apoyos se producen esfuerzos cortantes o punzonamiento. También pueden producirse tensiones por torsión, sobre todo en las vigas que forman el perímetro exterior de un forjado.

Los datos necesarios para su diseño son los momentos últimos y cortes últimos actuantes que se calcularon en el análisis estructural. El procedimiento a seguir se muestra a continuación.

Datos de diseño

Dimensiones de la sección=0.5x0.25m

Recubrimiento=4.5cm

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

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

Peralte efectivo=44.5cm

Cuantía máxima

$$\rho_{bal} = \beta_1 \left(\frac{0.85 * f'c}{f_y} \right) \left(\frac{6090}{f_y + 6090} \right)$$

$$\rho_{bal} = 0.85 \left(\frac{0.85 * 210}{2810} \right) \left(\frac{6090}{2810 + 6090} \right) = 0.0370$$

$$\rho_{max} = 0.5\rho_{bal}$$

$$\rho_{max} = 0.5 * 0.0370 = 0.01850$$

Cuantía mínima

$$\rho_{min} = \frac{14.1}{f_y}$$

$$\rho_{min} = \frac{14.1}{2810} = 0.00501$$

Cuantía requerida

$$M_u = \phi * \rho f_y b d^2 \left(1 - \frac{0.59 \rho f_y}{f'_c}\right)$$

La ecuación anterior es para el sistema inglés, por lo que los datos antes presentados hay que convertirlos al sistema inglés, los cuales quedaría de la siguiente manera.

$$944.79 \text{Klb} - \text{pul} = 0.9 * \rho * 40 * 9.84 * 17.52^2 \left(1 - \frac{0.59 * 40 \rho}{3}\right)$$

Despejando ρ de la ecuación anterior tenemos que la cuantía requerida es:

$$\rho_{req} = 0.009380$$

Según ACI la cuantía debe cumplir con la condición que.

$$\rho_{min} \leq \rho_{req} \leq \rho_{max}$$

$$0.0050 \leq 0.009380 \leq 0.018$$

Área de acero requerido

$$A_{sreq} = \rho_{req} * \text{Area efectiva}$$

$$A_{sreq} = 0.009380 * (1112.5) = 10.43 \text{cm}^2$$

Después de calcular el A_s requerido para cada momento actuante, se procede a distribuir las varillas de acero de tal forma que, el área de estas, supla lo solicitado en los cálculos de A_s ; para ello se hace tomando en cuenta los siguientes requisitos sísmicos:

En el refuerzo de la cama superior al centro se debe colocar como mínimo dos varillas o más corridas, tomando el mayor de los siguientes valores: A_s mínimo o 25% del A_s calculado para el momento negativo.

El refuerzo en la cama inferior en los apoyos se debe colocar, como mínimo, dos varillas o mas de acero corridas, tomando el mayor de los siguientes valores: A_{smin} ; 50% del A_s calculado para el momento positivo; 50% del A_s calculado para el momento negativo.

La diferencia entre el A_s requerido menos el A_s corrido, en ambas camas, es que se coloca como bastones adicionales al armado existente.

Acero transversal (estribos)

También se le llama refuerzo en el alma, en general este se suministra en forma de estribos espaciados a intervalos variables a lo largo del eje de la viga según lo requerido. El diseño por cortante es importante en las estructuras de concreto, debido a que la resistencia del concreto a corte es considerablemente menor que la de compresión.

Los objetivos de colocar acero transversal son: por armado, manteniendo el refuerzo longitudinal en la posición deseada y para contrarrestar los esfuerzos de corte, esto último en caso de que la sección de concreto no fuera suficiente para cumplir esta función.

Para proporcionar ductilidad y un confinamiento adecuado al concreto el refuerzo transversal dentro de una longitud igual a dos veces el espesor del elemento medida desde la cara del apoyo en los dos extremos del elemento a flexión, se diseña con base a la capacidad a cortante del concreto $V_c=0$ cuando la fuerza inducida por el sismo en la ecuación:

$$V_u = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l} \pm \frac{W}{2}$$

Donde:

$$M_{pr} = 1.25Asfy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$\frac{W}{2}$ =efecto de cargas gravitacionales.

$$a = \frac{Asfy}{0.85f'cb}$$

Es la mitad o más de la resistencia a cortante requerida máxima dentro de esta longitud.

Cálculo de momentos probables

$$a1 = \frac{5.68 * 2810}{0.85 * 210 * 25} = 3.57cm$$

$$a2 = \frac{10.43 * 2810}{0.85 * 210 * 25} = 6.56cm$$

$$M_{pr1} = 1.25 * 5.68 * 2810 \left(44.5 - \frac{3.57}{2} \right) = 15.65ton - m$$

$$M_{pr1} = 1.25 * 10.43 * 2810 \left(44.5 - \frac{6.56}{2} \right) = 15.10ton - m$$

$$\frac{W}{2} = 9.20ton \text{ debido a cargas verticales}$$

$$V_u = \frac{15.65 + 15.10}{6.65} + 9.20 = 13.82 ton$$

Como el cortante inducido por el sismo es menos de la mitad del cortante total en el elemento, si se toma la contribución del concreto para resistir los efectos cortantes por lo que tenemos.

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

$$V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{210} * 25 * 44.5 = 7.26 ton$$

$$V_s = V_u - V_c$$

$$V_s = 13.82 - 7.26 = 6.56 \text{ ton}$$

Usando varilla No.3 con área transversal de 0.71 cm², calculamos el espaciamiento como.

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

$$S = \frac{2 * 0.71 * 2.8 * 44.5}{6.56} = 26.97 \text{ cm}$$

Según ACI el espaciamiento debe ser de la siguiente manera, en longitudes iguales a dos veces la altura del elemento a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos inelásticos del pórtico, para evitar que suceda esto el espaciamiento no debe ser menor que d/4 y donde no se necesite estribos de confinamiento pueden colocarse estribos a una separación máxima de d/2.

Entonces los espaciamientos quedan de la siguiente manera primer estribo a 5 cm. después una longitud de 1 metro a cada 15 cm. y el resto a cada 25 cm.

Tabla XXIV. Distribución de acero en vigas

RESUMEN DE A _s EN VIGAS				
			As	varillas
VIGA 1	M(-)	4.92 ton-m	5.57 cm ²	3 No.5
	M(+)	2.38ton-m	3.98 cm ²	2 No.5
VIGA 2	M(-)	14.85 ton-m	14.2 cm ²	5 No.6
	M(+)	7.72 ton-m	7.67 cm ²	2 No.6 + 1 No.5
VIGA 3	M(-)	10.91 ton-m	10.43 cm ²	4 No.6
	M(+)	5.72 ton-m	5.68 cm ²	2 No.6
VIGA 4	M(-)	17.34 ton-m	17.53 cm ²	4 No.7+1 No.6
	M(+)	16.20 ton-m	11.88 cm ²	3 No.7
VIGA 5	M(-)	13.08 ton-m	13.5 cm ²	4 No.7
	M(+)	4.25 ton-m	7.74cm ²	2 No.7

Con los mismos criterios con que se diseño esta viga se diseñaron todas las vigas que componen la estructura en cuestión.

2.1.5.3 Diseño del muro

Se diseñará según las normas del Instituto de Fomento de Hipotecas Aseguradas (FHA), las cuales recomiendan la siguiente tabla para refuerzos mínimos en columnas y soleras, para el diseño de muros de mampostería confinada.

Tabla XXV. Refuerzo mínimo para muros de mampostería

Tipo de columna	Refuerzo para un nivel	Refuerzo para dos niveles
“A” principal (1)	4 No.3	4 No.3
“B” intermedia(2)	2No.3	2No.3
“C” interbloque	1No.3	1No.3

(1) Con estribo No.2 espaciado a cada 20 cm con extremos doblados mínimos a 135 grados para que queden dentro de las zona confinada de la columna.

(2) con eslabones No.2 espaciado a cada 20 cm.

La separación máxima de columnas que refuercen paredes de mampostería deben ser las siguientes.

Tabla XXVI. Separación máxima de columnas en muros de mampostería.

Espesor de muro(m)	A/A	A/B	A/C	B/C	C/C
0.23	5.00m	2.50m	1.25m	1.25m	1.00m
0.20	5.00m	2.50m	1.25m	1.25m	1.00m
0.14	4.00m	2.00m	1.00m	1.00m	0.80m
0.11	3.00m	1.50m	1.00m	1.00m	0.80m

También se debe colocar el área mínima de acero alrededor de las aberturas en puertas y ventanas de 0.2 pulgadas cuadradas.

Además de las tablas anteriormente mencionadas, el refuerzo horizontal no debe estar separado a mas de 1.20m, con lo anterior se procede a diseñar los muros con refuerzo mínimo, ya que estos no son muros de carga sino muros de cerramiento y no actúa ninguna carga sobre ellos más que su peso propio.

$$A_{sv} = A_s \text{ mínimo vertical} = 0.0007d \times t$$

$$A_{sh} = A_s \text{ mínimo horizontal} = 0.0013 d \times t$$

$$A_{st} = A_s \text{ mínimo total} = 0.002 d \times t.$$

Se analizará como muro típico el más crítico en altura y longitud, afectados por la flexión y corte.

Diseño a corte

$$\text{Área de acero horizontal} = A_s = 0.0013 t \times h$$

h = altura unitaria de muro

t = ancho de la pared del muro = 0.15 m.

$$A_s = 0.0013 \times 15 \times 100 = 1.95 \frac{cm^2}{m}$$

Con esta cantidad de acero por metro de altura del muro queda una distribución de 3 soleras con 4 varillas No.3 y estribos No.2 @ 0.20

Diseño a flexión

$$\text{Área de acero vertical} = A_s = 0.0007 t \times L$$

L = longitud unitaria del muro = 6.65 m

t = ancho de la pared del muro = 15 cm.

$$A_s = 0.0007 \times 100 \times 15 = 1.05 \frac{cm^2}{m}$$

Con esta cantidad de acero por metro de longitud del muro se hace la distribución de manera que se cumpla con lo especificado para refuerzo a flexión mínimo en las normas FHA para Guatemala.

2.1.5.4 Columnas y zapatas

Las columnas se definen como elementos estructurales que sostienen principalmente cargas a compresión. En general, las columnas también soportan momentos flectores con respecto a uno o a los dos ejes de la sección transversal y esta acción de flexión puede producir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal. Aun en estos casos, se hace una referencia a las columnas como elementos a compresión puesto que las fuerzas de compresión dominan su comportamiento.

El refuerzo principal en las columnas, es longitudinal, paralelo a la dirección de la carga. La relación del área de acero longitudinal (A_s) al área de acero transversal bruta de concreto A_g esta en el intervalo del 1% al 8% conforme el código ACI 318s-2005, capítulo 21. El número de mínimo de barras longitudinales debe ser de 4 varillas en columnas rectangulares y 6 varillas en columnas circulares.

Datos para diseño

Sección de columna= 30x30 cm

Lu=3.68 m

Puy=41.6 ton

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

$$F_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$$

My1	10.2	TON-M
My2	11.5	TON-M
PU	41.6	TON
Mx1	9.15	TON-M
Mx2	9.53	TON-M
Pux	28.3	TON

Cálculo de esbeltez de la columna (E)

Una columna es esbelta cuando su sección transversal es pequeña en relación con su longitud. Por el valor de su esbeltez, las columnas se clasifican en cortas ($E < 21$), intermedias ($21 < E < 100$), y largas ($E > 100$). El objetivo de clasificar las columnas es para ubicarlas en un rango; si son cortas se diseñan con los datos originales del análisis estructural; si son intermedias; se deben magnificar los momentos actuantes y si son largas, no se construyen.

Coeficiente que mide el grado de empotramiento en la rotación ψ

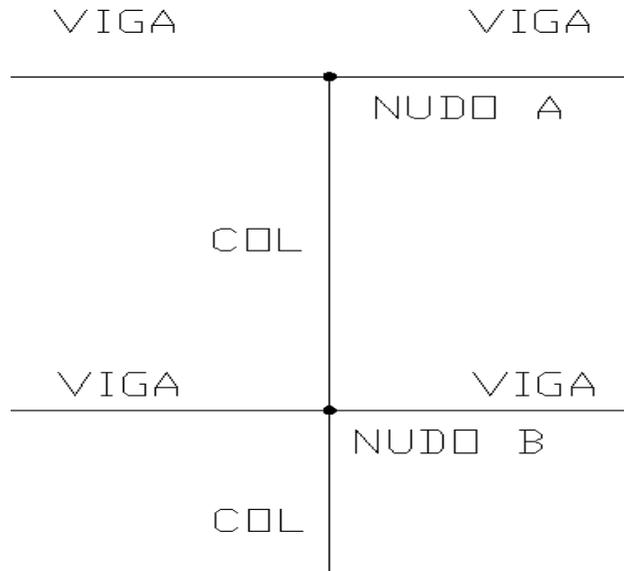
$$\Psi = \frac{\sum K_{col}}{\sum K_{viga}}$$

Donde

$$K_{col} = \frac{0.7I_{col}}{L_{col}}$$

$$K_{viga} = \frac{0.35I_{viga}}{L_{viga}}$$

Figura 13. Esquema de columna segundo nivel



$$I_{viga} = \frac{(25 \cdot 50^3)}{12} = 260416$$

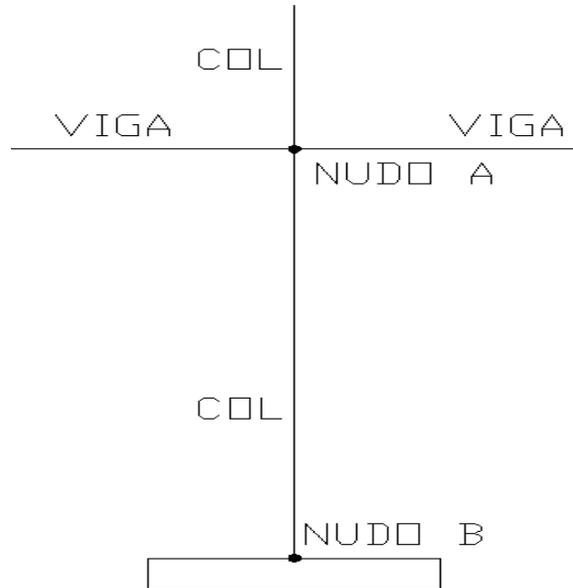
$$I_{col} = \frac{30^4}{12} = 67500$$

$$\Psi_A = \frac{\frac{0.7(67500)}{300}}{\frac{2(0.35 * 260416)}{665}} = 0.57$$

$$\Psi_B = \frac{\left(\frac{0.7 * 67500}{300}\right) + \left(\frac{0.7 * 67500}{400}\right)}{2(0.35 * 260416)} = 1.51$$

Con los datos anteriores utilizamos los nomogramas para calcular el factor K de longitud efectiva para una columna de sección transversal constante en un pórtico con varios vanos, con lo anterior tenemos que $k=1.31$

Figura 14. Esquema de columna primer nivel



$$\Psi_A = \frac{\left(\frac{0.7 * 67500}{300}\right) + \left(\frac{0.7 * 67500}{400}\right)}{2(0.35 * 260416)} = 1.51$$

Por estar empotrado en B se toma como.

$$\Psi_B = 0$$

Según ACI 10.13.2 para elementos a compresión no riostrados contra desplazamientos laterales, pueden despreciarse los efectos de esbeltez cuando:

$$\frac{Klu}{r} \leq 22$$

Donde:

r= radio de giro y según ACI 10.11.2 se puede tomar igual a 0.3 veces la dimensión total de la sección en la dirección en la cual se está considerando la estabilidad.

$$\frac{1.22(3.68)}{(0.3 * 0.3)} = 49.88 > 22 \text{ se considera esbelta}$$

Por los valores obtenidos de esbeltez, podemos decir que la columna se clasifica dentro de las de tipo intermedia. Por consiguiente se deben magnificar los momentos.

Magnificación de momentos

Para magnificar los momentos nos apoyaremos en el método descrito en el ACI 318s-2005.

Cálculo de EI, ACI 10.12.3

$$EI = 0.25 * E_c * I_g$$

$$E_c = 15100\sqrt{210} = 218819.78$$

$$EI = 0.25 * 218819.78 * 67500 = 3692583787.15$$

Carga crítica

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(Klu)^2}$$

$$P_c = \frac{\pi^2(3692583787.15)}{(1.22 * 3692583787)^2} = 180.80 \text{ ton}$$

Factor de corrección de momento ACI 10.12.3.1

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

Donde:

M1= momento menor en el extremo de la columna

M2= momento mayor en el extremo de la columna

Carga sentido Y

$$Cm = 0.6 + 0.4 \left(\frac{10.2}{10.5} \right) = 0.9547$$

Amplificador de momento

$$S_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75Pc}} \geq 1$$

$$S_{ns} = \frac{0.9547}{1 - \frac{41.6}{0.75(180.80)}} = 1.38$$

$$Mc = 1.38 * 10.5 = 15.83 \text{ ton} - m$$

Mc > valor mínimo permitido en la sección ACI 10.12.3.2

$$Mmin = \frac{PU}{\phi} (1.5 + 0.03H)$$

$$Mmin = \frac{41.6}{0.7} (1.5 + 0.03 * 30) = 1.82 \text{ TON} - M \text{ OK}$$

Cálculo del refuerzo longitudinal

Para calcular el acero longitudinal de las columnas, existen varios métodos que se aplican dependiendo del tipo de cargas a las que está sometida la columna. Existen columnas sometidas a carga axial, carga axial y momento uniaxial, carga axial y momento biaxial y carga axial y momento triaxial.

Para calcular el acero de refuerzo, se utilizó el método de Bresler, debido a que las columnas están sometidas a carga axial y momento biaxial. El método consiste en que dado un sistema de cargas actuantes, se debe calcular el sistema de cargas resistentes. El procedimiento a seguir es el siguiente:

Cálculo de excentricidad.

$$e = \frac{Mc}{\frac{Pu}{0.7}}$$
$$e = \frac{15.83 \text{ ton} - m}{\frac{41.6 \text{ ton}}{0.7}} = 0.27 \text{ m}$$
$$\frac{e}{h} = \frac{27 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 0.89$$
$$\gamma = \frac{22}{30} = 0.73$$

Chequeo si es aplicable el método de Bresler

$$Pn \geq 0.1 \bar{f}'_c A_g$$
$$Pn \geq 0.1(210)(900 \text{ cm}^2) = 18.90 \text{ ton OK}$$

Asumir cuantía para la sección.

$$\rho = 0.03$$
$$A_s = 0.03 * 900 \text{ cm}^2 = 27 \text{ cm}^2$$
$$\rho_u = \rho \left(\frac{f_y}{0.85 \bar{f}'_c} \right)$$
$$\rho_u = (0.03) \left(\frac{4200}{0.85 * 210} \right) = 0.71$$

Carga en sentido X.

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{9.15}{9.53} \right) = 0.98$$
$$S_{ns} = \frac{0.98}{1 - \frac{28.3}{0.75(180.80)}} = 1.04$$
$$M_c = 1.04 * 9.53 = 9.91 \text{ ton} - m$$

$$e = \frac{28.3\text{ton} - m}{\frac{9.91\text{ton}}{0.7}} = 0.25\text{m}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{25\text{cm}}{30\text{cm}} = 0.83$$

$$\gamma = \frac{22}{30} = 0.73$$

Con los datos obtenidos en los últimos cuatro pasos, se buscan los valores de los coeficientes $K'x$ y $K'y$, siendo estos:

$$K'y = 0.40 \quad K'x = 0.3915$$

Calculo de resistencias de columna a una excentricidad dada.

$$P_o = K * f'c * b * h$$

$$P_{oy} = 0.40(210)(900\text{cm}^2) = 75.6\text{ton}$$

$$P_{ox} = 0.3915(210)(900\text{cm}^2) = 73.99\text{ton}$$

Carga axial pura

$$P = \phi * 0.85f'c(Ag - As) + Asfy$$

$$P_n = 0.85 * 0.85 * 210(900 - 27) + 27 * 420 = 269.23 \text{ ton}$$

Carga de resistencia de columna

$$P'U = \frac{1}{\frac{1}{P_{oy}} + \frac{1}{P_{ox}} - \frac{1}{P_n}}$$

$$P'U = \frac{1}{\frac{1}{75.6} + \frac{1}{73.99} - \frac{1}{269.23}} = 43.43\text{ton} > P_u$$

Cuando $P'u > P_u$, significa que el armado propuesto si resiste las cargas a las que estará expuesta la columna, si no fuera así, se debe aumentar el área de acero hasta que cumpla con la condición.

Cálculo del acero transversal

Es necesario proveer de refuerzo transversal a las columnas, por medio de estribos para resistir los esfuerzos de corte. 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.

Refuerzo por confinamiento

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

$$\left\{ \begin{array}{l} Lu/6 = 4.20/6 = 0.70 \\ Lo \quad \text{lado } > \text{ de la columna} = 0.30 \\ \quad \quad 0.70 \end{array} \right.$$

$$Lo = 70 \text{ cm}$$

Cálculo de la relación volumétrica ACI 10.9.3

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{900}{576} - 1 \right) \left(\frac{210}{2810} \right) = 0.0160$$

Espaciamiento de estribos en zona confinada, usando varilla No.3

$$S = \frac{2 * 0.71}{0.0160 * 24} = 4 \text{ cm}$$

Espaciamiento donde no necesita confinamiento. ACI 21.4.4.2

$$S_o = 10 + \left(\frac{35 - Hx}{3} \right)$$

$$S_o = 10 + \left(\frac{35 - 22}{3} \right) = 14.3 \text{ cm}$$

Zapatas

Cimiento es aquella parte de la estructura que se coloca generalmente por debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas al suelo o rocas subyacentes. Los dos requisitos esenciales en el diseño de cimientos son: que el asentamiento total de la estructura este limitado a una cantidad tolerablemente pequeña y que en lo posible, el asentamiento diferencial de las distintas partes de la estructura se elimine.

Para limitar los asentamientos de la manera indicada es necesario transmitir la carga de la estructura hasta un estrato de suelo que tenga la resistencia suficiente y distribuir la carga sobre un área suficientemente grande de este estrato para minimizar las presiones de contacto.

Si no se encuentran suelos adecuados justo debajo de la estructura, es necesario recurrir a cimentaciones profundas como pilotes o pilas para transmitir las cargas hasta estratos más profundos y de mayor firmeza. Para elegir el tipo de cimentación a utilizar se deben considerar, principalmente, el tipo de superestructura, la naturaleza de las cargas que se aplicaran, las condiciones del suelo y el costo de la misma.

Las zapatas para columnas individuales son por lo general cuadradas, algunas veces rectangulares y representan el tipo de cimentación más sencillo y económico.

