



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

**DISEÑO DE LAS EDIFICACIONES ESCOLARES DE DOS  
NIVELES, PARA LOS CANTONES CHITÁ Y SAN LORENCITO,  
MUNICIPIO DE ZUNILITO, DEPARTAMENTO DE  
SUCHITEPÉQUEZ**

**Jorge Eduardo Montenegro Mathamba**  
Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, julio de 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE LAS EDIFICACIONES ESCOLARES DE DOS NIVELES, PARA  
LOS CANTONES CHITÁ Y SAN LORENCITO, MUNICIPIO DE ZUNILITO,  
DEPARTAMENTO DE SUCHITEPÉQUEZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**JORGE EDUARDO MONTENEGRO MATHAMBA**  
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, JULIO DE 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Juan Carlos Molina Jiménez
VOCAL V	Br. Mario Maldonado Muralles
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

En cumplimiento 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 LAS EDIFICACIONES ESCOLARES DE DOS NIVELES, PARA  
LOS CANTONES CHITÁ Y SAN LORENCITO, MUNICIPIO DE ZUNILITO,  
DEPARTAMENTO DE SUCHITEPÉQUEZ**

Tema que fuera aprobado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 28 de julio de 2009.



Jorge Eduardo Montenegro Mathamba



Guatemala 24 de febrero de 2011.

Ref.EPS.DOC.306.02.11.

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 **Jorge Eduardo Montenegro Mathamba** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200212349**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE LAS EDIFICACIONES ESCOLARES DE DOS NIVELES, PARA LOS CANTONES CHITÁ Y SAN LORENCITO, MUNICIPIO DE ZUNILITO, DEPARTAMENTO DE SUCHITEPÉQUEZ”**.

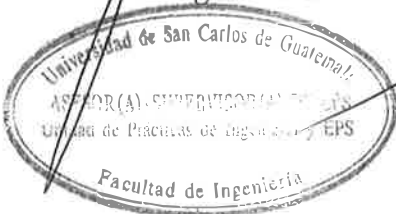
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

*“Id y Enseñad a Todos”*

Ing. Juan Merck Cos  
Asesor-Supervisor de EPS  
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo  
JMC/ra



Guatemala, 24 de febrero de 2011.  
Ref.EPS.D.148.02.11

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

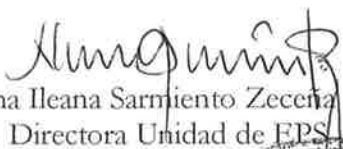
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE LAS EDIFICACIONES ESCOLARES DE DOS NIVELES, PARA LOS CANTONES CHITÁ Y SAN LORENCITO, MUNICIPIO DE ZUNILITO, DEPARTAMENTO DE SUCHITEPÉQUEZ"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Jorge Eduardo Montenegro Mathamba**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Juan Merck Cos.

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 Zecena 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,  
25 de marzo de 2011

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 LAS EDIFICACIONES ESCOLARES DE DOS NIVELES, PARA LOS CANTONES CHITÁ Y SAN LORENCITO, MUNICIPIO DE ZUNILITO, DEPARTAMENTO DE SUCHITEPÉQUEZ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Jorge Eduardo Montenegro Mathamba, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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.



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



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Merck Cos y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmientos Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Jorge Eduardo Montenegro Mathamba, titulado DISEÑO DE LAS EDIFICACIONES ESCOLARES DE DOS NIVELES, PARA LOS CANTONES CHITÁ Y SAN LORENCITO, MUNICIPIO DE ZUNILITO, DEPARTAMENTO DE SUCHITEPÉQUEZ, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

  
Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, julio de 2011

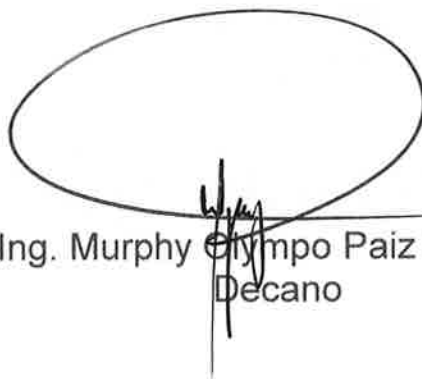
/bbdeb.