Los datos necesarios para el diseño de zapatas se toman del análisis estructural y del estudio de suelos realizado en el lugar.

Datos de diseño para zapata interior

$V_s = 40 \text{ ton/m}^2$

$M_x = 7.23 \text{ ton-m}$

$M_y = 10.25 \text{ ton-m}$

Integración de carga

$P_u = 41.6 \text{ ton}$

Peso total = 62 ton

Desplante 1.35 m

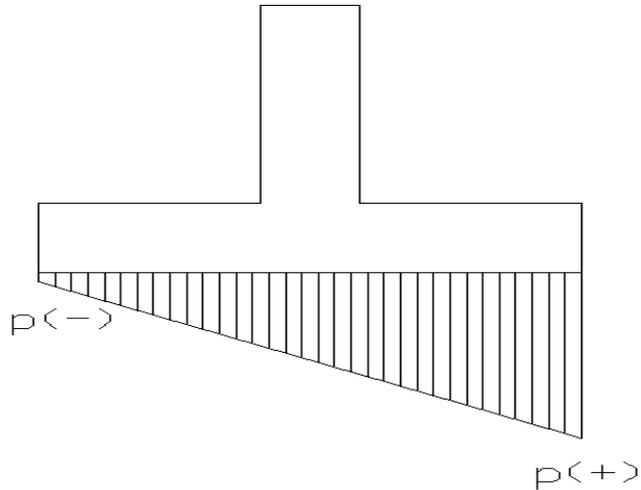
$$\rho_s = \frac{P}{3L} \pm \frac{6M_x}{BL^2} \pm \frac{6M_y}{BL^2} \leq V_s$$

$$\rho_s = \frac{62}{3 * 1.75} + \frac{6 * 7.23}{(1.75)(1.75)^2} + \frac{6 * 10.25}{(1.75)^2(1.75)} = 39.81 \text{ ton} < V_s$$

$$\rho_s = \frac{62}{3 * 1.75} - \frac{6 * 7.23}{(1.75)(1.75)^2} - \frac{6 * 10.25}{(1.75)^2(1.75)} = 0.68 \text{ ton} < V_s$$

Entonces 39.81 ton se constituye como el punto mayor de la pendiente del diagrama de presiones debajo de la zapata y 0.68 como el punto menor.

Figura 15. Diagrama de presiones para zapatas



La presión máxima no excede el valor soporte del suelo y no existen presiones negativas, por lo que el área propuesta para la zapata es la adecuada.

Encontrar peralte por corte flexionante.

$$pendiente = \frac{P_{mayor} - P_{menor}}{Lon. de zapata}$$

$$pendiente = \frac{39.81 - 0.68}{1.75} = 23.14$$

$$Pd' = P_{mayor} - Pendiente(l - d)$$

$$l = \frac{1.75 - 0.30}{2} = 0.725$$

$$Pd' = 39.81 - 23.14(0.725 - d) \quad (I)$$

$$V_{uf} = Pd'(l - d) + \frac{P_{mayor} - Pd'}{2}(l - d) \quad (II)$$

Sustituyendo (I) en (II) tenemos que nos queda una ecuación cuadrática que está en función del peralte.

$$V_{uf} = -11.57d^2 - 23.03d + 22.7$$

Se propone un peralte de 28 cm y $V_{uf}=15.41$ ton y se compara con lo que resiste el concreto.

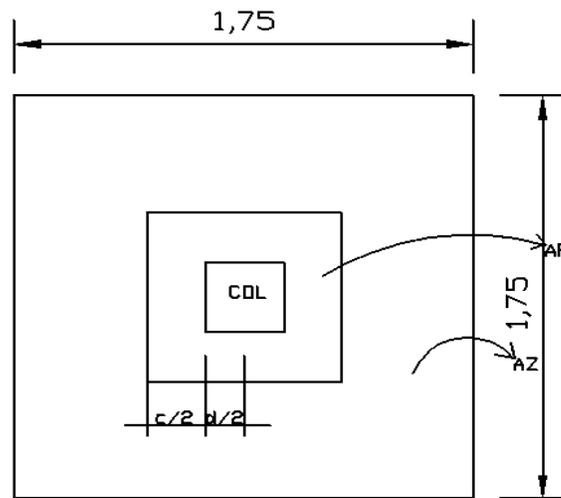
$$V_{cf} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 1.75 * 28 = 31.98 \text{ ton}$$

Con los resultados podemos decir que $V_{uf} < V_{cf}$ ok

Corte punzonante

$$V_{up} = \left(\frac{P_{mayor} + P_{menor}}{2} \right) (A_z - A_p)$$

Figura 16. Esquema para cálculo de corte punzonante zapata interior



$$A_p = (d + c)^2$$

$$A_z = 4(d + c)$$

$$V_{up} = \left(\frac{39.81 + 0.68}{2} \right) (3.06 - 0.3364) = 106.69 \text{ ton}$$

Corte punzonante que resiste el concreto.

$$V_{cp} = 0.85 * 0.27 \left(\frac{\alpha d}{b_o} + 2 \right) * \sqrt{f'c} b_o *$$

Según ACI 11.12.2.1

$\alpha=40$ para zapatas de columnas interiores.

$$V_{cp} = 0.85 * 0.27 \left(\frac{40 * 28}{232} + 2 \right) * \sqrt{210} * 232 * 28 = 147.50 \text{ ton}$$

$$V_{cp} > V_{up} \text{ ok}$$

Cálculo de momento a rostro de zapata

$$M = L * B * P_s * \left(\frac{L}{2} \right)$$

$$M = 0.725 * 1.75 * 39.81 * \left(\frac{0.725}{2} \right) = 18.31 \text{ ton} - m$$

Área de acero

$$A_{smin} = \left(\frac{14.1}{f_y} \right) b d$$

$$A_{smin} = \left(\frac{14.1}{2810} \right) 175 * 28 = 24.58 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \left[(175 * 28) - \sqrt{(175 * 28)^2 - \frac{18310 * 175}{0.003825 * 210}} \right] * \left(\frac{0.85 * 210}{2810} \right) = 27.03 \text{ cm}^2$$

Distribución de acero, usar No. 6 @ 16 cm en ambos sentidos.

Debido que la estructura en sus colindancias tiene construcciones, es necesario diseñar zapatas de borde y de esquina, a continuación se muestra el proceso de diseño.

Datos de diseño para zapata de Borde

Peso total=54.1 ton

$M_x=7.25 \text{ ton-m}$

My=8.5 ton-m

Dimensiones=1.75x1.75

$$\rho_s = \frac{P}{3L} \pm \frac{6Mx}{BL^2} \pm \frac{6My}{BL^2} \leq V_s$$

$$\rho_s = \frac{54.1}{3 * 1.75} + \frac{6 * 7.25}{(1.75)(1.75)^2} + \frac{6 * 8.5}{(1.75)^2(1.75)} = 35.29 \text{ ton} < V_s$$

$$\rho_s = \frac{54.1}{3 * 1.75} - \frac{6 * 7.25}{(1.75)(1.75)^2} - \frac{6 * 8.5}{(1.75)^2(1.75)} = 0.03 \text{ ton} < V_s$$

$$\text{pendiente} = \frac{P_{\text{mayor}} - P_{\text{menor}}}{\text{Lon. de zapata}}$$

$$\text{pendiente} = \frac{35.29 - 0.03}{1.75} = 20.14$$

$$Pd' = P_{\text{mayor}} - \text{Pendiente}(l - d)$$

$$l = 1.75 - .30 = 1.45$$

$$Pd' = 35.29 - 20.14(1.45 - d) \quad (I)$$

$$V_{uf} = Pd'(l - d) + \frac{P_{\text{mayor}} - Pd'}{2}(l - d) \quad (II)$$

Sustituyendo (I) en (II) tenemos que nos queda una ecuación cuadrática que está en función del peralte.

$$V_{uf} = -10.01d^2 - 6.027d + 29.96$$

Se propone un peralte de 28 cm y $V_{uf}=27.48$ ton y se compara con lo que resiste el concreto.

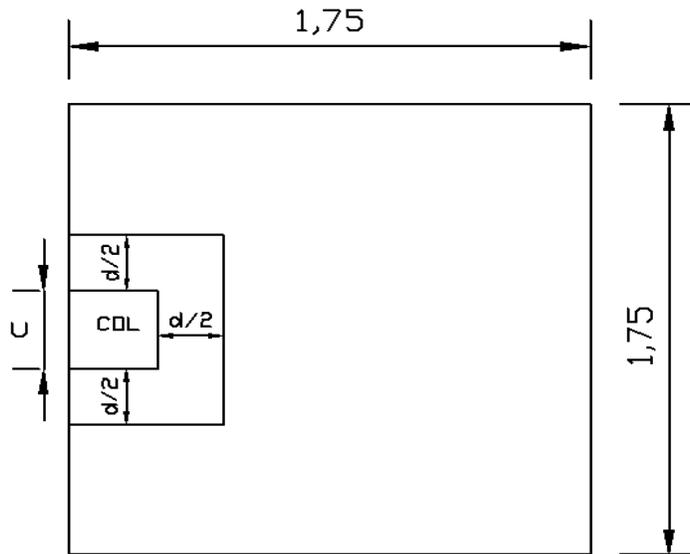
$$V_{cf} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 1.75 * 28 = 31.98 \text{ ton}$$

Con los resultados podemos decir que $V_{uf} < V_{cf}$ ok

Corte punzonante

$$V_{up} = \left(\frac{P_{mayor} + P_{menor}}{2} \right) (A_z - A_p)$$

Figura 17. Esquema para cálculo de corte punzonante zapata de borde



$$A_p = \left(c + \frac{d}{2} \right) (c + d)$$

$$b_o = 2 \left(c + \frac{d}{2} \right) + (c + d)$$

$$b_o = 166 \text{ cm}$$

$$V_{up} = \left(\frac{35.30 + 0.68}{2} \right) (3.06 - 0.312) = 96.96 \text{ ton}$$

Corte punzonante que resiste el concreto.

$$V_{cp} = 0.85 * 0.27 \left(\frac{\alpha d}{b_o} + 2 \right) * \sqrt{f'c} b_o * d$$

Donde $\alpha=30$ para zapata de columna de borde según ACI 11.12.2.1

$$V_{cp} = 0.85 * 0.27 \left(\frac{30 * 28}{166} + 2 \right) * \sqrt{210} * 166 * 28 = 109.13 \text{ ton}$$

$$V_{cp} > V_{up} \text{ ok}$$

Cálculo de momento a rostro de zapata

$$M = L * B * P_s * \left(\frac{L}{2} \right)$$

$$M = 1.45 * 1.75 * 35.30 * \left(\frac{1.45}{2} \right) = 64.94 \text{ ton - m}$$

Área de acero

$$A_{smin} = \left(\frac{14.1}{f_y} \right) bd$$

$$A_{smin} = \left(\frac{14.1}{2810} \right) 175 * 28 = 24.58 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \left[(175 * 28) - \sqrt{(175 * 28)^2 - \frac{64940 * 175}{0.003825 * 210}} \right] * \left(\frac{0.85 * 210}{2810} \right) = 111.77 \text{ cm}^2$$

Usar varilla No.8 @ 8 centímetros en ambos sentidos.

Datos de diseño zapata de esquina

Carga total=39.5 ton

Mx=6.2 ton-m

My=5.25 ton-m

Dimensiones 1.75x1.75

$$\rho_s = \frac{P}{3L} \pm \frac{6M_x}{BL^2} \pm \frac{6M_y}{BL^2} \leq V_s$$

$$\rho_s = \frac{39.5}{3 * 1.75} + \frac{6 * 6.2}{(1.75)(1.75)^2} + \frac{6 * 5.25}{(1.75)^2(1.75)} = 25.72 \text{ ton} < V_s$$

$$\rho^s = \frac{39.5}{3 * 1.75} - \frac{6 * 6.2}{(1.75)(1.75)^2} - \frac{6 * 5.25}{(1.75)^2(1.75)} = 0.08 \text{ ton} < V$$

$$\text{pendiente} = \frac{P_{\text{mayor}} - P_{\text{menor}}}{\text{Lon. de zapata}}$$

$$\text{pendiente} = \frac{25.72 - 0.08}{1.75} = 14.65$$

$$Pd' = P_{\text{mayor}} - \text{Pendiente}(l - d)$$

$$l = 1.75 - .30 = 1.45$$

$$Pd' = 25.72 - 14.65(1.45 - d) \quad (I)$$

$$V_{uf} = Pd'(l - d) + \frac{P_{\text{mayor}} - Pd'}{2}(l - d) \quad (II)$$

Sustituyendo (I) en (II) tenemos que nos queda una ecuación cuadrática que está en función del peralte.

$$V_{uf} = -7.37 - 4.17d + 21.54$$

Se propone un peralte de 28 cm y $V_{uf}=19.80$ ton y se compara con lo que resiste el concreto.

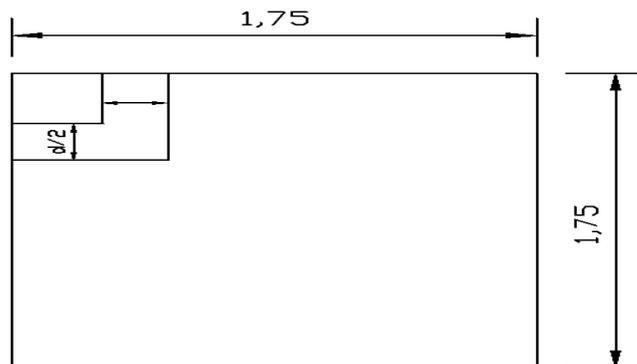
$$V_{cf} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 1.75 * 28 = 31.98 \text{ ton}$$

Con los resultados podemos decir que $V_{uf} < V_{cf}$ ok

Corte punzonante

$$V_{up} = \left(\frac{P_{\text{mayor}} + P_{\text{menor}}}{2} \right) (A_z - A_p)$$

Figura 18. Esquema para cálculo de corte punzonante zapata de esquina



$$A_p = \left(c + \frac{d}{2}\right)^2$$

$$b_o = 4\left(c + \frac{d}{2}\right)$$

$$b_o = 176\text{cm}$$

$$V_{up} = \left(\frac{25.72 + 0.08}{2}\right) (3.06 - 0.19) = 73.55\text{ton}$$

Corte punzonante que resiste el concreto.

$$V_{cp} = 0.85 * 0.27 \left(\frac{\alpha d}{b_o} + 2\right) * \sqrt{f'c} b_o * d$$

Donde $\alpha=20$ para zapatas de columna de esquina según ACI 11.12.2.1

$$V_{cp} = 0.85 * 0.27 \left(\frac{20 * 28}{176} + 2\right) * \sqrt{210} * 176 * 28 = 84.92\text{ ton}$$

$$V_{cp} > V_{up} \text{ ok}$$

Cálculo de momento a rostro de zapata

$$M = L * B * P_s * \left(\frac{L}{2}\right)$$

$$M = 1.45 * 1.75 * 25.72 * \left(\frac{1.45}{2}\right) = 47.31\text{ ton} - m$$

Área de acero

$$A_{smin} = \left(\frac{14.1}{f_y}\right) bd$$

$$A_{smin} = \left(\frac{14.1}{2810}\right) 175 * 28 = 24.58cm^2$$

$$A_s = \left[(175 * 28) - \sqrt{(175 * 28)^2 - \frac{47310 * 175}{0.003825 * 210}} \right] * \left(\frac{0.85 * 210}{2810}\right) = 76.11cm^2$$

Usar varilla No.8 @ 12 centímetros en ambos sentidos.

2.1.6 Instalaciones eléctricas

Debido a que el proyecto se trata de una escuela se opto por dividir los circuitos eléctricos de manera que tenemos un circuito para instalaciones de fuerzas y otro para instalaciones de iluminación. Y cada solón de clases cuenta con ambas instalaciones.

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 Φ $\frac{3}{4}$ ", y los abastos por medio de tubería PVC Φ $\frac{1}{2}$ ".

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

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:

- 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 con base de precios unitarios. A este se le aplicó un factor de indirectos del 30%. El costo total del proyecto es de un millón cuatrocientos ochenta y siete mil setenta y nueve con setenta y cuatro centavos (Q1, 487,079.74). A continuación se muestra el resumen de renglones para dicho proyecto.

Tabla XXVII. Resumen de presupuesto de escuela Encarnación Palma

RESUMEN DE RENGLONES							
No.	DESCRIPCION DE RENGLON	CANTIDAD	UNIDAD	P.U	C. DIRECTO	C. INDIRECTO	TOTAL
1	TRAZO + ESTAQUEADO	193.88	ML	Q 16.54	Q 2,202.67	Q 1,004.42	Q 3,207.09
2	ZANJEO C.C.	198	ML	Q 41.64	Q 5,662.80	Q 2,582.24	Q 8,245.04
3	EXCAVACION ZAPATAS	27	UNIDAD	Q 164.67	Q 3,053.70	Q 1,392.49	Q 4,446.19
4	ZAPATA Z-1	14	UNIDAD	Q 2,551.49	Q 24,533.53	Q 11,187.29	Q 35,720.82
5	ZAPATA Z-2	12	UNIDAD	Q 3,191.50	Q 26,303.56	Q 11,994.43	Q 38,297.99
6	ZAPATA Z-3	2	UNIDAD	Q 2,735.71	Q 3,757.84	Q 1,713.58	Q 5,471.42
8	CIMIENTO CORRIDO	198	ML	Q 178.78	Q 24,312.55	Q 11,086.52	Q 35,399.07
9	COLUMNA TIPO C-1	51.52	ML	Q 586.42	Q 20,750.24	Q 9,462.11	Q 30,212.35
10	COLUMNA TIPO C-2	47.84	ML	Q 541.30	Q 17,785.67	Q 8,110.27	Q 25,895.94
11	COLUMNA TIPO C-3	37.52	ML	Q 520.68	Q 13,417.51	Q 6,118.38	Q 19,535.89
12	COLUMNA TIPO C-4	34.84	ML	Q 520.68	Q 12,459.11	Q 5,681.36	Q 18,140.47
13	COLUMNA TIPO A	154	ML	Q 131.52	Q 13,910.48	Q 6,343.18	Q 20,253.66
14	COLUMNA TIPO B	156	ML	Q 93.77	Q 10,047.21	Q 4,581.53	Q 14,628.73
15	LEVANTADO BLOCK	675.04	M2	Q 273.79	Q 126,937.66	Q 57,883.57	Q 184,821.23
16	SOLERA HUMEDAD	167.21	ML	Q 156.60	Q 17,984.37	Q 8,200.87	Q 26,185.24
17	SOLERA TIPO S-1	287.56	ML	Q 135.08	Q 26,677.59	Q 12,164.98	Q 38,842.57
18	SOLERA DE SILLAR	18	ML	Q 126.84	Q 1,568.11	Q 715.06	Q 2,283.17
19	VIGA TIPO V-1	83.52	ML	Q 453.03	Q 25,987.02	Q 11,850.08	Q 37,837.11
20	VIGA TIPO V-2	83.52	ML	Q 527.64	Q 30,266.63	Q 13,801.59	Q 44,068.22
21	VIGA TIPO V-3	96.72	ML	Q 498.31	Q 33,102.32	Q 15,094.66	Q 48,196.97
22	VIGA TIPO V-4	96.72	ML	Q 738.65	Q 49,067.57	Q 22,374.81	Q 71,442.38
23	VIGA TIPO V-5	13.27	ML	Q 543.54	Q 4,953.84	Q 2,258.95	Q 7,212.79
24	LOSA	693.21	M2	Q 589.43	Q 280,633.05	Q 127,968.67	Q 408,601.72
25	REPELLO	1174.4	M2	Q 51.37	Q 41,433.24	Q 18,893.56	Q 60,326.80
26	CERNIDO	1174.4	M2	Q 50.27	Q 40,547.22	Q 18,489.53	Q 59,036.75
27	DRENAJE	1	GLOBAL	Q 16,531.75	Q 11,354.23	Q 5,177.53	Q 16,531.75
28	AGUA POTABLE	1	GLOBAL	Q 673.79	Q 462.77	Q 211.02	Q 673.79
29	INST. FUERZA	1	GLOBAL	Q 2,798.46	Q 1,922.02	Q 876.44	Q 2,798.46
30	INST. ILUMINACION	1	GLOBAL	Q 11,317.88	Q 7,773.27	Q 3,544.61	Q 11,317.88
31	PISO	655.8	M2	Q 137.02	Q 61,715.46	Q 28,142.25	Q 89,857.72
32	PAÑUELOS	346.61	M2	Q 75.26	Q 17,915.40	Q 8,169.42	Q 26,084.83
33	GRADAS	19.33	M2	Q 688.34	Q 9,138.51	Q 4,167.16	Q 13,305.67
34	FACHADA	18	M2	Q 195.72	Q 2,419.55	Q 1,103.32	Q 3,522.87
35	PINTURA	1174.4	M2	Q 19.63	Q 15,833.02	Q 7,219.86	Q 23,052.88
36	PUERTAS	1	GLOBAL	Q 19,601.40	Q 13,462.50	Q 6,138.90	Q 19,601.40
37	VENTANAS	1	GLOBAL	Q 32,022.90	Q 21,993.75	Q 10,029.15	Q 32,022.90
	COSTO DIRECTO				Q 985,889.73		
	COSTO INDIRECTO					Q 449,565.72	
	COSTO TOTAL						Q 1,487,079.74
	COSTO POR METRO CUADRADO						Q 2,145.18

2.1.9.4 Costo por metro cuadrado

El costo por metro cuadrado del presente proyecto asciende a Q2, 145.21, dos mil ciento cuarenta y cinco con veintiún centavos.

2.2 Diseño de puente vehicular para aldea El Rodeo, municipio de Santa Catarina Mita, Departamento de Jutiapa

Descripción del proyecto

Este proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular de una vía cuyo fin es salvar una depresión existente donde circula agua principalmente en época de invierno. El proyecto de puente vehicular es de concreto de sección en viga y losa, simplemente apoyado, con el diseño de losa, de vigas, de diafragma interior y exterior, cortina, viga de apoyo, estribo de concreto ciclópeo y del barandal de protección.

Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto

Entre los criterios y especificaciones que se deben tomar en cuenta para desarrollar el diseño del puente vehicular tenemos los siguientes:

a) Recubrimientos: En AASHTO 5.12.3 dice que el recubrimiento para las armaduras no protegidas no deberá ser menor que el especificado en la tabla 1 donde nos dice que para situaciones exteriores 50 milímetros (mm) se tomara para cimientos, muros, losas arriba, columnas y vigas, mientras para fondo de losas 25 mm, todo medido del rostro de la barra a superficie del concreto.

b) Longitud de desarrollo: En AASHTO 5.11.1.2.1 no dice la armadura se deberá prolongar más allá del punto, en el cual ya no se la requiere para resistir flexión en una distancia no menor que la profundidad efectiva del elemento, 15 veces el diámetro nominal de la barra o $1/20$ de la luz libre del tramo.

c) Empalmes: En AASHTO 5.11.5.2.1 nos dice los empalmes de barras individuales dentro de un paquete no se deberán superponer. No se deberán empalmar paquetes enteros mediante empalmes solapados. En los elementos solicitados a flexión, las barras empalmadas mediante empalmes solapados sin contacto no deberán estar separadas transversalmente más de un quinto de la longitud de empalme requerida o 150 mm.

En AASHTO 5.11.5.2.2 dice: la resistencia de una conexión totalmente mecánica no deberá ser menor que 125 por ciento de la resistencia a la fluencia especificada de la barra en tracción o compresión, según corresponda.

d) Ganchos: En AASHTO de comentarios figura C5.11.2.4-1 detalles de las barras terminadas en gancho para el desarrollo de ganchos normales (ACI) nos indica $12db$ en ganchos a 90 grados y $6db$ en ganchos a 180 grados, donde db es el diámetro de la barra (mm).

e) Para el manejo de paquete de barras se debe seguir las normas establecidas respecto a cantidad, longitud de desarrollo y el recubrimiento según nos dice AASHTO 5.10.3.1.5.

En la superestructura se debe tomar en cuenta lo siguiente:

a) La acera y el barandal de protección se deben construir posteriormente a que las vigas se hayan deflectado libremente.

b) Todos los elementos de acero estructural no contenidos en el concreto del puente, deberán colocarse con dos capas de pintura anticorrosivo de diferente color.

En la subestructura se debe tomar en cuenta lo siguiente:

a) Los estribos de concreto ciclópeo deben ser diseñados para la capacidad soporte establecido en el estudio de suelo y a la profundidad definida por el ingeniero de suelos para cada caso.

b) Deberá evitarse la explotación de todos los bancos de materiales circundantes a las riberas del río para evitar posibles socavaciones en el futuro.

c) No se debe permitir la destrucción de los bancos de materiales, de manera que las excavaciones sean del tamaño estrictamente necesario para acomodar los estribos.

d) Deberá proporcionarse el adecuado drenaje a los estribos de concreto ciclópeo para evitar presiones nocivas a la estructura.

2.2.1 Estudio topográfico

La realización del mismo es de vital importancia para efectuar el diseño del puente vehicular por constituirse en un elemento básico y primordial para su

elaboración, ya que se pueden obtener de este estudio los principales detalles topográficos del terreno que nos servirán para determinar la geometría de las partes que conformaran el puente vehicular y también para obtener el cálculo de la crecida máxima.

El levantamiento topográfico especial para puentes consistió en lo siguiente:

Planimetría

Parte de la topografía que tiene por objeto medir y representar en una superficie plana, con esto se pudo hacer el alineamiento de la línea central del puente, y los datos tomados son ayuda para la construcción de las curvas de nivel. El estudio planimétrico da una idea de cómo es el cauce de la quebrada a salvar y con esto poder ubicar de mejor manera la estructura del puente.

Altimetría

Después de conocer el alineamiento de la estructura, se procede al estudio altimétrico del terreno donde estará ubicado el puente, con los datos obtenidos se puede tener conocimiento de las dimensiones de las partes que requiere dicha estructura, principalmente a qué altura está el lecho de la quebrada en estudio.

2.2.2 Evaluación de calidad del suelo

La determinación de la calidad y tipo de suelo sobre el cual será colocada la subestructura de un puente es de gran importancia, ya que este soportará en su totalidad la carga que se transmite de la superestructura a la subestructura.

Por esta razón, es necesario tener un conocimiento apropiado del comportamiento del suelo donde se ubicarán los estribos del puente.

Para determinar las propiedades del suelo se extrajo una muestra inalterada de un pie cúbico, al cual se le hizo un ensayo triaxial que generó los siguientes resultados.

TIPO DE ENSAYO:	No consolidado y no drenado
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA:	13.97 grados
COHESIÓN:	$3.33 \frac{T}{m^2}$
DESCRIPCIÓN DEL SUELO:	Arcilla limosa, color café oscuro
DIMENSIÓN DE LA PROBETA EN ESTUDIO:	2.5"X5.0"
LÍMITE LÍQUIDO	0%
LÍMITE PLÁSTICO	0%

Datos para encontrar el valor soporte

Base	1 m
Peso específico	$1.36 \frac{T}{m^3}$
Ángulo de fricción interna	$\Phi=13.97^0$
Cohesión	$CU = 3.33 \frac{T}{m^2}$
Desplante	$Df = 1.50m$
Factor de seguridad	$F.S = 2$

Cálculo de factores de flujo de carga

Factor de flujo (Nq)

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\theta}{2}\right) \cdot \tan(\theta)}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{2}\right)} = \frac{e^{\left(\frac{3\pi}{2} - \frac{0.2438}{2}\right) \cdot \tan 0.2438}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{0.2438}{2}\right)}$$

$$N_q = 4.13$$

Factor de flujo de carga (Nc)

$$N_c = \cot(\theta) * (N_q - 1) = (\cot(0.2438))(4.13 - 1)$$

$$N_c = 12.58$$

Factor de flujo (Nγ)

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) * \tan(\theta) = 2(4.13 + 1) * \tan(0.2438)$$

$$N_\gamma = 2.55$$

Cálculo de la capacidad de carga última

$$q_u = 1.3C_u * N_c + 0.4\gamma B N_\gamma + D_f \gamma N_q$$

$$q_u = 1.3(3.3)(12.58) + 0.4(1.36)(1)(2.55) + 1.5(1.36)(4.13)$$

$$q_u = 63.78 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Carga neta última

$$q_{on} = q_u - \gamma D_f = 63.78 - (1.36 * 1.5)$$

$$q_{on} = 61.74 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Valor soporte

$$V_s = \frac{q_{on}}{F_s} = \frac{61.74 \frac{t}{m^2}}{2}$$

$$V_s = 30.87 \frac{ton}{m^2}$$

2.2.3 Estudio hidrológico e hidráulico

Determinación de la crecida máxima

La crecida máxima es un factor importante en el diseño del puente, pues proporciona la información para determinar las dimensiones de la obra y así evitar que sean destruidas por la corriente de agua en época de lluvia. Existen varios procedimientos para estimar el caudal en las crecidas máximas; pero en el presente estudio se seleccionó el método de sección pendiente, por la falta de información hidrológica del lugar.

Método de sección-pendiente

Este método es utilizado para determinar la crecida máxima de un río, cuando no se cuenta con la información hidrológica necesaria. Para determinar la crecida por este método, es necesario establecer la máxima altura de agua alcanzada por una corriente en el pasado, ya sea buscando señales que han dejado grandes crecidas, información que proporcionan los habitantes del lugar o investigando en los archivos o en las crónicas locales. Determinada la altura máxima, se obtiene el valor del área "A" de la sección de la corriente de la misma forma como se hace en aforos, para poder obtener el caudal máximo por medio de la fórmula $Q=V \cdot A$. El valor de la velocidad "V" de la corriente se obtiene por medio de la fórmula de Manning.

2.2.3.1 Área de la sección del cauce

El area de la seccion del cauce viene dada por:

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

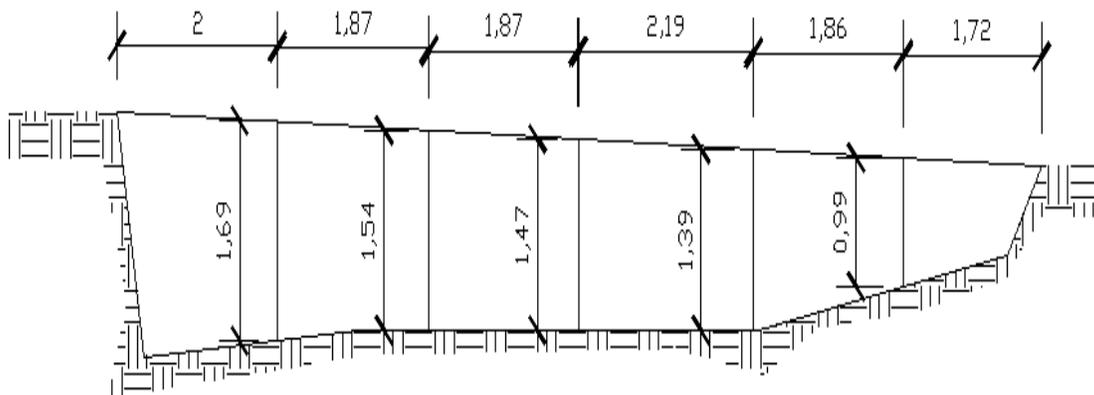
Donde:

A=área transversal del cauce.

h_n = altura en algún punto del cauce.

d_n =distancia a la cual se hace partición la sección del cauce.

Figura 19. Sección de cauce de quebrada



$$A = \left(\frac{2 + 1,87}{2}\right) * 1,69 + \left(\frac{1,87 + 1,87}{2}\right) * 1,54 + \left(\frac{1,87 + 2,19}{2}\right) * 1,47 + \left(\frac{2,19 + 1,86}{2}\right) * 1,39 + \left(\frac{1,86 + 1,72}{2}\right) * 0,99 = 13,72m^2$$

Cálculo de velocidad por fórmula de Maning.

Datos:

Pendiente(S): 3.92%

Altura de crecida máxima: 1.47m

Área del cauce: $13.72m^2$

Coeficiente de rugosidad: 0.20

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

Donde:

R= radio hidráulico.

S=pendiente

n= coeficiente de rugosidad

$$R = \frac{\textit{area}}{\textit{perimetro mojado}}$$

$$R = \frac{13.72}{24.71} = 0.55$$

$$V = \frac{1}{0.2} (0.55)^{2/3} (0.0392)^{1/2} = 0.67 \textit{ m/s}$$

2.2.3.2 Cálculo de caudal máximo

El caudal máximo se refiere a la cantidad de agua que puede llegar a pasar por la sección de la quebrada, conociendo este dato se puede tener una estimación de la altura a la cual se puede colocar el puente por encima del nivel del agua.

$$Q = V * A = 0.67 \textit{ m/s} * 13.72m^2 = 9.18 \textit{ m}^3/\textit{s}$$

2.2.4 Descripción general de alternativa propuesta

El puente se construirá en la aldea El Rodeo del municipio de Santa Catarina Mita, Jutiapa y estará destinado a salvar el riachuelo que atraviesa dicha aldea, cubrirá una luz entre apoyos de 13.00 m y será de una vía con un ancho de rodadura de 4.00 m y un ancho total de 5.50 m. Estará conformado por una superestructura de concreto armado, una losa plana, banquetas, tres vigas principales y tres diafragmas. La subestructura estará conformada por estribos de concreto ciclópeo y vigas de apoyo de concreto armado. El puente ira a un metro arriba de la crecida máxima del riachuelo.

2.2.5 Datos y especificaciones de diseño

Tabla XXVIII. Datos de diseño de puente aldea El Rodeo

Luz libre	12.60 m
Ancho útil	4.00 m
Luz eficaz	13.00 m
Ancho total	5.50 m
Resistencia del concreto	210 kg/cm ²
Resistencia del acero	2810 kg/cm ²
Peso unitario del concreto	2400kg/cm ³
Peso del concreto ciclópeo	2400 kg/cm ³
Carga viva	HS15(12,000 lb)

2.2.6 Diseño de la superestructura

2.2.6.1 Análisis y diseño de losa

2.2.6.1.1 Cálculo espesor de losa

Según AASHTO, el espesor “t” de la losa no será menor de 17 cm y según la tabla 89.2 AASHTO el espesor t será:

$$t = \frac{1.20(L + 3.05)}{30}$$

Donde:

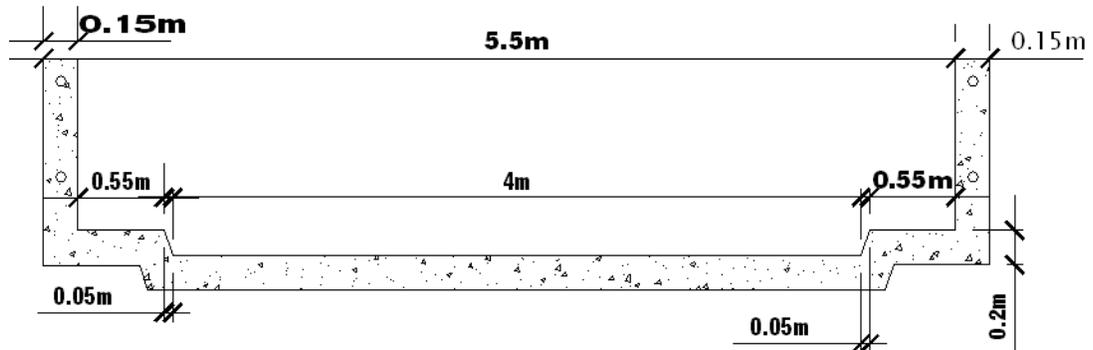
t=espesor de losa

L=distancia entre vigas

$$t = \frac{1.20(1.75 + 3.05)}{30} = 0.192$$

Se opta por un espesor t=20 cm

Figura 20. Sección transversal de losa



2.2.6.1.2 Cálculo de momentos

Momento por carga muerta

$$W_{cm} = \left(2400 \frac{kg}{m^3} \right) * 0.20m * 1.00m = 480 \frac{kg}{m}$$

$$W_{cm} = \left(480 \frac{kg}{m} \right) * 1.4 = 672 \frac{kg}{m}$$

El momento entre vigas viene dado por: $M_{cm \text{ entre vigas}} = \frac{ws^2}{10}$

$$M_{cm \text{ entre vigas}} = \frac{\left(672 \frac{kg}{m} \right) * (1.75^2)}{10} = 205.8kg - m$$

El momento por carga muerta en un voladizo viene dado por:

$$M_{cm \text{ voladizo}} = \frac{wL^2}{2}$$
$$M_{cm \text{ voladizo}} = \frac{\left(672 \frac{kg}{m} \right) * (1.00^2)}{2} = 336kg - m$$

Se toma el mayor valor de los dos, es decir que el momento por carga muerta máximo será:

$$M_{cm} = 336kg - m$$

Momento por carga viva

Según AASHTO 3.2431 el momento por carga viva entre vigas viene dado por la fórmula.

$$M_{cv} = \left(\frac{0.80 * (s + 2)}{32} \right) * P$$

Donde:

M_{cv}= momento por carga viva

S= separación entre vigas en pies

P= carga del tándem de diseño

$$M_{cv} = \left(\frac{0.80 * (5.74 + 2)}{32} \right) * 12,000lb = 2322lb - pie \text{ ó } 322kg - m$$

Momento por carga de impacto

Carga de impacto

Son cargas dinámicas producidas por los vehículos a los puentes. Por esta razón se deben considerar cargas adicionales, denominadas de impacto las cuales se calculan como una fracción de la carga viva, incrementándose en un porcentaje.

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

Donde:

I=factor de carga de impacto

L=separación entre vigas en (m)

$$I = \frac{15.24}{(1.75 + 38)} = 0.38 > 0.30$$

AASHTO recomienda utilizar un valor menor o igual al 30 por ciento entonces el valor de impacto será:

$$I=1.30$$

Momento último

El momento último se obtiene para poder calcular el área de acero por medio de las fórmulas de flexión conocidas.

2.2.6.1.3 Combinación de cargas

Realizando la combinación de cargas encontramos el momento último para poder diseñar a flexión

$$Mu = \gamma(\beta_d * Cm + \beta_L(Cv + I)) \quad \text{AASHTO 8.22.1 GRUPO (1)}$$

Tabla XXIX. Factores de carga para puente aldea El Rodeo

FACTORES DE CARGA PARA DISEÑO	
γ	1.3
Bd	1
Bl	1.67

Aplicando los factores a la formula anterior tenemos

$$Mu = 1.30(Cm + 1.67(Cv * I))$$

$$Mu = 1.30(336kg - m + 1.67(322kg - m * 1.30)) = 1343kg - m$$

2.2.6.1.4 Cálculo de peralte

El peralte adoptado es de 0.17 m.

Cálculo de acero de refuerzo en sentido transversal cama inferior.
El área de acero se calcula con la siguiente fórmula.

$$A_s = \frac{\beta_1 * f'cbd}{f_y} - \sqrt{\frac{(\beta_1 * f'cbd)^2 - \left(\frac{1.7}{0.9}\right) * (f'cbMu)}{(f_y)^2}}$$

Donde:

$f'c$ = resistencia a la compresión del concreto

b =ancho asumido como (1m)

d =peralte efectivo

Mu =momento último de diseño

f_y =esfuerzo de fluencia del acero

$B_1=0.85$ para concretos con resistencias hasta 4000psi

$$A_s = \frac{(0.85)(210)(100)17}{2810} - \sqrt{\frac{((0.85)(210)(100)(17))^2 - \left(\frac{1.7}{0.9}\right) (210 * 100 * 134300)}{(2810)^2}}$$

$$A_s = 3.17cm^2$$

2.2.6.1.5 Cálculo de acero mínimo

$$A_s = \left(\frac{14.1}{f_y}\right) * (b * d)$$

$$A_s = \left(\frac{14.1}{2810}\right) * (100 * 17) = 8.53cm^2$$

Distribución del acero en la cama inferior.

Usando varilla No.4 (1.27 cm^2) tenemos

1m----- 8.53 cm^2

X-----1.27 X=0.148 m

Adoptamos espaciamiento de 0.15 m

Usar No.4 @ 15 cm

2.2.6.1.6 Cálculo de acero cama superior

Se calcula solo refuerzo por temperatura:

$$A_{stem} = 0.002bt$$

Donde:

b=ancho asumido (1m)

t= espesor de losa

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

Distribución:

Usando varilla No.4 (1.27 cm^2) tenemos

1m----- 4 cm^2

X----- 1.27 cm^2

X=0.30m

Usar No.4 @ 30 cm

Para refuerzo longitudinal se calcula según AASHTO 5.8.3.5 para la cama superior e inferior con la formula:

$$Fl = \frac{2.20}{\sqrt{s}} \leq 67\%$$

Donde:

S: espaciamiento entre vigas en pies

Fl: factor longitudinal

El factor longitudinal se debe multiplicar por el área de acero transversal calculado anteriormente y así obtener el acero longitudinal.

$$Fl = \frac{2.20}{\sqrt{5.74}} = 91.8\%$$

Como $Fl > 67\%$ se tomará 67% para el cálculo.

$$As_L = 8.53 * 0.67 = 5.71 \text{ cm}^2$$

Distribución de acero utilizando varia No.4 (1.27 cm^2) tenemos:

1m----- 5.71 cm^2

X----- 1.27 cm^2

X=0.22 m

Usar No.4 @ 22cm.

2.2.6.2 Diseño de vigas

A continuación se presenta el proceso de diseño y cálculo para la viga principal, el cual constara de acero longitudinal y estribos rectangulares cerrados.

2.2.6.2.1 Dimensionamiento

Peralte de viga

(AASHTO 8.11.2)

$$H = \frac{LONGITUD}{16}$$

$$H = \frac{13}{16} = 0.81 \text{ m}$$

Asumimos un peralte de 0.90m para evitar congestión de acero.

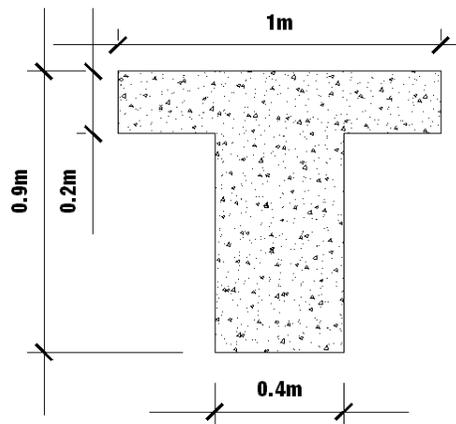
Base de viga

$$b = \frac{H}{3.5}$$

$$b = \frac{0.9}{3.5} = 0.257\text{m}$$

Adoptamos una base de 0.40 m.

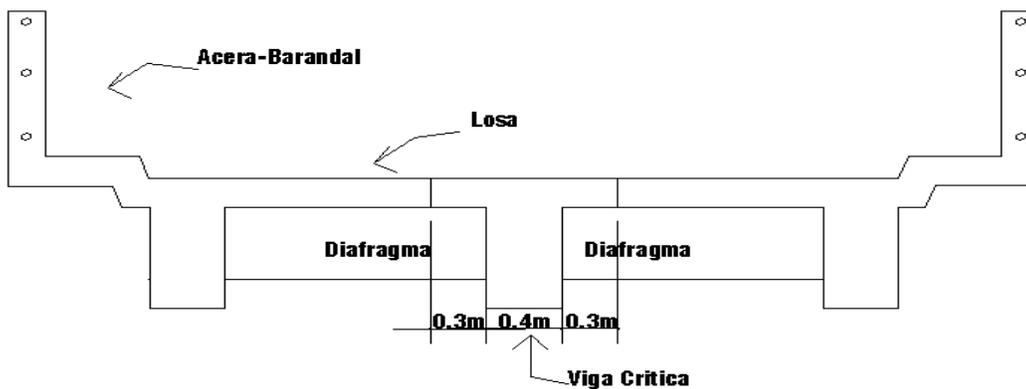
Figura 21. Dimensiones de viga principal



2.2.6.2.2 Cálculo de momento por carga muerta

Se incluye el peso propio de viga principal, losa, diafragmas internos y externos. El análisis se realiza como se describe a continuación.