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 LAS EDIFICACIONES ESCOLARES DE DOS NIVELES, PARA LOS CANTONES CHITÁ Y SAN LORENCITO, MUNICIPIO DE ZUNILITO, DEPARTAMENTO DE SUCHITEPÉQUEZ**, presentado por el estudiante universitario **Jorge Eduardo Montenegro Mathamba**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

  
Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos  
Decano



Guatemala, julio de 2011

/cc

## **AGRADECIMIENTOS A:**

<b>DIOS</b>	Por darme nuevas oportunidades para alcanzar mis metas.
<b>MIS PADRES</b>	Por ser las personas que siempre han estado ahí para apoyarme, brindarme cariño y comprensión en todas las etapas de mi vida.
<b>MI ABUELA</b>	Por todo el apoyo y cariño que me brinda y me impulsa a seguir adelante.
<b>MI HERMANA</b>	Por todo el apoyo que me ha brindado a lo largo de toda su vida.
<b>MIS TÍOS</b>	Por ser una parte muy importante de mi vida.
<b>ING. LUIS MANUEL SANDOVAL MENDOZA</b>	Por su amistad incondicional y el apoyo que me brindo durante mi etapa de estudiante y que sigue vigente hasta la fecha.
<b>ING. JUAN MERCK COS</b>	Por su apoyo al asesorarme en mi trabajo de graduación y por brindarme su amistad.

**AL PERSONAL Y A LA  
MUNICIPALIDAD DE  
ZUNILITO, SUCHITEPEQUEZ**

Por darme la oportunidad de realizar mi  
EPS y por la amistad brindada en el  
transcurso del mismo.

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA**

Especialmente a la Facultad de  
Ingeniería

## **ACTO QUE DEDICO A:**

**MIS PADRES**

Byron Lawrence Paz Armas, María  
Eugenia Mathamba De León.

**MI HERMANA**

Clara Mariana Paz de Letona.

**MI ABUELA**

Aura Mariana De León Barrios.

**MI FAMILIA EN GENERAL**

**AMIGOS Y COMPAÑEROS**

**LA FACULTAD DE INGENIERÍA**

**LA UNIVERSIDAD DE SAN  
CARLOS DE GUATEMALA**

## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XIII
GLOSARIO	XV
RESUMEN	XIX
OBJETIVOS	XXI
INTRODUCCIÓN	XXIII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía del municipio de Zunilito	1
1.1.1. Reseña histórica	1
1.1.2. Localización del municipio	3
1.1.3. Aspectos topográficos	3
1.1.4. Vías de acceso	3
1.1.5. Clima	3
1.1.6. Colindancias	4
1.1.7. Turismo	4
1.1.8. Población	4
1.1.9. Idioma	5
1.1.10. Aspectos económicos	5
1.1.10.1. Agricultura	5
1.1.11. Servicios existentes	5
1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de Zunilito	6
1.2.1. Descripción de las necesidades	6
1.2.2. Evaluación y priorización de las necesidades	6

2.	SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	9
2.1.	Diseño de la edificación escolar de dos niveles cantón Chitá	9
2.1.1.	Descripción del proyecto	9
2.1.2.	Evaluación de la calidad de suelos	9
2.1.2.1.	Determinación del valor soporte	9
2.1.3.	Diseño arquitectónico	11
2.1.3.1.	Descripción del área disponible	11
2.1.3.1.1.	Localización del terreno	12
2.1.3.2.	Topografía del terreno	12
2.1.3.3.	Normas para el diseño de edificio de oficinas	12
2.1.3.3.1.	Criterios generales	12
2.1.3.3.2.	Criterios de conjunto	12
2.1.3.3.3.	Criterios de iluminación	13
2.1.3.3.4.	Instalaciones	14
2.1.3.3.5.	Otros criterios	15
2.1.3.4.	Distribución de ambientes	15
2.1.3.5.	Altura del edificio	16
2.1.4.	Diseño estructural	16
2.1.4.1.	Selección del sistema estructural	16
2.1.4.2.	Análisis estructural	17
2.1.4.2.1.	Predimensionamiento de elementos	17
2.1.4.2.2.	Modelos matemáticos de marcos dúctiles	21
2.1.4.2.3.	Cargas aplicadas a los marcos dúctiles	21
2.1.4.2.3.1.	Cargas verticales aplicadas a los marcos dúctiles	21