Figura 22. Sección transversal de puente aldea El Rodeo



Peso de losa

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

Peso de viga principal.

$$W_{viga \text{ principal}} = \left(2400 \text{ kg/m} \right) * (0.40\text{m} * 0.90\text{m}) = 864 \text{ kg/m}$$

Peso de diafragma

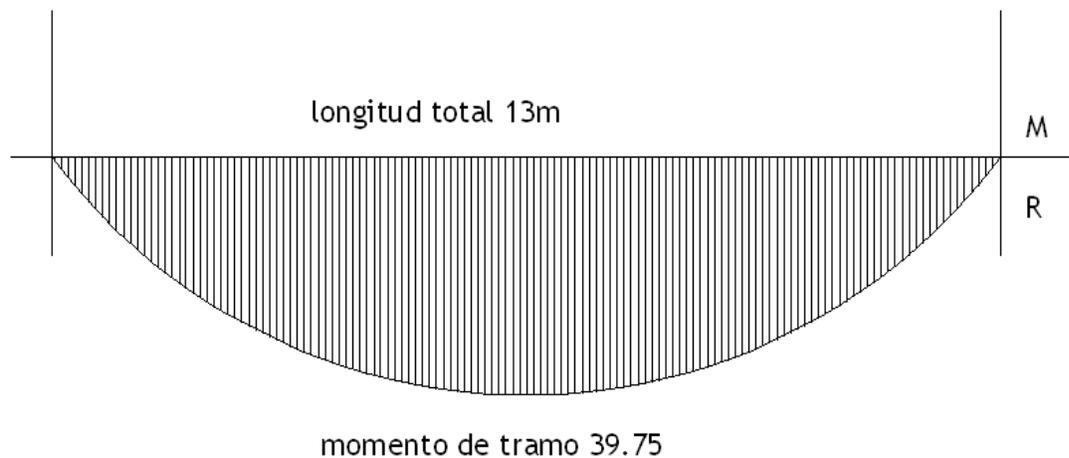
$$W_{diafragma} = \left(2400 \text{ kg/m}^3 \right) * (0.7\text{m} * 0.30\text{m}) * (0.30\text{m} * 2) * 1.4 = 423.56\text{Kg}$$

Momento debido a la carga proporcionada por la viga principal y la losa.

$$W_{viga} + W_{losa} = \left(480 \text{ kg/m} + 864 \text{ kg/m} \right) * 1.4 = 1881.6 \text{ kg/m}$$

$$M_{cm} = \frac{WL^2}{8} = \frac{\left(1881.6 \text{ kg/m} \right) * (13\text{m})^2}{8} = 39748.8\text{kg} - \text{m}$$

Figura 23. Diagrama de momento carga muerta viga principal



Momento debido a la carga proporcionada por los diafragmas.

$$M_{difrag} = W_{diafragma} * \text{espaciamiento difragma}$$

$$M_{diafrag} = (423.56Kg) * (6.20m) = 2626.07Kg - m$$

Momento total

$$M_{cm} = 2626.07Kg - m + 39,748.8kg - m = 42,374.87Kg - m$$

2.2.6.2.3 Cálculo de momento por sobrecarga

El momento máximo por carga viva en una viga cargada por una serie de cargas concentradas en movimiento, ocurre en la carga más cercana al centro de gravedad de las cargas sobre la viga, cuando el centro de gravedad de las cargas en movimiento esté a una distancia a un lado al centro de la viga, igual a la de la carga más cercana al centro de gravedad de las cargas respecto a dicho centro.

Utilizando la carga de diseño H15-44 AASHTO [STANDARD TRUCK], realizando estática en el camión tenemos una fuerza resultante y la distancia en donde se aplica esta carga:

La separación entre rostros de viga es de $1.35m < 1.8$ que es la separación entre llantas de camión.

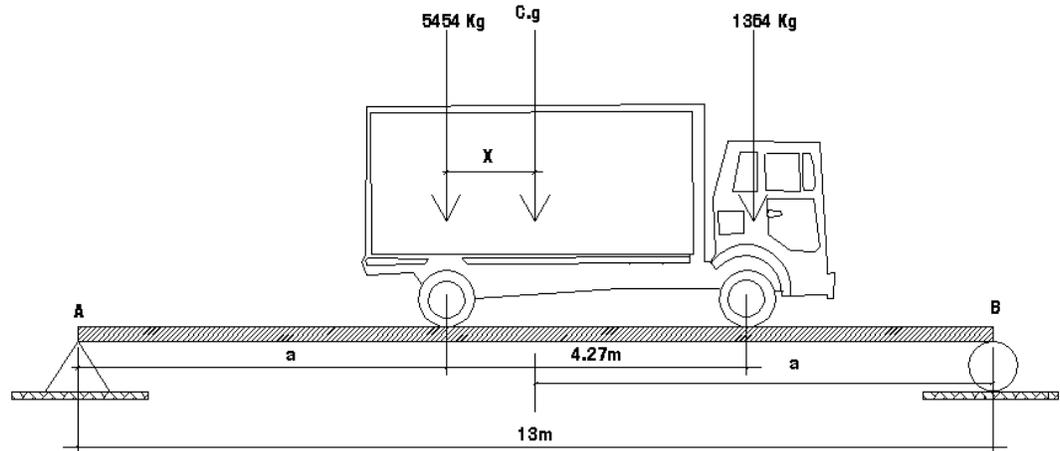
Entonces la fracción de carga que absorbe la viga principal es $\frac{S}{1.75} = \frac{1.75}{1.75} = 1$

Donde:

S: separación de vigas a ejes

La carga producida por el tándem utilizado se distribuye de la siguiente manera en las ruedas.

Figura 24. Diagrama del tándem de diseño sobre puente aldea El Rodeo

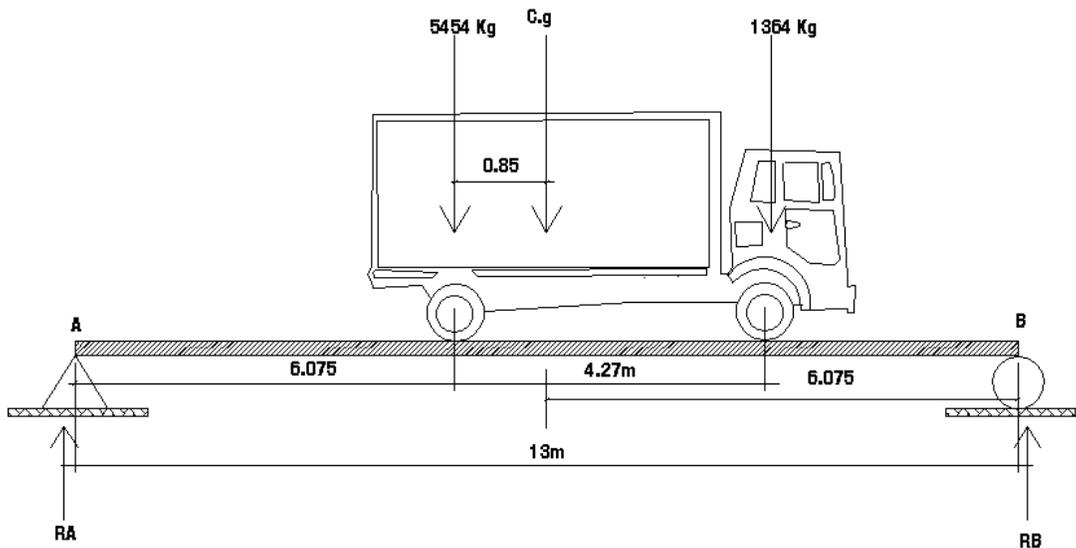


Haciendo sumatoria de momento respecto al centro de gravedad para encontrar el valor de "X" queda

$$\begin{aligned} \curvearrow \Sigma M_{c.g} &= 0 \\ 5454X - 1364(4.27 - X) &= 0 \\ X &= 0.85m \\ 2a + 0.85 &= 13 \\ a &= 6.075 \end{aligned}$$

Al encontrar estos valores se pueden determinar los valores en las reacciones de los apoyos del puente los cuales sirven para calcular el momento máximo, como se muestra en la figura con el diagrama de cuerpo libre por carga viva.

Figura 25. Diagrama de las reacciones producidas por tándem de diseño



Se vuelve a usar sumatoria de momentos respecto a los dos apoyos en RA y RB para encontrar sus respectivos valores.

$$\sim \Sigma MA = 0$$

$$5454(6.075) + 1364(10.345) - RB(13) = 0$$

$$RB = 3634.12kg$$

$$\sim \Sigma MB = 0$$

$$RA(13) - 5454(6.925) - 1364(2.655) = 0$$

$$RA = 3183.87kg$$

Por último, se utiliza sumatoria de momentos en el punto donde se aplica la carga central (en el centro de gravedad) para encontrar el momento máximo.

$$\Sigma M_{cg} = \Sigma M_{m\acute{a}x}$$

$$M_{m\acute{a}x} = (RA * 6.925) - (P * 0.85)$$

Donde:

M_{máx}: momento máximo debido a carga viva en Kg-m

P: carga puntual del camión en Kg

$$M_{máx} = (RA * 6.925) - 5454(0.85)$$

$$M_{máx} = 17412.399kg - m$$

2.2.6.2.4 Carga debido al impacto

Carga de impacto (según 1.2.12 AASHTO)

Factor de impacto:

$$I = \frac{15.24}{L + 38} \leq 0.30$$

Donde:

I: factor de carga de impacto en %.

L: longitud total del puente.

$$I = \frac{15.24}{13 + 38} 0.2988$$

Como el factor calculado es 0.2988 usamos 0.30, entonces el factor de impacto será 1.30, este valor se aplicara en el cálculo del momento último.

2.2.6.2.5 Factor de distribución

El factor de distribución, se interpreta como la porción de la carga viva que absorbe cada viga. Para vigas exteriores en puentes de una vía, puede aplicarse el criterio de determinar tal factor, en función del espaciamiento entre vigas. Si este valor se multiplica por dos, se obtiene el factor de distribución para la viga interior.

De acuerdo a AASHTO (3.23.2.3) para considerar estas suposiciones de efectos en las vigas, las losas entre ellas se pueden considerar simplemente

apoyadas. Para los cálculos se tomarán las distancias medidas entre los ejes de las vigas.

$$FD = \frac{S}{6.5}$$

Si $S < 6$ pies.

S: espaciamiento entre vigas en pies

$$FD_{vigs\ exteriores} = \frac{5.74}{6.5} = 0.88$$

$$FD_{viga\ interior} = 0.88 * 2 = 1.76$$

2.2.6.2.6 Cálculo de momento total actuante en la viga

De los valores de momento por carga muerta y carga viva determinados anteriormente y aplicando los factores de impacto y distribución definidos, se tiene.

$$Mu = 1.3 \left[M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} * I * FD) \right]$$

$$Mu = 1.3 \left[42,374.87 + \frac{5}{3} (17412.40 * 1.30 * 1.76) \right] = 141,406.40 \text{ Kg} - m$$

2.2.6.2.7 Cálculo de refuerzo

Inicialmente se diseñará la viga principal como simplemente reforzada, pero si no cumple los requerimientos será diseñada doblemente reforzada con los requerimientos de ACI 318-05. El proceso que se muestra a continuación es para el momento mayor que existe en la viga principal.

Datos:

$$Mu = 141,437.77 \text{ Kg} - m$$

$$F'c = 210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_y = 2810 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$d = 85 \text{ cm}$$

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

Para el cálculo de acero en la viga principal la fórmula es:

$$A_s = \left[(b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0.003825 * f'c}} \right] * \left(\frac{0.85 f'c}{f_y} \right)$$
$$A_s = \left[(40 * 85) - \sqrt{(40 * 85)^2 - \frac{141,437.77 * 40}{0.003825 * 210}} \right] * \left(\frac{0.85 * 210}{2810} \right) = 80.97 \text{ cm}^2$$

La cuantía de armado queda como:

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$
$$\rho = \frac{80.97}{40 * 85} = 0.02381$$

2.2.6.2.8 Cálculo de refuerzo mínimo

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

Según ACI 318s-05 la cuantía mínima es: $\rho_{min} = \frac{14.1}{f_y}$

$$A_{smin} = \left(\frac{14.1}{2810} \right) * 85 * 40 = 17.06 \text{ cm}^2$$

2.2.6.2.9 Cálculo de refuerzo máximo

$$A_{smax} = \rho_{max} * b * d$$

$$\rho_{max} = 0.5 \rho_{bal}$$

$$\rho_{bal} = \frac{\beta_1 * 0.003 * E_y * 0.85 * f'_c}{f_y * (f_y + 0.003 E_y)}$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ si } f'_c \leq 280 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 * 0.003 * 2.03E6 * 0.85 * 210}{2810 * (2810 + 0.003 * 2.03E6)} = 0.03694$$

$$A_{smax} = 0.5 * 0.03694 * 85 * 40 = 63.47 cm^2$$

Dado que la cuantía de armado supera la cuantía máxima se requiere de acero de compresión para resistir los momentos flectores solicitados.

Diseño de acero en compresión

La altura "a" del bloque de compresión es:

$$a = \frac{A_{s1} * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{63.47 * 2810}{0.85 * 210 * 40} = 24.97 cm$$

El momento flector último $Mu1$ es:

$$Mu1 = \phi * A_{s1} * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mu1 = 0.90 * 63.47 * 2810 \left(85 - \frac{24.97}{2} \right) = 116,397.90$$

El cálculo del momento flector que debe ser resistido por la armadura de tensión adicional y con la armadura de compresión es:

$$Mu2 = Mu - Mu1$$

$$Mu2 = 141,437.77 - 116,397.90 = 25,039.87 Kg-m$$

Vemos que se requerirá acero de tensión (A_{s2}) añadido al ya calculado y acero de compresión ($A's$) para resistir el momento flector.

Dado que el acero de tensión esta en fluencia la sección de acero adicional es:

$$A_{s2} = \frac{Mu_2}{\phi * f_y(d - r)}$$
$$A_{s2} = \frac{2503987}{0.90 * 2810(85 - 5)} = 12.37 \text{ cm}^2$$

Por condiciones de ductilidad sísmica el armado complementario de tensión que se acaba de calcular debe ser como máximo el 50% del armado de compresión. Entonces tenemos.

$$A's = \frac{A_{s2}}{0.5} = \frac{12.37}{0.5} = 24.75 \text{ cm}^2$$

La cantidad de acero total en tensión es de $A_s = A_{s1} + A_{s2} = 75.84 \text{ cm}^2$, y el acero en compresión es de 24.75 cm^2 . Distribuidas en la sección conforme se muestran en los planos.

2.2.6.2.10 Chequeo de refuerzo a compresión

Se reforzara por sismo que es el 33% del A_{smax} es el área de acero usada.

$$A_{s \text{ cama superior}} = 0.33 * 80.97 \text{ cm}^2 = 26.72 \text{ cm}^2$$

El refuerzo equivalente distribuido a tensión es de 4 varillas No.10 según la localización mostrada en planos.

Chequeo de refuerzo cama inferior en apoyos

Es igual al cincuenta por ciento del acero a tensión calculado:

$$As \text{ cama inferior apoyos} = 0.5 * 80.97 \text{ cm}^2 = 40.48 \text{ cm}^2$$

El refuerzo equivalente distribuido a tensión en los apoyos es de 5 varillas No.10 según la localización mostrada en planos.

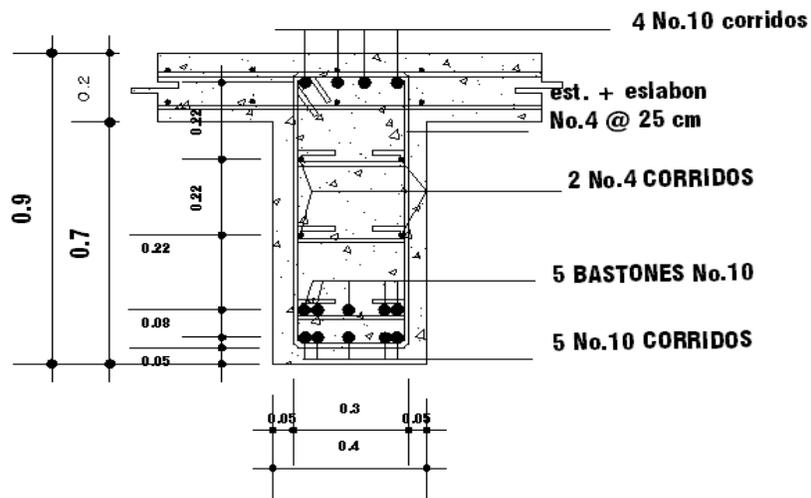
Cálculo de acero adicional para vigas de gran peralte

Según AASHTO es necesario reforzar la viga con acero adicional por ser el peralte tan grande, reforzando el área intermedia de la viga, para no dejar un área tan grande de concreto sin acero, por tal razón se recomienda que se coloque un refuerzo de 5.29 cm^2 por cada metro de peralte de la viga (este dato es un valor ya comprobado por las normas para vigas de este peralte) por lo que el refuerzo para la viga principal será:

$$As \text{ adicional} = \left(\frac{5.29 \text{ cm}^2}{1 \text{ m}} \right) * (0.90 \text{ m}) = 4.76 \text{ cm}^2$$

Usar 4 varillas No.4 distribuidos según la localización mostrada en planos.

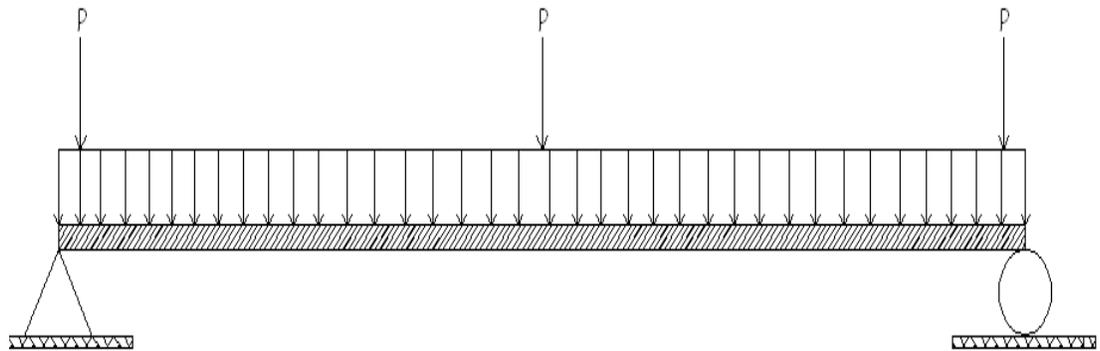
Figura 26. Armado de viga principal puente aldea El Rodeo



2.2.6.2.11 Cálculo de esfuerzos cortantes por carga muerta

El cálculo del esfuerzo cortante total en la viga resulta del esfuerzo cortante debido a carga muerta, carga viva y carga de impacto que nos servirá para encontrar el refuerzo por corte.

Figura 27. Diagrama de carga muerta sobre viga principal



El esfuerzo cortante máximo se obtiene en los apoyos y se calcula por la expresión:

$$V_{cm} = \frac{WL}{2}$$

Si existieran cargas concentradas: $\frac{\Sigma P}{n}$

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

Donde:

Wcm: carga muerta.

Vcm: corte por carga muerta.

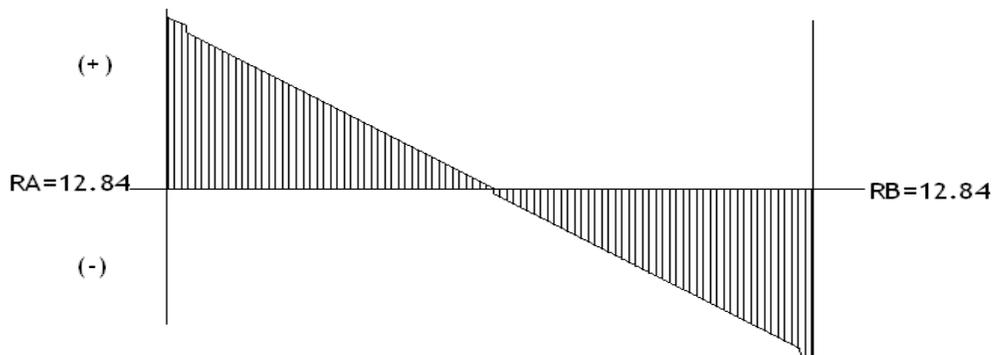
L: luz entre apoyos.

P: peso debido al peso propio de los diafragma.

N: número de apoyos.

$$V_{cm} = (1881.16) \left(\frac{13}{2} \right) + \frac{(504 + 2 * 360)}{2} = 12839.54Kg$$

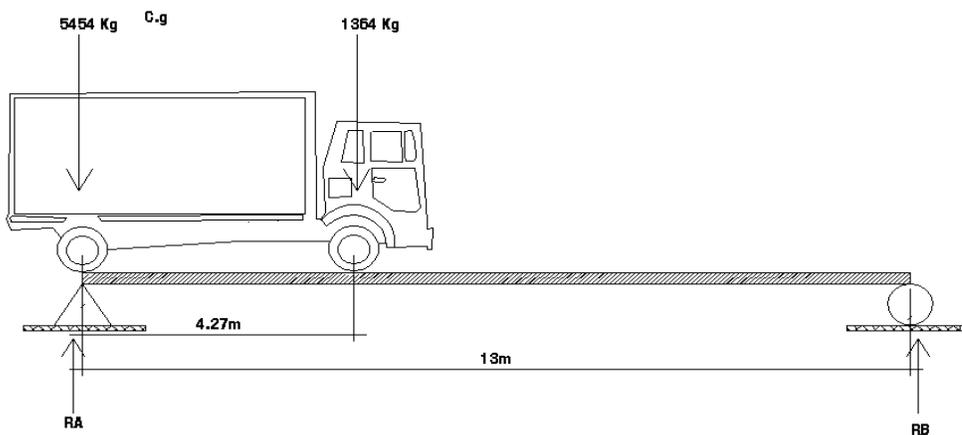
Figura 28. Diagrama es esfuerzos cortantes por carga muerta



2.2.6.2.12 Cálculo de esfuerzos cortantes por carga viva

El esfuerzo cortante debido a carga viva resulta de la reacción de la siguiente posición de cargas, como se muestra en el diagrama de cuerpo libre de la carga viva para corte en la viga.

Figura 29. Diagrama de posición de tándem para esfuerzos cortantes



A las cargas del camión se le aplica el factor de distribución (Fd) por lo que queda así la carga de $1,364\text{kg} * 1.30 = 2400 \text{ kg}$ para el eje delantero y la de $5454\text{kg} * 1.30 = 9599 \text{ kg}$ para el eje trasero por ser $Fd = 1.30$.

$$\Sigma MB \curvearrowright = 0$$

$$RA(13) - 959(13) - 2400(8.73) = 0$$

$$RA = 11,211\text{Kg}$$

Haciendo sumatoria de fuerzas verticales para encontrar la segunda reacción.