2.1.4.2.3.2.	Cargas horizontales aplicadas a los marcos dúctiles	30
2.1.4.2.4.	Análisis de marcos dúctiles utilizando <i>software</i> ETABS, y comprobación a través de un método numérico	40
2.1.4.2.5.	Momentos últimos por envolvente de momentos	45
2.1.4.2.6.	Diagrama de corte y momento	47
2.1.4.3.	Diseño de elementos	50
2.1.4.3.1.	Diseño de losas	50
2.1.4.3.2.	Diseño de vigas	57
2.1.4.3.3.	Diseño de columnas	61
2.1.4.3.4.	Diseño de cimientos	73
2.1.5.	Instalaciones eléctricas	88
2.1.6.	Planos constructivos	88
2.1.7.	Presupuesto del proyecto	89
2.2.	Diseño de la edificación escolar de dos niveles para cantón San Lorencito	91
2.2.1.	Descripción del proyecto	91
2.2.2.	Evaluación de la calidad de suelos	91
2.2.2.1.	Determinación del valore soporte	91
2.2.3.	Diseño arquitectónico	93
2.2.3.1.	Descripción del área disponible	93
2.2.3.2.	Topografía del terreno	94
2.2.3.3.	Normas para el diseño de oficinas	94
2.2.3.3.1.	Criterios generales	94
2.2.3.3.2.	Criterios de conjunto	94

	2.2.3.3.3.	Criterios de iluminación	94
	2.2.3.3.4.	Instalaciones	94
	2.2.3.3.5.	Otros criterios	95
	2.2.3.4.	Distribución de ambientes	95
	2.2.3.5.	Altura del edificio	95
2.2.4.		Diseño estructural	95
	2.2.4.1.	Selección del sistema estructural	95
	2.2.4.2.	Análisis estructural	96
	2.2.4.2.1.	Predimensionamiento de elementos	96
	2.2.4.2.2.	Modelos matemáticos para marcos dúctiles	99
	2.2.4.2.3.	Cargas aplicadas a los marcos dúctiles	100
	2.2.4.2.3.1.	Cargas verticales aplicadas a marcos dúctiles	100
	2.2.4.2.3.2.	Cargas horizontales aplicadas a los marcos dúctiles	106
	2.2.4.2.4.	Análisis de marcos dúctiles utilizando software ETABS, y comprobación a través de un método numérico	114
	2.2.4.2.5.	Momentos últimos por envolvente de momentos	118
	2.2.4.2.6.	Diagrama de corte y momento	119
2.2.4.3.		Diseño de elementos	123
	2.2.4.3.1.	Diseño de losas	123



2.2.4.3.2.	Diseño de vigas	129
2.2.4.3.3.	Diseño de columnas	134
2.2.4.3.4.	Diseño de cimientos	145
2.2.5.	Instalaciones eléctricas	153
2.2.6.	Planos constructivos	154
2.2.7.	Presupuesto del proyecto	154
CONCLUSIONES		157
RECOMENDACIONES		159
BIBLIOGRAFÍA		161
ANEXOS		163



## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1.	Zunilito, Suchitepéquez	2
2.	Área tributaria columna crítica	17
3.	Elevación del edificio	19
4.	Planta del edificio	23
5.	Áreas tributarias	26
6.	Carga muerta y carga viva - marco B	28
7.	Carga muerta y carga viva - marco 3	29
8.	Carga por sismo - marco crítico eje X	38
9.	Carga por sismo - marco crítico eje Y	38
10.	Método de Kanni momentos por carga muerta	40
11.	Momentos por carga muerta – marco eje Y	41
12.	Momentos por carga viva – marco eje Y	41
13.	Momentos por carga de sismo – marco eje Y	42
14.	Momentos por carga muerta – marco eje X	42
15.	Momentos por carga viva – eje X	43
16.	Momentos por carga de sismo – marco eje X	43
17.	Envolvente de momento – marco eje Y	45
18.	Envolvente de momento – marco eje X	45
19.	Envolvente de corte – marco eje Y	48
20.	Envolvente de corte – marco eje X	48
21.	Planta de distribución de losas	49
22.	Planta de momentos actuantes en losas típicas	51
23.	Momentos balanceados (Kg.m) en losas	53