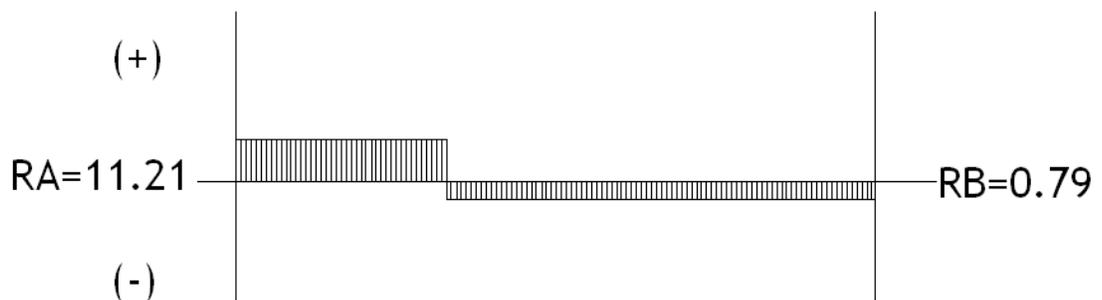
$$\Sigma Fy \uparrow = 0$$

$$-9,599 - 2,400 + 11,211 - RB = 0$$

$$RB = 780 \text{ Kg}$$

Por lo que el valor de esfuerzo cortante debido a carga viva es igual al valor de $Vcv = 11,211 \text{ kg}$.

Figura 30. Diagrama de esfuerzos cortantes por carga viva



2.2.6.2.13 Carga de impacto

Para la misma se usara el valor de carga de impacto el de 30%. El esfuerzo cortante último en la viga es:

Calculo de corte último.

$$V_u = 1.3 \left[V_{cm} + \left(\frac{5}{3} \right) (V_{cv} * l) \right]$$
$$V_u = 1.3 \left[12,839.54 + \left(\frac{5}{3} \right) (11,211 * 1.30) \right] = 48,269.05 \text{ Kg}$$

Calculo de refuerzo a corte

El refuerzo a corte se calcula de la siguiente manera:

Esfuerzo de corte resistente por el concreto según código ACI 318s-05.

$$V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$
$$V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{210} * (40 * 85) = 22,196.44$$

Mientras que el corte actuante se calcula con la siguiente expresión.

$$V_s = V_u - V_c$$
$$V_s = 48,269.05 - 22,196.44 = 26,072.61 \text{ Kg}$$

Cálculo del espaciamiento en el apoyo de la viga, usando varilla No.4

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

Donde:

ϕ : Factor de reducción de carga para esfuerzos de corte

A_v : área de la varilla a utilizar cm^2

$$S = \frac{0.85 * 2 * 1.27 * 2810 * 85}{26,072.61} = 19.77 \text{ cm}$$

Utilizar el primer estribo a 5 cm los siguientes 3.25 m utilizar estribo a cada 18 cm. Además se recomienda no utilizar estribos a mas de H/4 por lo que se colocaran los siguientes estribos a cada 25 cm.

2.2.6.2.14 Diseño de vigas exteriores

Datos de diseño

Peso de barandal =16 Kg/m

Peos de acera =240Kg/m

Peso de poste =54Kg/m

Peso de losa =480Kg/m

Peso de viga =864Kg/m

Peso total =1654Kg/m

Momento máximo debido a carga muerta.

$$M_{\text{peso total}} = \frac{WL^2}{8} = \frac{(1654)(13^2)}{8} = 34,940.75 \text{Kg} - m$$

$$M_{\text{diafragma}} = p * a$$

p=peso de diafragmas.

a=distancia entre diafragmas.

$$M_{\text{diafragma}} = 504 * 6.20 = 3124.8 \text{Kg} - m$$

$$M_{cm} = 34940.75 + 31214.8 = 38062.55 \text{Kg} - m$$

$$M_{cv} = 17412.39 \text{Kg} - m$$

Carga de impacto

Se utilizará el mismo que anteriormente fue calculado $I=1.30$.

Factor de distribución.

Anteriormente se calculó que para vigas exteriores $FD=0.88$

$$M_u = 1.3 \left[M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} * I * FD) \right]$$

$$Mu = 1.3 \left[38062.55 + \frac{5}{3} (17,412.39 * 1.30 * 0.88) \right] = 92,640.82Kg - m$$

Cálculo de acero longitudinal

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

$$As = \left[(40 * 85) - \sqrt{(40 * 85)^2 - \frac{92,640.82 * 40}{0.003825 * 210}} \right] * \left(\frac{0.85 * 210}{2810} \right) = 48.55cm^2$$

Acero mínimo

$$Asmin = \left(\frac{14.1}{2810} \right) * 40 * 85 = 17.06cm^2$$

Acero máximo

$$Asmax = \rho_{max} * bd$$

$$\rho_{max} = 0.5\rho_{bal}$$

$$\rho_{bal} = \frac{\beta_1 * 0.003 * Ey * 0.85 * f'c}{fy * (fy + 0.003Ey)}$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ si } f'c \leq 280 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 * 0.003 * 2.03E6 * 0.85 * 210}{2810 * (2810 + 0.003 * 2.03E6)} = 0.03694$$

$$Asmax = 0.5 * 0.03694 * 85 * 40 = 62.80cm^2$$

Como $Asmin < As < Amax$ tomamos As distribuido en la sección de la viga y es equivalente a utilizar 8 varillas No.9 en la cama inferior.

Cama superior

Se utilizará el 33% de la cama inferior en la cama superior.

$$A_s = 0.33 * 48.55 = 16.05$$

Distribuir 4 varillas No.8 en cama superior.

Refuerzo adicional

Se recomienda utilizar 5.29cm² de acero por cada metro de peralte en vigas, entonces tenemos.

$$A_s = 5.29 * 0.90 = 4.76\text{cm}^2$$

Equivalente a distribuir 4 varillas No.4 en el peralte de la viga.

Diseño por esfuerzos cortantes

Corte por carga muerta.

$$V_{cm} = \frac{WL}{2} + \frac{\Sigma P}{2}$$
$$V_{cm} = \frac{1654 * 13}{2} + \left(\frac{504 + 2 * 360}{2} \right) = 11,363\text{Kg}$$

Corte por carga viva.

V_{cv}=11211Kg.

$$V_u = 1.3 \left[V_{cm} + \left(\frac{5}{3} \right) (V_{cv} * I) \right]$$
$$V_u = 1.3 \left[1363 + \left(\frac{5}{3} \right) * (11,211 * 1.30) \right] = 33,349.55\text{Kg}$$

V_c=22,196.44kg

V_u=33,349.55-22,196.44=11,153.11

Cálculo de espaciamiento

Usando varilla No.3 tenemos

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

$$S = \frac{0.85 * 2 * 0.95 * 2810 * 85}{11,153.11} = 34.58$$

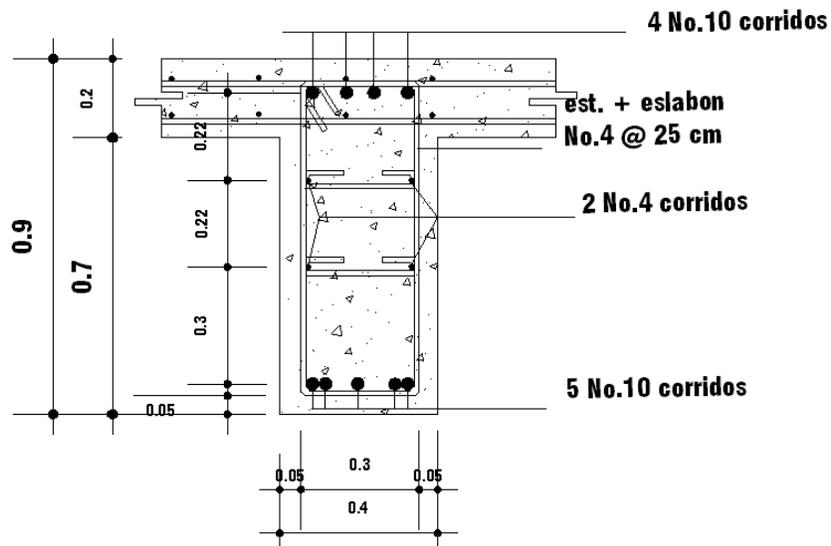
$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{85}{2} = 42.5 \cong 40cm$$

$$S_{\frac{L}{4}} = \frac{S_{max}}{2} = \frac{40cm}{2} = 20cm$$

Colocar estribos y eslabones con espaciamiento máximo de 25 cm.

Colocar estribos y eslabones No.3 @ 20cm en L/4.

Figura 31. Armado de viga exterior puente aldea El Rodeo



2.2.6.3 Diseño de diafragmas

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 trasversales 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 este diseño se cuenta con tres diafragmas divididos en uno interior ubicado a la mitad de la luz del puente que transmitirán su carga a las vigas como cargas puntuales en forma proporcional, mientras que se tendrán dos exteriores ubicados en la orilla del puente que transmiten su peso a los apoyos del puente. La base mínima recomendable por las normas es de 30 cm. Entonces adoptaremos esta base.

Diafragma interior.

$$H = \frac{3}{4} h \text{ viga}$$

$$H = \frac{3}{4} (0.90m) = 0.675 \cong 0.70m$$

Dimensiones de diafragma 0.7x0.3 m

Cálculo de refuerzo mínimo.

$$A_{smin} = \left(\frac{14.1}{f_y} \right) * b * d$$

$$A_{smin} = \left(\frac{14.1}{2810} \right) * 30 * 65 = 9.78 \text{ cm}^2$$

Para el diafragma interior el refuerzo equivale a distribuir 4 varillas No.6 que estarán colocados para cama superior y cama inferior.

Se recomienda utilizar 5.29 cm^2 por cada metro de altura del diafragma.

$$A_{adicional} = 5.29 * 0.70 = 3.70$$

En total el $A_{smin} + A_{sadicional}$, equivale a distribuir 6 No.6 en la sección del diafragma.

El refuerzo de los estribos se calcula mediante la expresión.

$$S = \frac{H}{2} = \frac{0.70}{2} = 0.35 \text{ m}$$

Evitando cualquier problema por las fuerzas de corte el refuerzo de transversal para el diafragma interior se colocaran con estribos No.3 a cada 25 cm.

Diseño de diafragma exterior

Dimensionando la altura del diafragma exterior se utiliza $\frac{1}{2}$ de la altura de las vigas principales, además 30 cm de ancho y el refuerzo que se colocará es el acero mínimo. Para diafragma exterior tenemos las dimensiones siguientes.

$$h = 0.5 * 0.9 = 0.45 \text{ m}$$

Dimensiones 0.30m*0.50m.

Cálculo de refuerzo mínimo.

$$A_{smin} = \left(\frac{14.1}{2810} \right) (30 * 50) = 7.52 \text{ cm}^2$$

Tenemos 4 varillas No.5

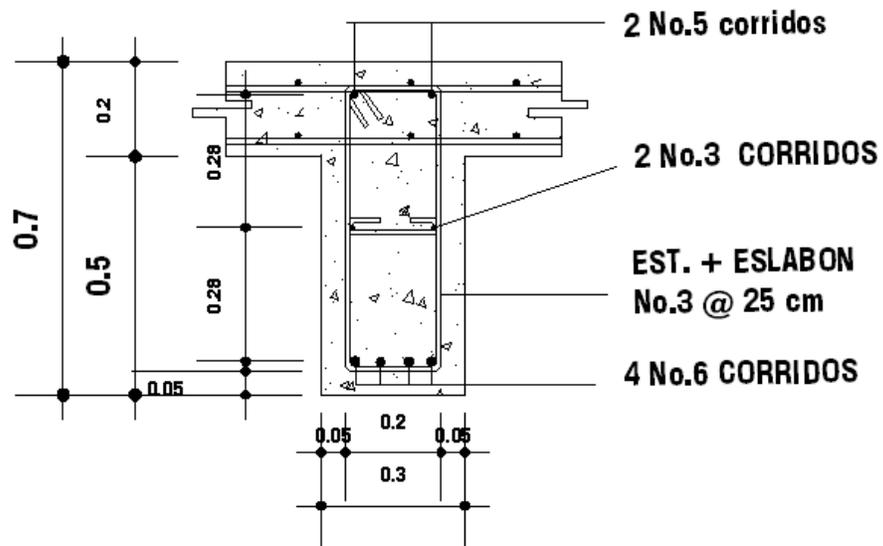
Se recomienda utilizar 5.29 cm^2 por cada metro de altura del diafragma.

Cálculo de acero adicional.

$$A_{adicional} = 5.29 * 0.45 = 2.38$$

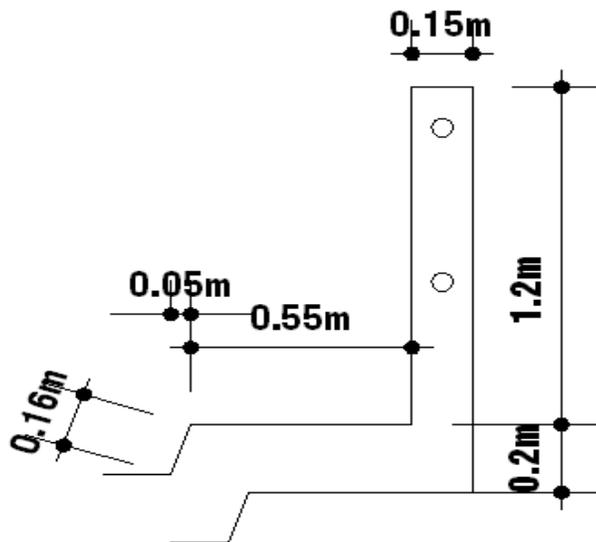
Para el diafragma exterior tenemos $A_{smin} + A_{s \text{ adicional}}$ 6 varillas No.5 distribuidos en la sección del diafragma.

Figura 32. Armado de diafragma interior puente aldea El Rodeo



2.2.6.4 Diseño de banqueta

Figura 33. Dimensiones de acera puente aldea El Rodeo



- Integración de cargas

Carga muerta

Las cargas muertas que actúan sobre la banqueta son distribuidas y una carga puntual como se muestra a continuación

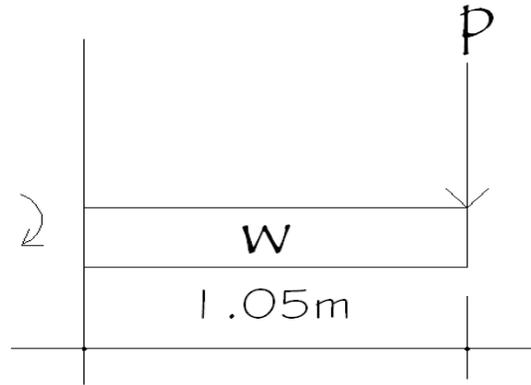
$$\text{Viga} = 2400 \cdot 0.20 \cdot 1\text{m} = 480\text{Kg/m}$$

$$\text{Losa} = 2400 \cdot 0.20 \cdot 1\text{m} = 480\text{Kg/m}$$

Cargas puntuales

$$\text{Poste} = 2400 \cdot 1.05 (0.5 \cdot 0.15) = 56.7\text{Kg}$$

Figura 34. Diagrama de carga muerta sobre banqueta de puente aldea El Rodeo



Haciendo sumatoria de momento respecto el empotramiento considerando que la acera se extiende 0.30m después del empotramiento.

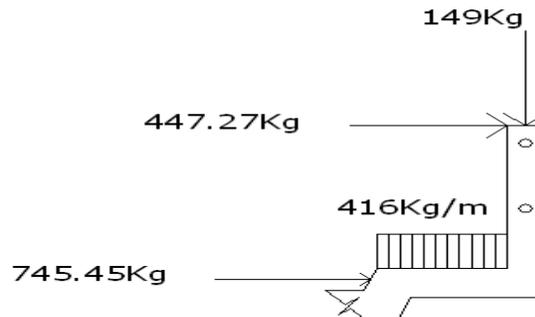
$$M_{cm} = \frac{WL^2}{2} + PL$$

$$M_{cm} = \left(960 \frac{Kg}{m}\right) (1.05^2) + (56.7 * 1.05) = 1117.93Kg - m$$

Integración de carga viva

A continuación se muestran las cargas vivas que actúan sobre la acera.

Figura 35. Diagrama de cargas vivas sobre banqueta según AASHTO



Haciendo sumatoria de momento respecto el empotramiento tenemos.

$$M_{cv} = (4156 * 0.)(0.35 + 0.25) + (149 * 1.05) + (447.27 * 1.20) \\ + (745.45 * 0.20) = 966.96Kg - m$$

Combinación de momentos

$$M_u = 1.3 \left[M_{cm} + \frac{5}{3} M_{cv} \right] \\ M_u = 1.3 \left[1117.93 + \frac{5}{3} 966.96 \right] = 3548.38Kg - m \\ A_s = \frac{\beta_1 * f'_c b d}{f_y} - \sqrt{\frac{(\beta_1 * f'_c b d)^2 - \left(\frac{1.7}{0.9}\right) * (f'_c b M_u)}{(f_y)^2}}$$

Donde:

f'c= resistencia a la compresión del concreto

b=ancho asumido como (1m)

d=peralte efectivo

Mu=momento último de diseño

fy=esfuerzo de fluencia del acero

B1=0.85 para concretos con resistencias hasta 4000psi

$$A_s = \frac{(0.85)(210)(100)17}{2810} - \sqrt{\frac{((0.85)(210)(100)(17))^2 - \left(\frac{1.7}{0.9}\right) (210 * 100 * 354338)}{(2810)^2}}$$

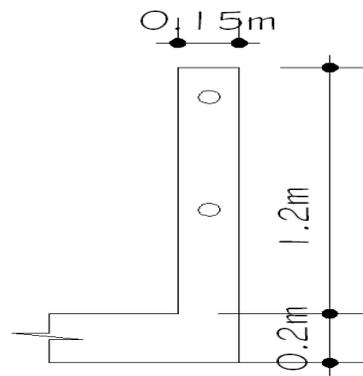
As=8.58 cm²

Como el área de acero obtenido es el mismo que tenemos en el armado de la losa central entonces asumimos el mismo armado para la banqueteta.

2.2.6.5 Diseño de barandal

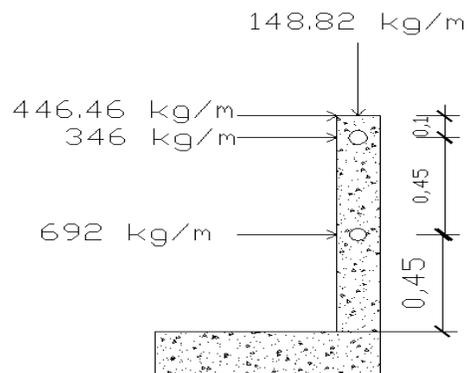
Los postes serán de concreto reforzado y el barandal de tubo circular de hierro galvanizado de diámetro 3 [pulg]. Las dimensiones se muestran a continuación:

Figura 36. Diagrama de barandal puente aldea El Rodeo



A continuación se muestra el modelo de carga para el barandal.

Figura 37. Diagrama de cargas vivas sobre barandal



$\Sigma M_{empotramiento}$

$$= (148.82 * 0.075) + (0.90 * 346) + (692 * 0.45) + (446.46 * 1)$$

$$= 1080.42 \text{ kg} - m$$

Cálculo de refuerzo longitudinal.

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

$$A_s = \left[(15 * 12) - \sqrt{(12 * 15)^2 - \frac{1080.42 * 15}{0.003825 * 210}} \right] * \left(\frac{0.85 * 210}{2810} \right) = 4.43 \text{ cm}^2$$

Distribuir 4 varillas No. 4 en la sección.

Refuerzo al cortante.

Separación de estribos será:

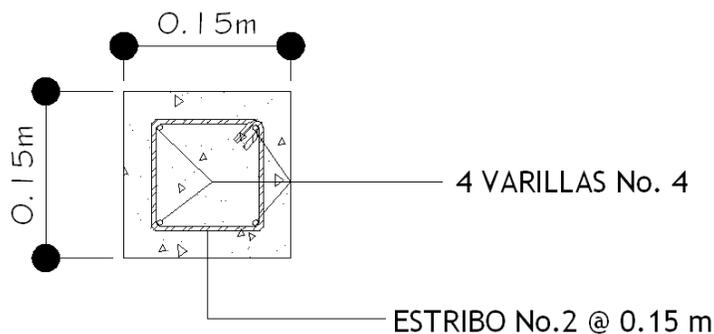
16 diámetros de barra principal = 8 [pulg] = 20.32 [cm]

48 veces el diámetro del estribo = 18 [pulg] = 45.00 [cm]

Menor dimensión de la columna = 6 [pulg] = 15.00 [cm]

Entonces de acuerdo a este criterio tomamos como separación de estribo 15cm, como el poste no trabaja a corte solamente a flexión usaremos estribo No.2.

Figura 38. Armado de barandal puente aldea El Rodeo



2.2.7 Diseño de la subestructura

2.2.7.1 Análisis y diseño de estructura de apoyo

En AASHTO 3.2 en las definiciones nos dice que la subestructura son componentes estructurales del puente que soportan el tramo horizontal y que la superestructura son componentes estructurales del puente que constituyen el tramo horizontal, por lo que las cargas de la superestructura pasan a ser transmitidas a la subestructura.

2.2.7.1.1 Diseño de la cortina

Se asume que la cortina esta empotrada sobre la base o asiento de la viga de apoyo. Entre las fuerzas que intervienen se encuentran: el empuje de tierra (F), fuerza longitudinal (LF) y fuerza de sismo (S).

2.2.7.1.2 Empuje de tierra (F)

En AASHTO se considera una sobrecarga del suelo con un equivalente líquido de 2 pies o sea de 0.61 m de alto, con una presión de 480 kg/m². Se toma el equivalente líquido de 480 kg/m² para el peso del suelo y tomando una base de un metro.