24.	Secciones de viga	58
25.	Sección longitudinal de viga	60
26.	Gráfica programa JC-Diseño de concreto	67
27.	Detalle refuerzo a corte columnas	71
28.	Sección columna primer nivel	72
29.	Corte simple en zapata	75
30.	Corte punzonante en zapata	76
31.	Detalle de zapata tipo A	78
32.	Esfuerzos en el terreno	80
33.	Análisis de la zapata	81
34.	Detalle de zapata tipo B	84
35.	Detalle de cargas y momentos (módulo de gradas)	86
36.	Área tributaria columna crítica	97
37.	Elevación del edificio	99
38.	Planta del edificio	100
39.	Áreas tributarias	103
40.	Carga muerta y carga viva - marco B	105
41.	Carga muerta y carga viva - marco 3	106
42.	Carga por sismo - marco crítico eje X	113
43.	Carga por sismo - marco crítico eje Y	113
44.	Método de Kanni momentos por carga muerta	114
45.	Momentos por carga muerta – marco eje Y	115
46.	Momentos por carga viva – marco eje Y	115
47.	Momentos por carga de sismo – marco eje Y	116
48.	Momentos por carga muerta – marco eje X	116
49.	Momentos por carga viva – eje X	117
50.	Momentos por carga de sismo – marco eje X	117
51.	Envolvente de momento – marco eje Y	119
52.	Envolvente de momento – marco eje X	119

53.	Envolvente de corte – marco eje Y	122
54.	Envolvente de corte – marco eje X	122
55.	Planta de distribución de losas	123
56.	Planta de momentos actuantes en losas típicas	125
57.	Momentos balanceados (kg-m) en losas	127
58.	Secciones de viga	132
59.	Sección longitudinal de viga	133
60.	Gráfica programa JC-Diseño de concreto	140
61.	Detalle refuerzo a corte columnas	143
62.	Sección columna primer nivel	144
63.	Corte simple en zapata	148
64.	Corte punzonante en zapata	149
65.	Detalle de zapata tipo A	151
66.	Detalle de cargas y momentos (módulo de gradas)	153
67.	Ensayo de compresión triaxial Chitá	165
68.	Ensayo de compresión triaxial San Lorencito	169

## TABLAS

I.	Tabla 9.5(a) altura o espesores mínimos de vigas no preesforzadas código ACI – 318	16
II.	Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas	21
III.	Fuerza por marco por torsión del primer nivel en Y	38
IV.	Fuerza por marco por torsión del segundo nivel en Y	38
V.	Corte último en vigas del segundo nivel, marco crítico eje Y	46
VI.	Corte último en vigas del primer nivel, marco crítico eje Y	46
VII.	Corte último en columnas del segundo nivel, marco eje Y	46
VIII.	Corte último en columnas del primer nivel, marco eje Y	46

IX.	Corte último en columnas del segundo nivel, marco eje X	47
X.	Corte último en vigas del primer nivel, marco eje X	47
XI.	Corte último en columnas del segundo nivel, marco eje X	47
XII.	Corte último en columnas del primer nivel, marco eje X	47
XIII.	Cálculo del área de acero	57
XIV.	Armado de viga T1	58
XV.	Presupuesto general, módulo de escuela de cantón Chitá, Zunilito Suchitepéquez	88
XVI.	Tabla 9.5(a) altura o espesores mínimos de vigas no preesforzadas código ACI – 318	96
XVII.	Fuerza por marco por torsión del primer nivel en Y	118
XVIII.	Fuerza por marco por torsión del segundo nivel en Y	118
XIX.	Corte último en vigas del segundo nivel, marco crítico eje Y	120
XX.	Corte último en vigas del primer nivel, marco crítico eje Y	120
XXI.	Corte último en columnas del segundo nivel, marco eje Y	120
XXII.	Corte último en columnas del primer nivel, marco eje Y	120
XXIII.	Corte último en columnas del segundo nivel, marco eje X	120
XXIV.	Corte último en vigas del primer nivel, marco eje X	121
XXV.	Corte último en columnas del segundo nivel, marco eje X	121
XXVI.	Corte último en columnas del primer nivel, marco eje X	121
XXVII.	Cálculo del área de acero	131
XXVIII.	Armado de viga T1	131
XXIX.	Presupuesto general, módulo de escuela de cantón Chitá, Zunilito Suchitepéquez	154

## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
<b>h</b>	Altura
<b>Hv</b>	Altura de la viga
<b>ACI</b>	<i>American Concrete Institute</i>
<b>Av</b>	Área de la varilla
<b>At</b>	Área tributaria
<b>P<sup>t</sup></b>	Carga de trabajo
<b>Wm</b>	Carga muerta distribuida
<b>P</b>	Carga puntual
<b>CU</b>	Carga última
<b>cm</b>	Centímetro
<b>CM</b>	Centro de masa
<b>D</b>	Diámetro

<b>Fy</b>	Esfuerzo de fluencia para el acero
<b>e</b>	Excentricidad
<b>Fcu</b>	Factor de carga última
<b>S</b>	Fuerza de sismo
<b>I</b>	Inercia
<b>psi</b>	Libras por pulgada cuadrada
<b>L</b>	Longitud
<b>mm</b>	Milímetros
<b>Es</b>	Módulo de elasticidad del acero
<b>Ec</b>	Módulo de elasticidad del concreto
<b>M</b>	Momento
<b>Mb</b>	Momento balanceado
<b>M(-)</b>	Momento negativo
<b>Mcm</b>	Momento por carga muerta
<b>Mcv</b>	Momento por carga viva



<b>M(+)</b>	Momento positivo
<b>Mu</b>	Momento último
<b>W</b>	Peso
<b>Wc</b>	Peso específico del concreto
<b>q</b>	Presión sobre el suelo por debajo de la zapata
<b>Rec</b>	Recubrimiento
<b>m</b>	Relación entre lado corto y lado largo en losas
<b>f'c</b>	Resistencia última del concreto
<b>Ton</b>	Tonelada



## GLOSARIO

<b>Área</b>	Unidad de superficie comprendida dentro de un perímetro.
<b>Área de acero</b>	Cantidad de acero, determinado por la sección y límite de fluencia.
<b>Bases de diseño</b>	Son las bases técnicas adaptadas para el diseño del proyecto.
<b>Carga muerta</b>	Peso muerto soportado por un elemento estructural, incluyendo el propio.
<b>Carga viva</b>	Peso variable dado por el personal, maquinaria móvil, etc., soportado por un elemento.
<b>Censo</b>	Es toda la información sobre la cantidad de población, en un período de tiempo determinado la cual brinda y facilita una descripción de los cambios que ocurren con el paso del tiempo.
<b>Cimiento corrido</b>	Soporte que se construye abajo de un muro.
<b>Columna</b>	Miembro que se usa principalmente para resistir carga axial de compresión y que tiene una altura de por lo menos, tres veces su menor dimensión lateral.

<b>Columna esbelta</b>	Es aquella en que la carga última también está influida por la esbeltez, lo que produce flexión adicional debido a las deformaciones transversales.
<b>Concreto reforzado</b>	Concreto que contiene el refuerzo de acero adecuado.
<b>Confinamiento</b>	Es el amarre perimetral de las varillas de acero utilizadas en el refuerzo de elementos de concreto, es necesario cuando las deformaciones transversales se hacen muy elevadas, debido al agrietamiento interno progresivo y el concreto se apoya contra el refuerzo del mismo.
<b>Compactación del suelo</b>	Procedimiento que consiste en aplicar energía al suelo suelto para consolidarlo y eliminar espacios vacíos, aumentando su densidad, en consecuencia, su capacidad para soporte de cargas.
<b>Esfuerzo</b>	Intensidad de fuerza por unidad de área.
<b>Estribo</b>	Elemento de una estructura que resiste el esfuerzo cortante.
<b>Excentricidad</b>	Cuando el centro de rigidez no coincide con el centro de masa, se produce excentricidad, esto es debido a que existe una distribución desigual y asimétrica de las masas y las rigideces en la estructura.