Figura 39. Diagrama de presiones sobre cortina

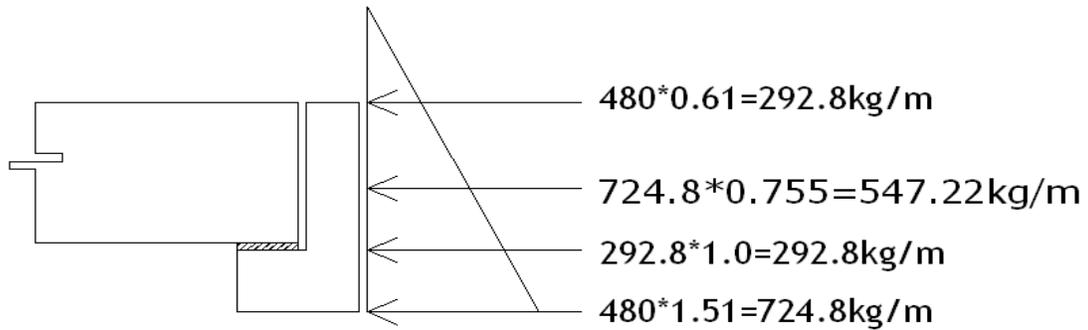
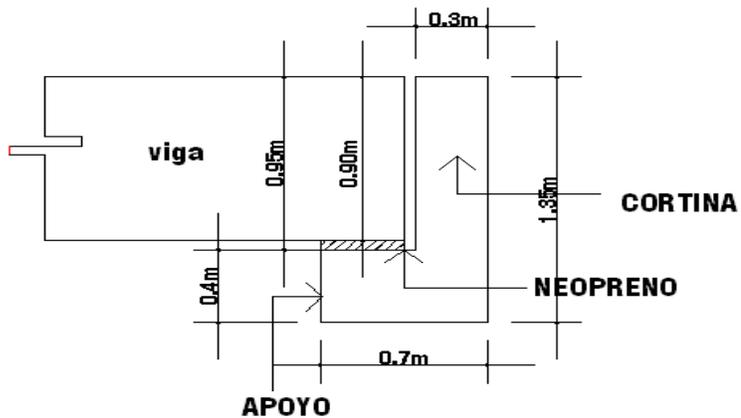


Figura 40. Dimensiones de cortina y viga de apoyo



Esobrecarga=Esob=carga aplicada a h/2 de la cortina

Esob=547.22Kg/m

Es= carga del suelos aplicada a h/3 de la cortina

Es=292.8 Kg/m

F=empuje= (sob*h+ sobre*h/2)

$$F = \left(292.5 * 0.9 + 292.5 \left(\frac{0.9}{2} \right) \right) = 394.9 \text{ Kg}$$

2.2.7.1.3 Fuerza longitudinal

En AASHTO, la fuerza longitudinal debe ser el 5% de la carga viva y su centro de gravedad se supone a 6 pies que son 1.83 m sobre la rodadura.

$$LF = \frac{0.05 * P}{2H}$$

Donde:

LF: fuerza longitudinal.

P: carga del eje más pesado del camión utilizado.

H: altura de la cortina.

$$LF = \frac{0.05 * 5454Kg}{2 * .90} = 151.51 \frac{Kg}{m}$$

2.2.7.1.4 Fuerza de sismo (S)

El coeficiente sísmico dependerá del cálculo efectuado para el sitio, siguiendo las especificaciones de AASHTO 3.10, el coeficiente que se tomara por ser una zona de alto riesgo sísmico el 12% y que se aplicara al centro de la cortina.

$$S = 0.12W_{cortina}$$

$$S = 0.12 \left(648 \frac{Kg}{m} \right) = 77.76 \frac{Kg}{m}$$

Finalmente cuando hay sismo se deberán comparar la formulas del grupo VII y las del grupo III para aplicar la mas critica de las dos.

Combinaciones de carga para cálculo de momento.

Grupo III

$$Mu = 1.3 \left(Esob * \left(\frac{H}{2} \right) + Es * \left(\frac{H}{3} \right) + LF * (H + 1.83) \right)$$

$$Mu = 1.3(547.22 \left(\frac{0.9}{2}\right) + 292.8 \left(\frac{0.9}{3}\right) + 151.51(0.9 + 1.83)) = 972Kg - m$$

Grupo VII.

$$Mu = 1.3 \left(Esob \left(\frac{H}{2}\right) + Es \left(\frac{H}{3}\right) + S \left(\frac{H}{2}\right) \right)$$

$$Mu = 1.3 \left(547.22 \left(\frac{0.9}{2}\right) + 292.8 \left(\frac{0.9}{3}\right) + 77.76 \left(\frac{0.9}{2}\right) \right) = 479.80Kg - m$$

De los resultados obtenidos se toma el mayor de los valores.

$$Mmax = 972Kg - m$$

Se calcula área de acero mínimo.

$$Asmin = \frac{14.1}{2810} * 85 * 30 = 12.79cm^2$$

Esto equivale a distribuir 10 varillas No.4.

2.2.7.1.5 Calculo de refuerzo a corte

En AASHTO 3.10.8 se especifica para combinación de cargas por corte:

Grupo III

$$Vu = 1.3(Esob + Es + LF)$$

$$Vu = 1.3(547.22 + 292.8 + 151.51) = 1289Kg$$

Grupo VII

$$Vu = 1.3(Esob + Es + S)$$

$$Vu = 1.3(547.22 + 292.8 + 77.76) = 1193Kg$$

De los valores obtenidos se toma el mayor por ser el más crítico.

$$Vmax = 1289 Kg$$

El esfuerzo cortante absorbido por el concreto es el siguiente.

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

$$Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 85 * 30 = 16,647.33 Kg$$

Como el V_{cr} es mayor al V_u se diseña con refuerzo mínimo y espaciamiento máximo. Se utilizará estribo No.3 a cada 25 cm.

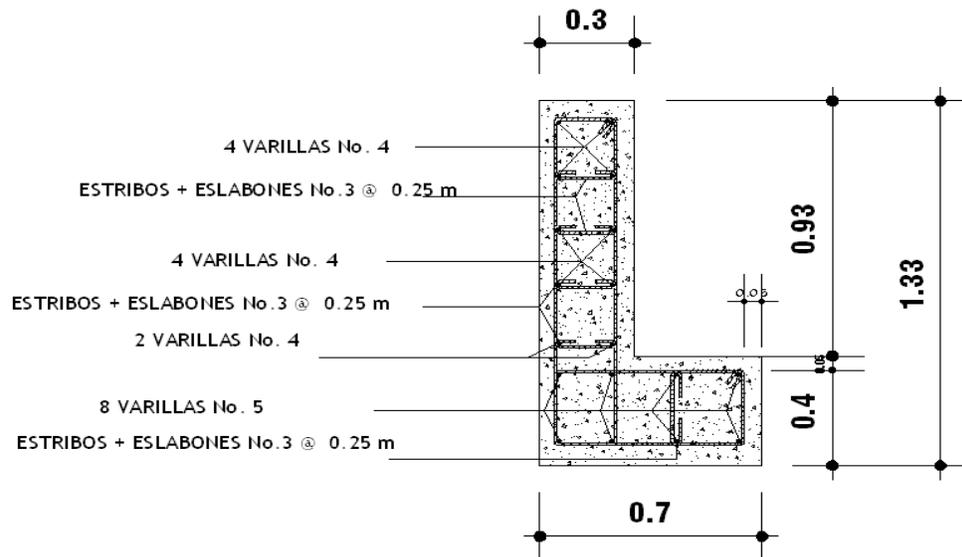
2.2.7.1.6 Diseño de viga de apoyo

Se colocará refuerzo longitudinal con el acero mínimo por estar apoyada en el estribo en toda su longitud, se debe de chequear solo a compresión. La base no debe ser menor de 40 cm y para el refuerzo transversal se colocaran estribos a no menos de $H/2$.

$$A_{smin} = \left(\frac{14.1}{2810} \right) * 70 * 40 = 14.05 \text{ cm}^2$$

Esto equivale a distribuir 8 varillas No.5 en la sección de la viga.

Figura 41. Armado de cortina y viga de apoyo puente aldea El Rodeo



Mientras que el refuerzo por corte se utilizará refuerzo mínimo y espaciamiento máximo, se utilizará estribo No.3 a cada 25 cm. Además se deben resolver los apoyos con neopreno.

2.2.7.1.7 Diseño de apoyos de neopreno

Los apoyos del puente serán de neopreno de dureza shore 60 reforzados con placas metálicas. El esfuerzo máximo permisible por compresión se obtiene mediante la expresión:

$$\sigma_r = \frac{8ab}{t(a+b)}$$

El esfuerzo actuante mediante la siguiente expresión.

$$\sigma_a = \frac{p}{a * b}$$

$$\frac{\Delta l}{T} \leq 0.5 \text{ apoyos móviles o libremente apoyados.}$$

Donde:

ΔL = máximo desplazamiento horizontal.

a,b = dimensiones del apoyo.

σ_r = esfuerzo máximo permisible a compresión del apoyo.

σ_f = esfuerzo admisible del acero. (Esfuerzos de trabajo).

σ_a = esfuerzo a compresión del apoyo.

t = espesor de una lámina de 1.3 cm.

T = espesor total del elastómero.

Datos:

L = 13 m

a = 40 cm

b = 40 cm

P = 48,029.29 [kg]

T = 3.3 cm

Chequeo de esfuerzo de compresión

$$\sigma_r = \frac{8 * 40 * 40}{1.3(40 + 40)} = 123.07 \text{Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{48,029.29 \text{kg}}{40 * 40} = 30.01 \text{Kg/cm}^2$$

El esfuerzo $\sigma_r > \sigma_a$ entonces las dimensiones son correctas.

Cálculo de desplazamiento horizontal (L=13m)

Desplazamiento de las placas de acero viene dado por.

$$\Delta eT = \frac{\sigma f * L}{E}$$
$$\Delta eT = \frac{\frac{1700 \text{Kg}}{\text{cm}^2} * 1300 \text{cm}}{2.1 \text{E}6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} = 1.05 \text{ cm}$$

Deformación por contracción y fraguado.

$$\Delta c = 0.000165 * L$$

$$\Delta c = 0.000165 * 1300 = 0.21 \text{ cm}$$

Deformación por temperatura.

$$\Delta t = 0.000011 * D * L$$

$$\Delta t = 0.000011 * 10 * 1300 = 0.143 \text{cm}$$

Desplazamiento máximo.

$$\Delta L = (\Delta eT + \Delta t) - \Delta c$$

$$\Delta L = (1.05 + 0.143) - 0.21 = 0.983 \text{cm}$$

Espesor de apoyos

$$\frac{\Delta}{T} = \frac{0.983}{3.3} 0.29 \leq 0.5 \text{ ok apoyos moviles}$$

Se utilizará una base de 40X40 centímetros de Neopreno.

2.2.7.2 Análisis y diseño de estribos

Estos son los elementos del puente que tienen la función de transmitir la carga de la superestructura al suelo y contener el relleno que circula al mismo.

Para determinar un límite de altura del mismo es difícil poder saberlo, pero generalmente no debe ser mayor de seis metros porque después resulta que muy masiva la subestructura.

Las reacciones de las vigas principales de la superestructura actúan verticalmente, el peso propio de la viga de apoyo y del peso propio de los estribos. El diseño de esta subestructura es más simple al asumir una sección de muro. El diseño de los estribos será por el sistema de muros de gravedad, construidos con concreto ciclópeo.

Datos de diseño.

$$\text{Peso específico suelo} = 1.36 \frac{T}{m^3}$$

$$\text{Peso específico concreto} = 2.4 \frac{T}{m^3}$$

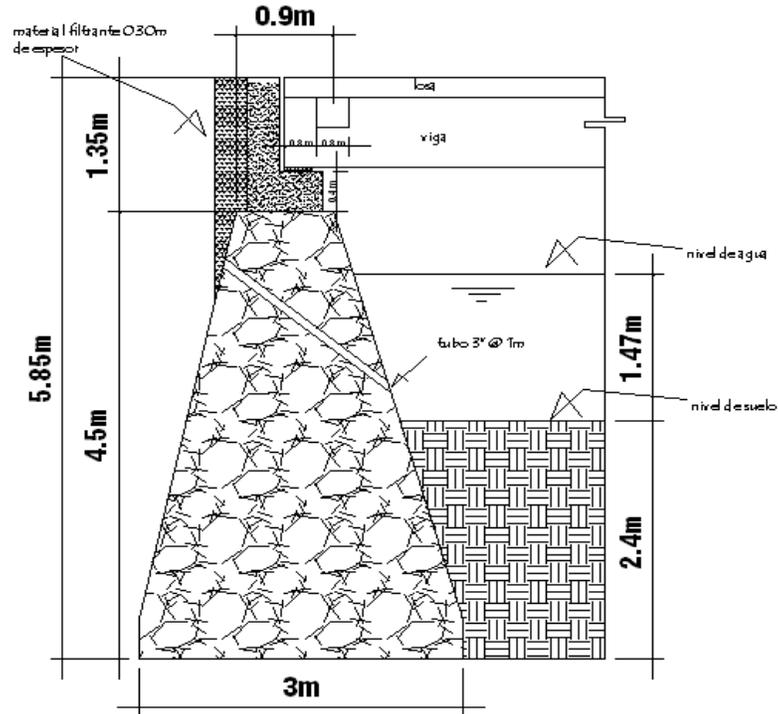
$$\text{Peso específico concreto ciclópeo} = 2.7 \frac{T}{m^3}$$

$$\text{Angulo de fricción} = 13.97 \text{ grados}$$

$$\text{Valor soporte del suelo} = 30.87 \frac{T}{m^3}$$

Dimensiones de estribo.

Figura 42. Dimensiones de estribo de puente aldea El Rodeo



Integración de carga muerta

- Superestructura: $4354.68 \frac{Kg}{m}$
- Cortina: $648 \frac{Kg}{m}$
- Viga de apoyo: $672 \frac{Kg}{m}$
- Muro:

Tabla XXX. Integración de carga muerta para estribo

SECCION	AREA	P.U	CARGA
W1	1.845	2700	4,981.50
W2	3.69	2700	9,963.00
W3	2.46	2700	6,642.00
W4	1.2	2700	3,240.00
		TOTAL	24,826.50

Carga viva

$$Cv = \frac{6818.18Kg}{5.5 m} = 1239.66 \frac{Kg}{m}$$

Carga de impacto

Se toma el 30% de la carga viva actuante.

$$Cv = 0.30 \left(1239.66 \frac{Kg}{m} \right) = 371.90 \frac{Kg}{m}$$

Carga debido al frenado

Se toma el 10% de la carga viva actuante.

$$Cv = 0.1 \left(1239.66 \frac{Kg}{m} \right) = 123.96 \frac{Kg}{m}$$

2.2.7.2.1 Empuje del suelo

Se compone del empuje de suelo activo, empuje del suelo pasivo. Además, se adiciona el empuje debido a sobrecarga de un camión tipo, esta carga funciona como empuje del suelo.

Factor de empuje activo

$$Ka = \frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta}$$
$$Ka = \frac{1 - \sin 13.97}{1 + \sin 13.97} = 0.611$$

Factor de empuje pasivo

$$Kp = \frac{1}{Ka} = \frac{1}{0.611} = 1.636$$

2.2.7.2.2 Empuje por sobrecarga

Es la carga debida del camión fuera de la superestructura, y se tomará como una carga concentrada.

P: 6818.18Kg

Área de influencia $A=5.5m*4.27m=23.485m^2$

$$Esobrecarga = \frac{6818.18(2)}{23.485} = 580.64 \frac{Kg}{m}$$

$$h = \frac{580.64}{1360} = 0.43m$$

$$Esobrecarga = Ka * \gamma_{suelo} * H_{muro} * h_{carga}$$

$$Esobrecarga = (0.611)(1360)(5.85)(0.43) = 2090.65 \frac{Kg}{m}$$

2.2.7.2.3 Empuje activo debido al relleno

$$Esuelo activo = Ka * \gamma_{suelo} \left(\frac{H^2_{muro}}{2} \right)$$

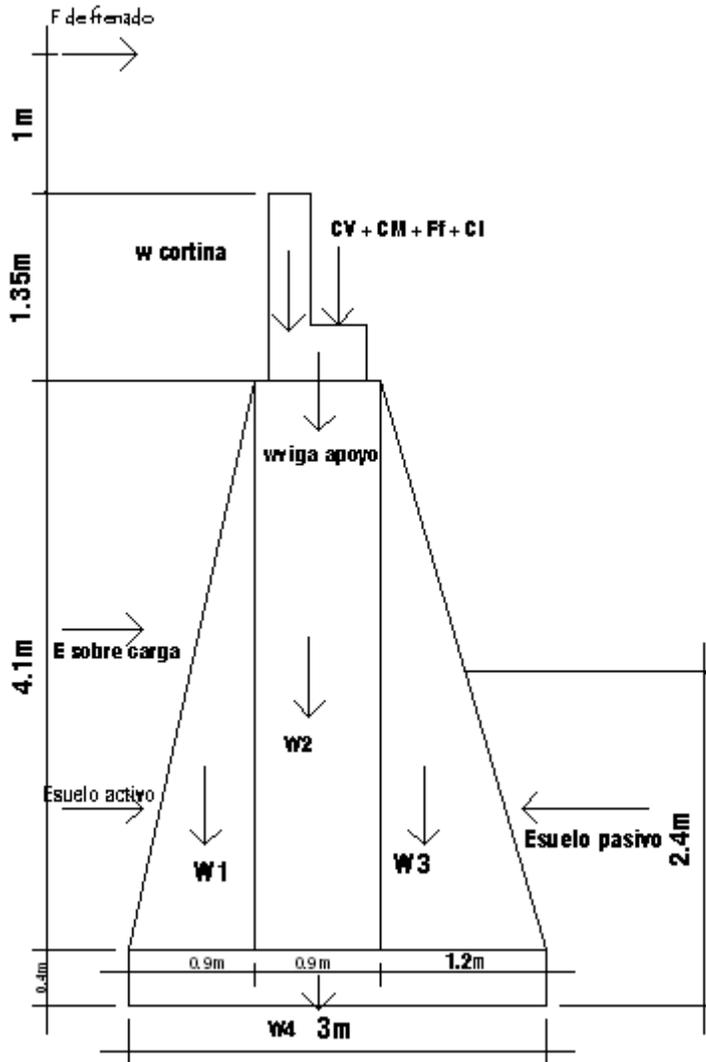
$$Esuelo activo = 0.611 * 1360 \left(\frac{5.85^2}{2} \right) = 14,218.76 \frac{Kg}{m}$$

2.2.7.2.4 Empuje pasivo del suelo

$$Esuelo pasivo = Kp * \gamma_{suelo} \left(\frac{H^2_{desplante}}{2} \right)$$

$$Esuelo pasivo = 1.636 * 1360 \left(\frac{2.40^2}{2} \right) = 6,407.88 \frac{Kg}{m}$$

Figura 43. Diagrama de cargas sobre el estribo



2.2.7.2.5 Cálculo de momento de volteo

Estos son los momentos que tienen que soportar el muro. Para el cálculo de momentos de volteo y estabilizantes utilizaremos el siguiente diagrama. Se muestra una tabla donde se calcula el momento debido a las fuerzas volteantes.

Figura 44. Diagrama de cargas estabilizantes del estribo

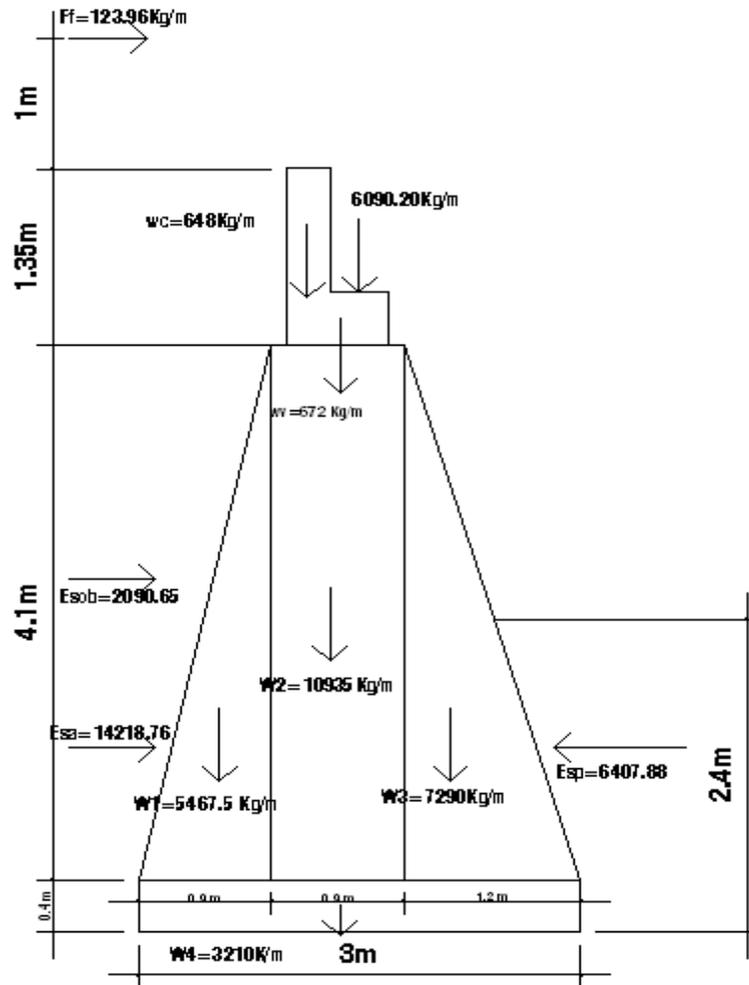


Tabla XXIX. Cálculo de momento de volteo de estribo

CARGAS QUE PRODUCEN VOLTEO	CARGA(Kg/m)	BRAZO(m)	MOMENTO(Kg/m)
FUERZA DE FRENADO	123.96	6.8	842.928
FUERZA SOBRECARGA	2,090.65	2.9	6,062.89
FUERZA ACITVA SUELO	14,218.76	1.933	27,484.86
TOTAL	16,433.37		34,390.68

2.2.7.2.6 Cálculo de momento estabilizante

Estos son los momentos que ayudaran a estabilizar el muro, se muestran en la siguiente tabla:

Tabla XXX. Cálculo de momento estabilizante de estribo

CARGAS QUE ESTABILIZAN EL MURO	CARGA(Kg/m)	BRAZO(m)	MOMENTO(Kg/m)
CARGA TOTAL	6,090.20	1.5	9135.3
PESO CORTINA	648.00	1.15	745.20
PESO VIGA DE APOYO	672.00	1.35	907.20
Wm1	5,467.50	0.45	2460.375
Wm2	10,935.00	1.35	14,762.25
Wm3	7,290.00	2.4	17,496.00
Wm4	3,240.00	1.5	4860
EMPUJE PASIVO	6,407.88	1.933	12,386.43
TOTAL	40,750.58		62,752.76

2.2.7.2.7 Chequeo por volteo

$$F_{sv} = \frac{\Sigma M_{estabilizante}}{\Sigma M_{volteante}} \geq 1.5$$

Si cumple con la condición anterior se puede decir que el muro no falla debido a las fuerzas de volteo.

$$F_{sv} = \frac{62,752.76}{34,390.68} = 1.82 \geq 1.5 \text{ OK}$$

2.2.7.2.8 Chequeo por deslizamiento

$$Fsd = \frac{\Sigma F_{estabilizantes}}{\Sigma F_{volteantes}} \geq 1.5$$

$$Fsd = \frac{40750.58}{16433.37} = 2.48 \geq 1.5 \text{ OK}$$

Si, cumple con las condiciones de falla por deslizamiento.

2.2.7.2.9 Chequeo de presiones en la base del muro

$$a = \frac{M_{est.} - M_{vol}}{W_{total}}$$

$$a = \frac{62752.76 - 40752.6}{34,312.5} = 0.878$$

$$e = \left| \frac{L}{2} - a \right|$$

Donde:

e=excentricidad de cargas

L: longitud de la base del muro

$$e = \left| \frac{3}{2} - 0.878 \right| = 0.622$$

$$q = \frac{W_{total}}{b * L} * \left(1 + \frac{6e}{b} \right)$$

Tomando L como una franja unitaria para chequeo de presiones tenemos.

$$q = \frac{34312.5}{3 * 1} * \left(1 + \frac{6 * 0.622}{3} \right) = 25,665.75 \frac{Kg}{m^2}$$

El valor obtenido nos dice que no sobrepasa el valor soporte dado por el estudio del ensayo triaxial del suelo, por lo tanto el chequeo es correcto.

2.2.8 Planos constructivos

Los planos del puente que se elaboraron son los siguientes

- Ubicación, perfil del terreno y puente sobre perfil.
- Planta de conjunto, detalles de losa y estribo.
- Detalles cortes transversales de puente, estribo y cortina.
- Detalle viga interna y externa, diafragma, cortina y viga de apoyo.

2.2.9 Presupuesto del proyecto

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.

A continuación se muestra el cuadro resumen de renglones que componen el proyecto de puente vehicular aldea El Rodeo.

Tabla XXXIII. Resumen de presupuesto puente aldea El Rodeo

PROYECTO: PUENTE ALDEA EL RODEO
 UBICACIÓN: SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA
 FECHA: 26 DE OCTUBRE 2009

RESUMEN DE RENGLONES					
CODIGO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U	TOTAL
PRE1	PRELIMINARES				
PRE1.1	TRAZO + ESTAQUEADO	214.36	m2	Q 11.43	Q 2,450.39
SUBTP-2	SUBESTRUCTURA PUENTE				
SUBTP-2.1	EXCAVACIÓN	236.92	m3	Q 74.24	Q 17,589.59
SUBTP-2.2	CIMENTOS	30	m3	Q 638.62	Q 19,158.48
SUBTP-2.3	ESTRIBOS+ ALETONES	200	m3	Q 638.62	Q127,723.20
SUBTP-2.4	VIGA DE APOYO + CORTINA	11	ml	Q 510.55	Q 5,616.05
SUBTP-2.5	APOYO DE NEOPRENO	6	unidad	Q1,123.08	Q 6,738.49
SUBTP-2.6	TOPE SÍSMICO	12	UNIDAD	Q 139.31	Q 1,671.72
SUPTP-3	SUPERESTRUCTURA PUENTE				
SUPTP-3.1	VIGA INTERIOR	13	ml	Q1,504.34	Q 19,556.43
SUPTP-3.2	VIGA EXTERIOR	26	ml	Q1,229.95	Q 31,978.77
SUPTP-3.3	DIAFRAGMA EXTERIOR	11	ml	Q 406.22	Q 4,468.41
SUPTP-3.4	DIAFRAGMA INTERIOR	5.5	ml	Q 480.53	Q 2,642.92
SUPTP-3.5	LOSA+BANQUETA	71.5	m2	Q1,396.54	Q 99,852.62
SUPTP-3.6	POSTE BARANDAL	21.6	ml	Q 57.98	Q 1,252.29
SUPTP-3.7	BARANDAL	26	ml	Q 63.99	Q 1,663.83
SUPTP-3.8	DRENAJE	6	UNIDAD	Q 52.30	Q 313.79
RE-4	RELLENO ESTRUCTURAL				
RE-4.1	APROCHES	212	m3	Q 246.24	Q 52,203.31
COSTO TOTAL DEL PROYECTO EN QUETZALES					Q394,880.30
EN LETRAS: TRESCIENTOS NOVENTA Y CUATRO OCHOCIENTOS OCHENTA CON 30/100					
COSTO TOTAL DEL PROYECTO EN DOLARES					\$ 47,980.60
EN LETRAS: CUARENTA Y SIETE MIL NOVECIENTOS OCHENTA CON 60/100					

2.2.10 Operación y mantenimiento

Después de construido el proyecto y tener a punto todos los detalles se debe tener un constante monitoreo de la operación del mismo. También se debe designar el mantenimiento del puente a las personas encargadas del área

de infraestructura de la municipalidad de Santa Catarina Mita, con el objetivo de que el proyecto alcance su vida útil en óptimas condiciones.

CONCLUSIONES

1. La planificación y diseño de la escuela Encarnación Palma contribuirá a resolver la necesidad de infraestructura en el municipio de Santa Catarina Mita, beneficiará a 240 alumnos de dicho municipio.
2. El costo monetario de construir el edificio escolar de dos niveles, el cual cuenta con 693.21 m² de construcción es de Q 1, 487,079.74, lo cual indica que el precio por m² del edificio es de Q 2,145.21, ubicando esta cantidad en el promedio del costo de obras de este tipo en el municipio de Santa Catarina Mita.
3. En el análisis y diseño estructural del edificio escolar de dos niveles, se aplicaron diferentes criterios, como los que están contenidos en el código ACI, UBC, y atendiendo a los criterios establecidos en el Reglamento de Construcción de Edificios Educativos del Ministerio de Educación
4. Para los proyectos de infraestructura como el puente vehicular, se tienen impactos ambientales adversos para el área de influencia inmediata que comprende las áreas adyacentes y próximas al proyecto.
5. La construcción del puente vehicular en la aldea El Rodeo tendrá un costo directo de Q299, 151.74, mientras que el costo del metro cuadrado es de Q1, 813.04.

6. La planificación y diseño de ambos proyectos aumentará la probabilidad de ejecución por medio de fondos sociales de inversión pública.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de Santa Catarina Mita se le recomienda lo siguiente:

1. Se debe garantizar la supervisión técnica, a la hora de ejecución de los proyectos, para que se cumplan con todas las especificaciones contenidas en los planos.
2. Hay que darle el uso para el cual fue diseñado dicho centro educativo.
3. Se debe organizar, tanto al sector de maestros como padres de familia, para proveerle mantenimiento necesario a la edificación.
4. Al finalizar la obra se debe restaurar el área de la ribera afectada con el crecimiento de vegetación, retirando todos los materiales y residuos de las actividades constructivas.
5. Es conveniente remover en forma mínima la vegetación para la construcción de los estribos del puente y sembrar vegetación apropiada en los taludes que presenten signos de erosión dentro del margen del cauce de la quebrada.

6 En caso de existir discrepancia en los planos generales de construcción, entre éstos y los planos de detalle de trabajo, o bien entre los planos y especificaciones, se aplicarán las siguientes reglas:

6.1 Los planos, se regirán sobre las especificaciones.

6.2 Los dibujos de detalle o de trabajo a tamaño natural o escala mayor sobre los de escala menor.

6.3 Las medidas señaladas por cotas, regirán sobre las tomadas a escala.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute ACI 318s-05.
2. Uniform Building Code UBC 1997, volumen 2
3. Frederick S. Merritt, M. Kent Loftin y Jonathan T. Ricketts. Manual del ingeniero civil. Cuarta edición (Tercera edición en español). McGraw-Hill. Tomo III. Abril 2004.
4. Braja M. Das. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Quinta edición. Thomson Learning. Noviembre 2006.
5. American Association of State Highway and Transportation Officials. Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD. 2a. ed. Washington, 2002.
6. Arthur H. Nilson. Diseño de estructuras de concreto. Editorial Mc Graw Hill. Duodécima edición, 2004.
7. Crespo Villaluz, Carlos. Mecánica de suelos y cimentaciones. Quinta edición Mexico. Editorial Limusa. 2004.

APÉNDICE

1. Estudio de laboratorio de suelo, ensayo de compresión triaxial.
2. Planos constructivos de Escuela Encarnación Palma
3. Planos constructivos de puente vehicular aldea El Rodeo

Figura 46. Ensayo triaxial



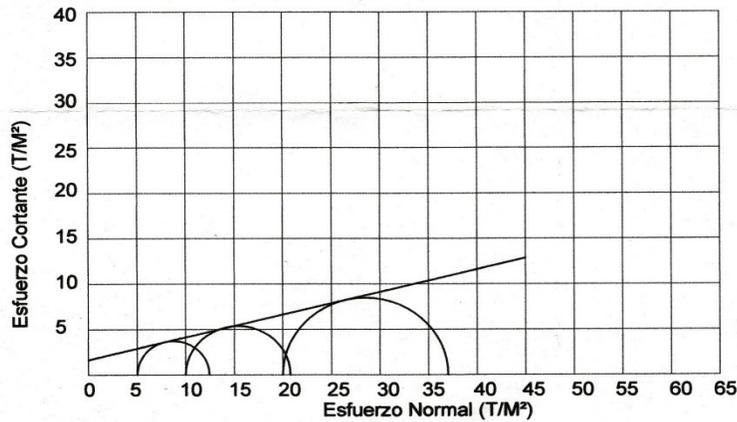
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 008582

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 294 S.S. O.T.No.: 25,331
 INTERESADO: Mynor Rolando Perez Gonzales, Carne 2003-13346
 PROYECTO: EPS, Diseño de Puente Vehicular.
 UBICACIÓN: Aldea el Rodeo, Santa Catarina Mita, Jutiapa.
 pozo: 1 Profundidad: 2.50 m. Muestra: 1
 Fecha: 14 de julio de 2009



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 13.97^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 3.33 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Arcilla limosa, color café oscuro.
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra tomada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	7.43	10.79	14.36
PRESION INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	4.0	7.5	10.5
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.36	1.36	1.36
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.88	1.88	1.88
HUMEDAD (%H)	38.9	38.9	38.9

Vo. Bo.

Inga. Telma Marcela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



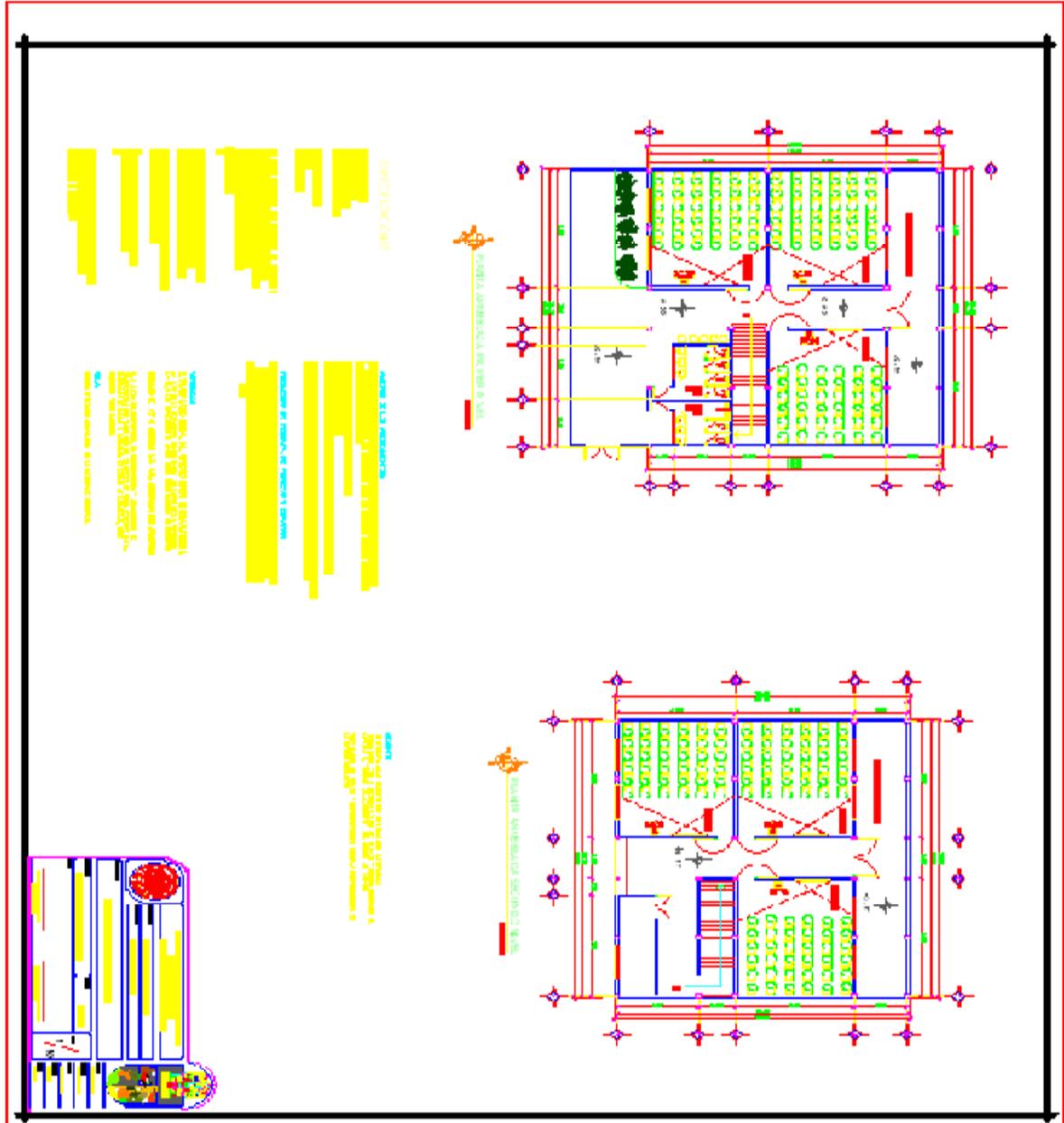
Atentamente,

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



Nuevos Teléfonos:
 Centro de Investigaciones de Ingeniería
 1616, (502) 2418-8000 ext. 86221 y 86209
 Directos: (502) 2418-9115 - 2418-9121

FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
 Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
 Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
 Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

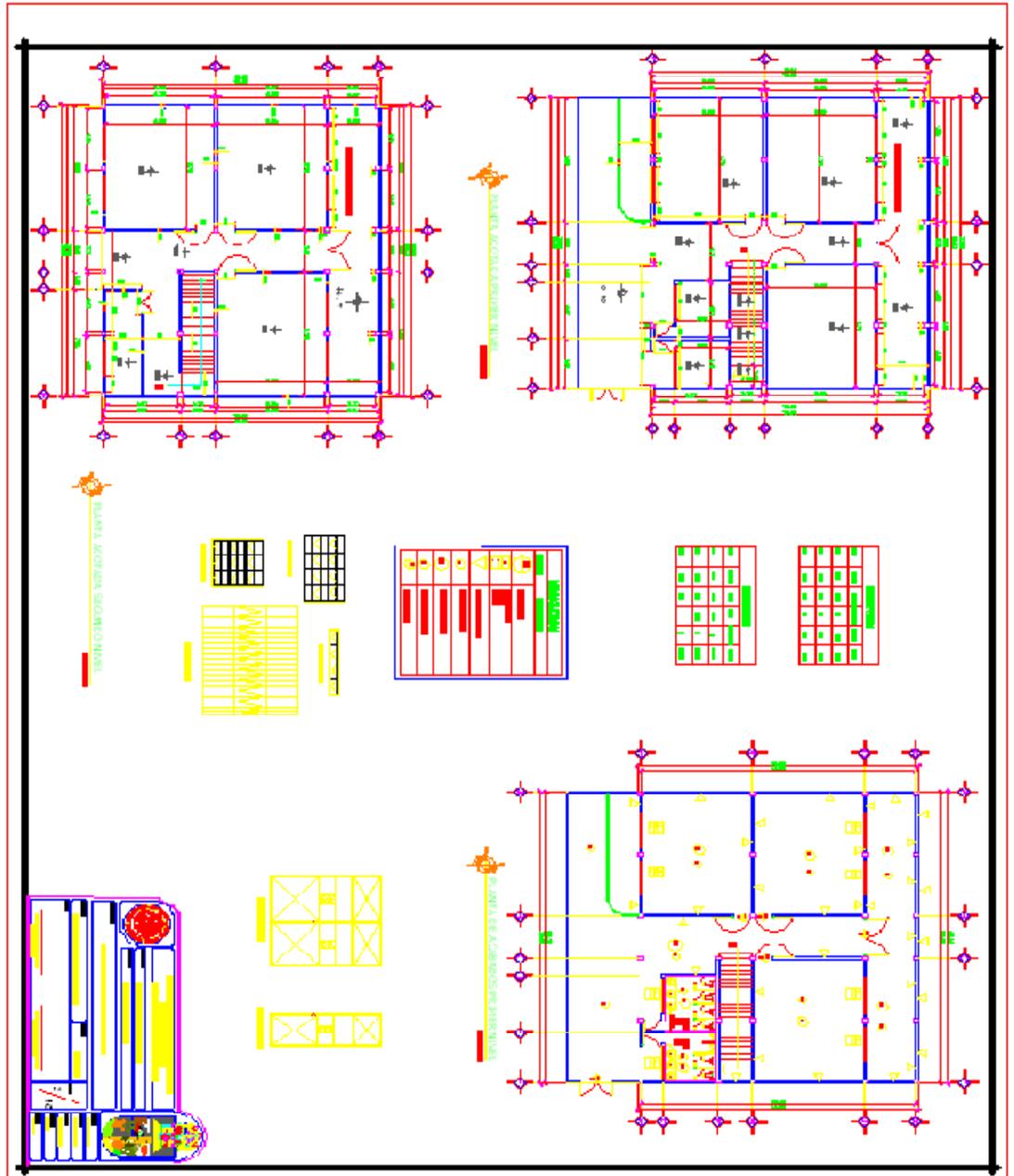


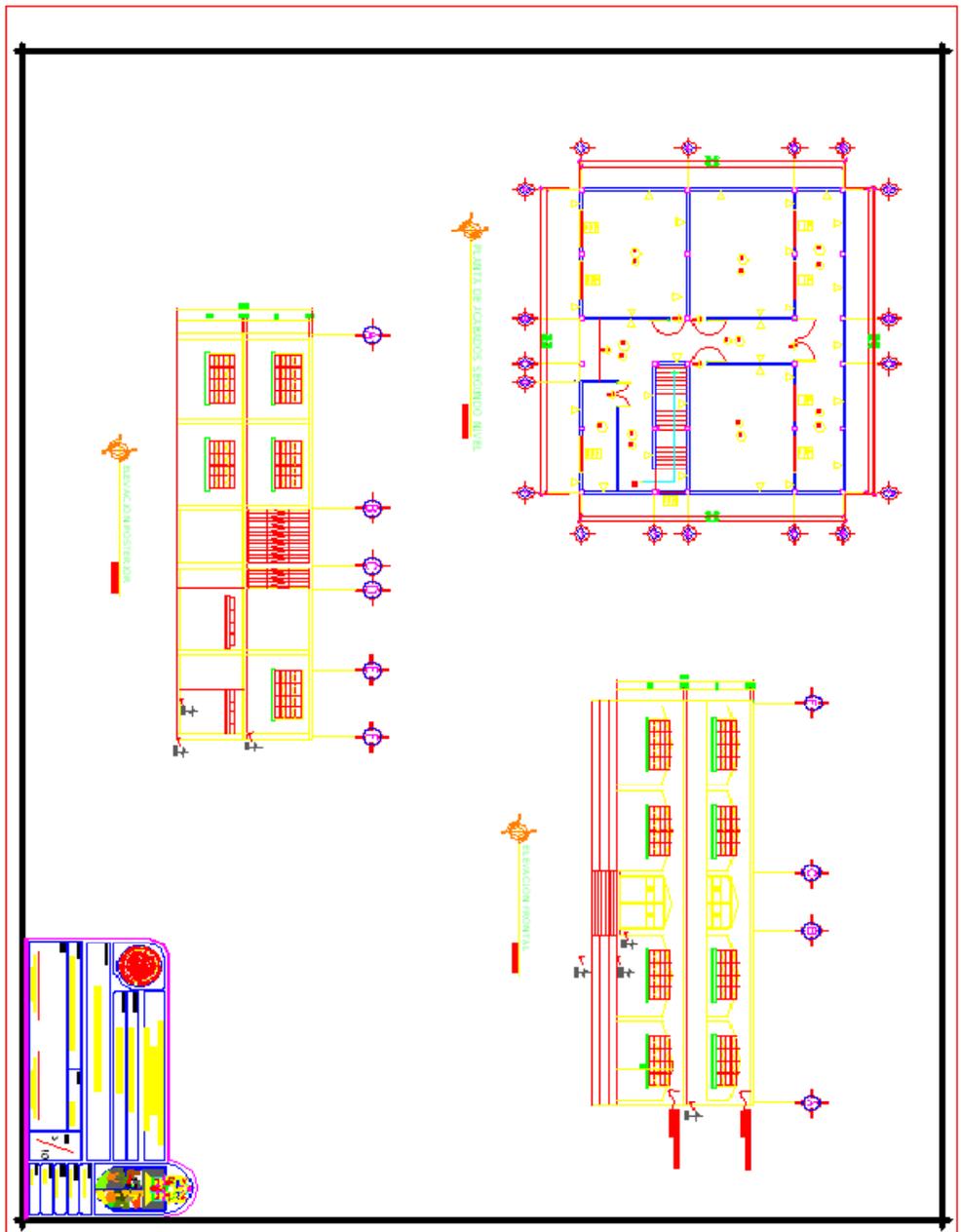
[Redacted text block]

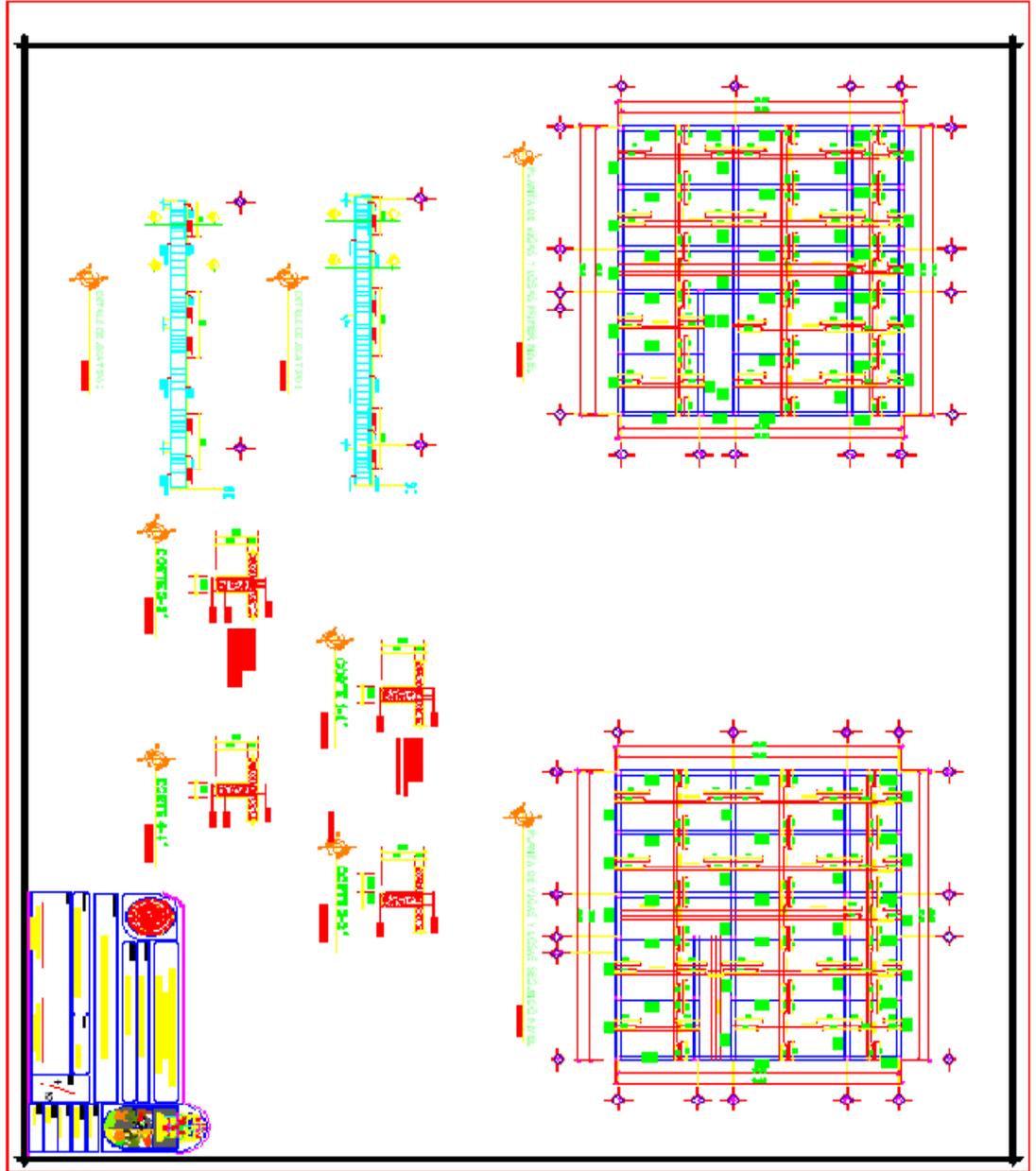
[Redacted text block]

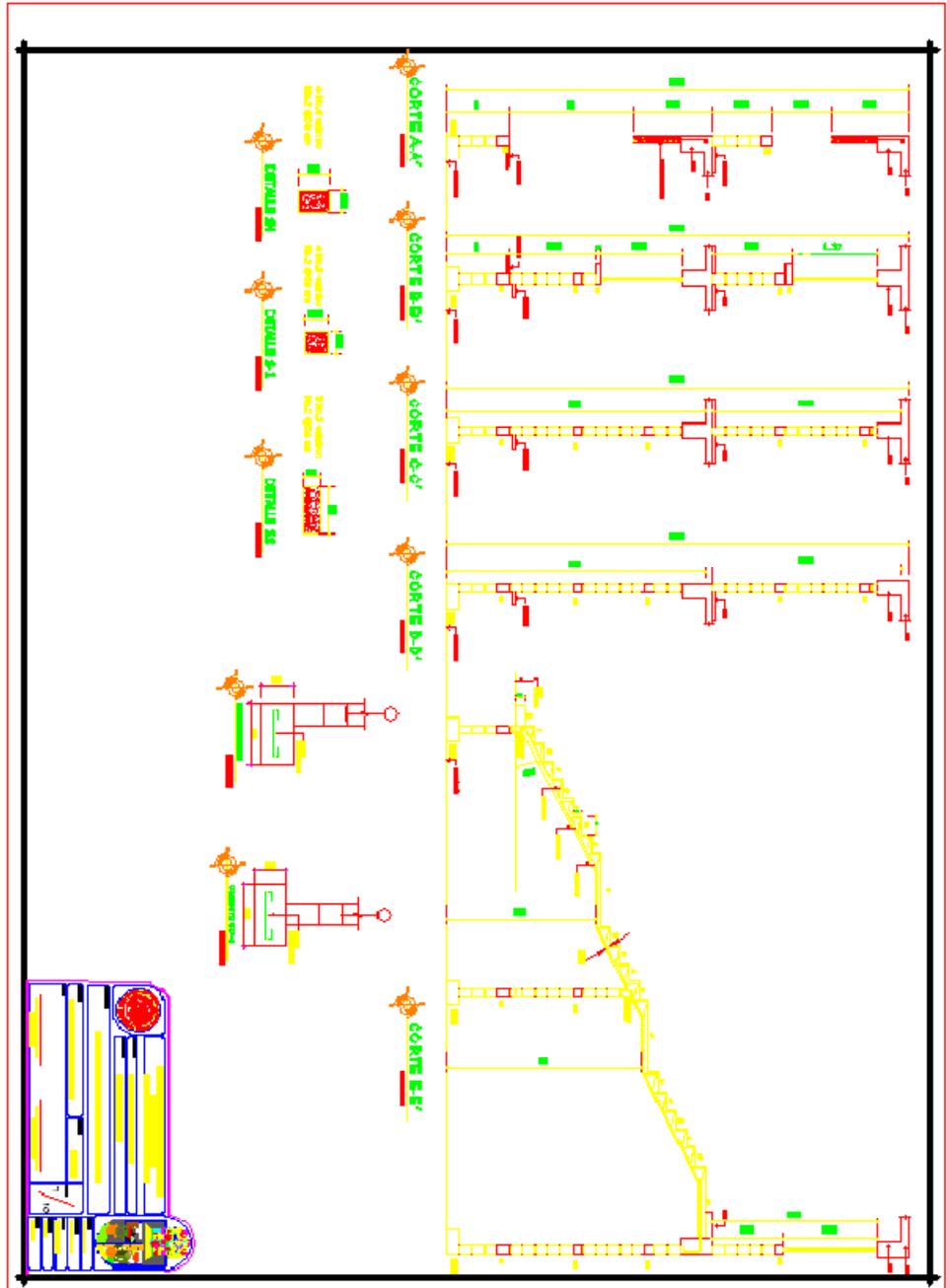
[Redacted text block]

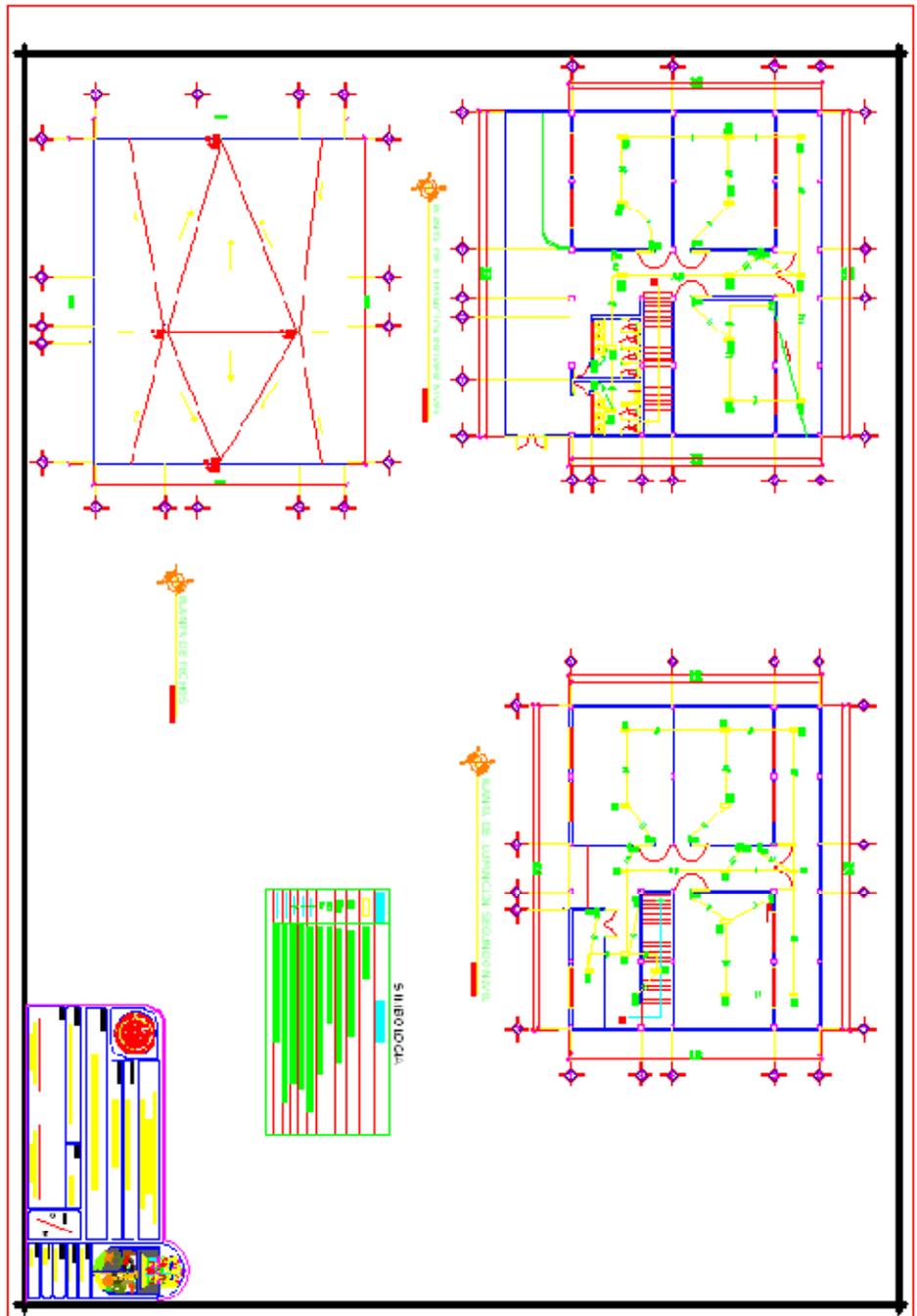


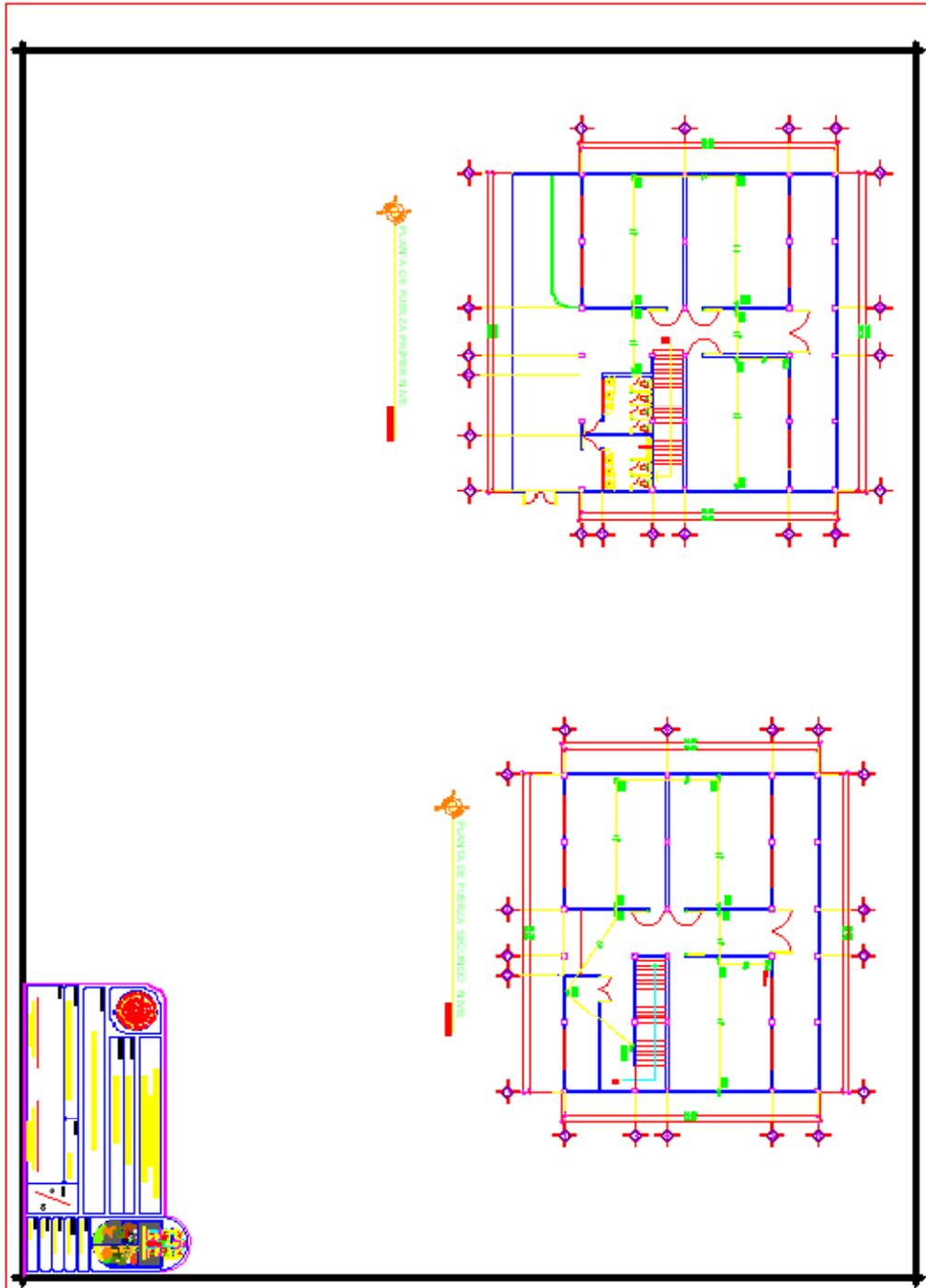


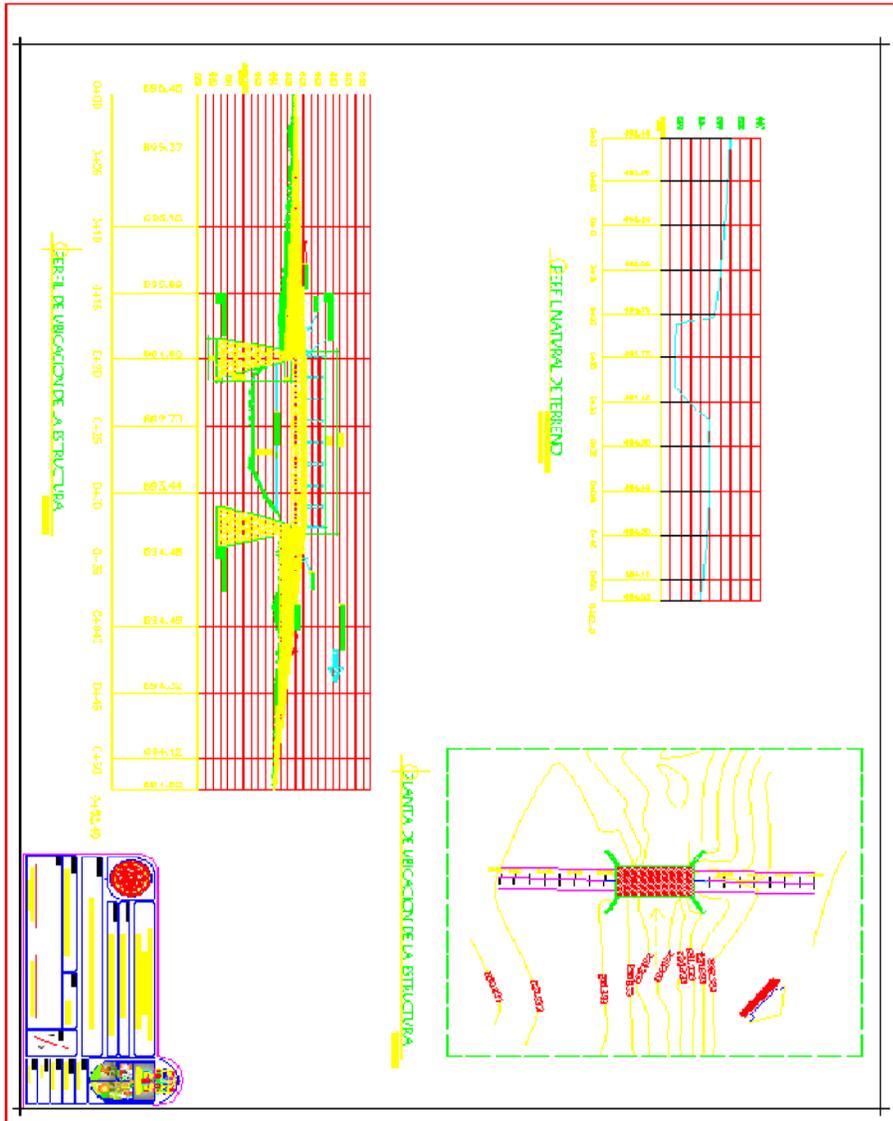


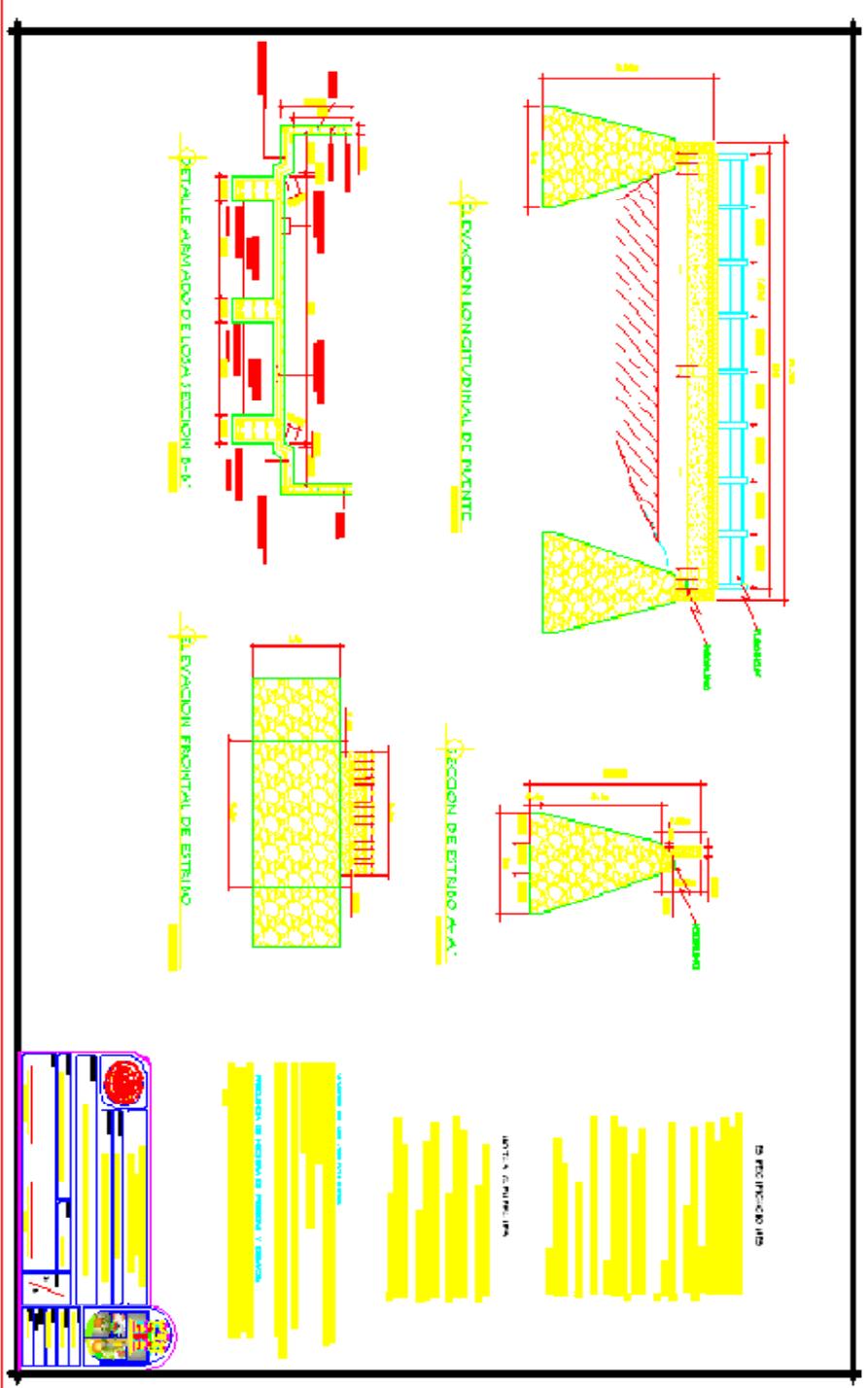












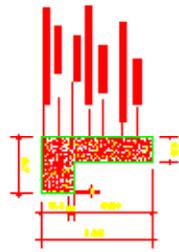


Figura 1. Sección transversal de una losa.

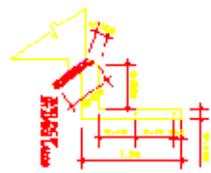


Figura 2. Sección transversal de una viga.



Figura 3. Plan de una losa.

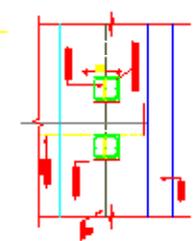


Figura 4. Plan de una viga.

CRITERIOS PARA DISEÑO

ESPECIFICACIONES ABRITO

El concreto debe cumplir con las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de Estructuras de Concreto Armado (NEA-E) y las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de Estructuras de Concreto Armado (NEA-E).

ESPECIFICACIONES DE MATERIAS

El acero de refuerzo debe cumplir con las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de Estructuras de Acero de Refuerzo (NEA-E) y las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de Estructuras de Acero de Refuerzo (NEA-E).

CONCRETO

El concreto debe cumplir con las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de Estructuras de Concreto Armado (NEA-E) y las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de Estructuras de Concreto Armado (NEA-E).

El acero de refuerzo debe cumplir con las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de Estructuras de Acero de Refuerzo (NEA-E) y las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de Estructuras de Acero de Refuerzo (NEA-E).

ACERO

El acero de refuerzo debe cumplir con las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de Estructuras de Acero de Refuerzo (NEA-E) y las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de Estructuras de Acero de Refuerzo (NEA-E).

El acero de refuerzo debe cumplir con las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de Estructuras de Acero de Refuerzo (NEA-E) y las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de Estructuras de Acero de Refuerzo (NEA-E).

El acero de refuerzo debe cumplir con las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de Estructuras de Acero de Refuerzo (NEA-E) y las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de Estructuras de Acero de Refuerzo (NEA-E).

El acero de refuerzo debe cumplir con las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de Estructuras de Acero de Refuerzo (NEA-E) y las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de Estructuras de Acero de Refuerzo (NEA-E).