<b>Fluencia</b>	Sobrepasando el límite de elasticidad, todo aumento de carga produce deformaciones plásticas o permanentes que ya no son proporcionales al aumento de carga, sino que adoptan valores crecientes para incrementos de cargas iguales.
<b>Momento</b>	Esfuerzo al que se somete un cuerpo, debido a la aplicación de una fuerza a cierta distancia de su centro de masa.
<b>Momento negativo</b>	Es el momento al que están siendo sometidos los extremos de las vigas. Si el acero corrido no cubre dicho momento, se pone acero extra llamado bastón.
<b>Momento resistente</b>	Es el momento que puede resistir una estructura con cierta cantidad de acero.
<b>Nivelación</b>	Es un procedimiento de campo que se realiza para determinar las elevaciones en puntos determinados.
<b>Solera</b>	Elemento estructural horizontal de un muro, que resiste el esfuerzo.
<b>Topografía</b>	Es el arte de representar un terreno en un plano, con su forma, dimensiones y relieve.
<b>Zapata</b>	Tiene por objeto transmitir la carga al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del suelo.

**Zapata  
excéntrica**

Es la zapata que soporta una columna situada fuera de su centro geométrico.

## RESUMEN

El presente trabajo de graduación es el informe sobre el Ejercicio Profesional Supervisado realizado en la municipalidad de Zunilito, departamento de Suchitepéquez, en el cual se plantean soluciones técnicas a las necesidades de la población.

Está dividido en dos fases: la primera, fase de investigación, contiene una monografía del municipio, en la que se incluye historia, ubicación, aspectos económicos, entre otros datos del lugar y un diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura del lugar en estudio.

La segunda, fase de servicio técnico profesional, describe el diseño de dos proyectos, edificación escolar de dos niveles, para los cantones Chitá y San Lorencito, el diseño consiste en una serie de marcos rígidos, cuyo análisis estructural se hizo utilizando el *software* ETABS. Debido a que Guatemala se encuentra ubicada en una zona de alto riesgo sísmico, fue necesario el análisis de la estructura bajo este efecto. Se procedió a diseñar los elementos que constituirán el edificio, tales como: losas, vigas, columnas, zapatas y el módulo de gradas.

Para finalizar se dan algunas conclusiones y recomendaciones, así como la integración de costos y los planos correspondientes a los dos proyectos.





## **OBJETIVOS**

### **General**

Diseñar edificaciones escolares, de dos niveles, para los cantones Chitá y San Lorencito, municipio de Zunilito, departamento de Suchitepéquez.

### **Específicos**

1. Desarrollar una investigación monográfica y un diagnóstico sobre necesidad de servicios básicos e infraestructura del municipio y de las comunidades en las cuales se realizarán los proyectos.
2. Mejorar las condiciones de capacidad y comodidad en que se encuentran los estudiantes de los cantones Chitá y San Lorencito, contribuyendo con una estructura física para recibir la formación escolar.



## INTRODUCCIÓN

El municipio de Zunilito está ubicado a 170 km de la ciudad capital y a 10 km de la cabecera departamental de Suchitepéquez. Es un pequeño municipio con cinco cantones y menos de diez mil habitantes.

La salud y la educación son dos aspectos fundamentales para el desarrollo de una comunidad. Y con el propósito de conocer las necesidades prioritarias en cuanto a servicios básicos e infraestructura, se practicó un diagnóstico, en que se detectó que el área que demanda atención inmediata es el de infraestructura, específicamente la escolar, por lo que este trabajo de graduación está orientada a plantear una solución, tanto técnica como económica de esta problemática, presentado para el efecto el diseño de un edificio escolar de dos niveles para los cantones Chitá y San Lorencito.

Por lo que este trabajo de graduación, presenta el desarrollo de la metodología aplicada, tanto en la fase del análisis como de diseño estructural, adjuntando al final los resultados, consistentes en planos y presupuestos para cada proyecto.



# **1. FASE DE INVESTIGACIÓN**

## **1.1. Monografía del municipio de Zunilito, departamento de Suchitepéquez**

### **1.1.1. Reseña histórica**

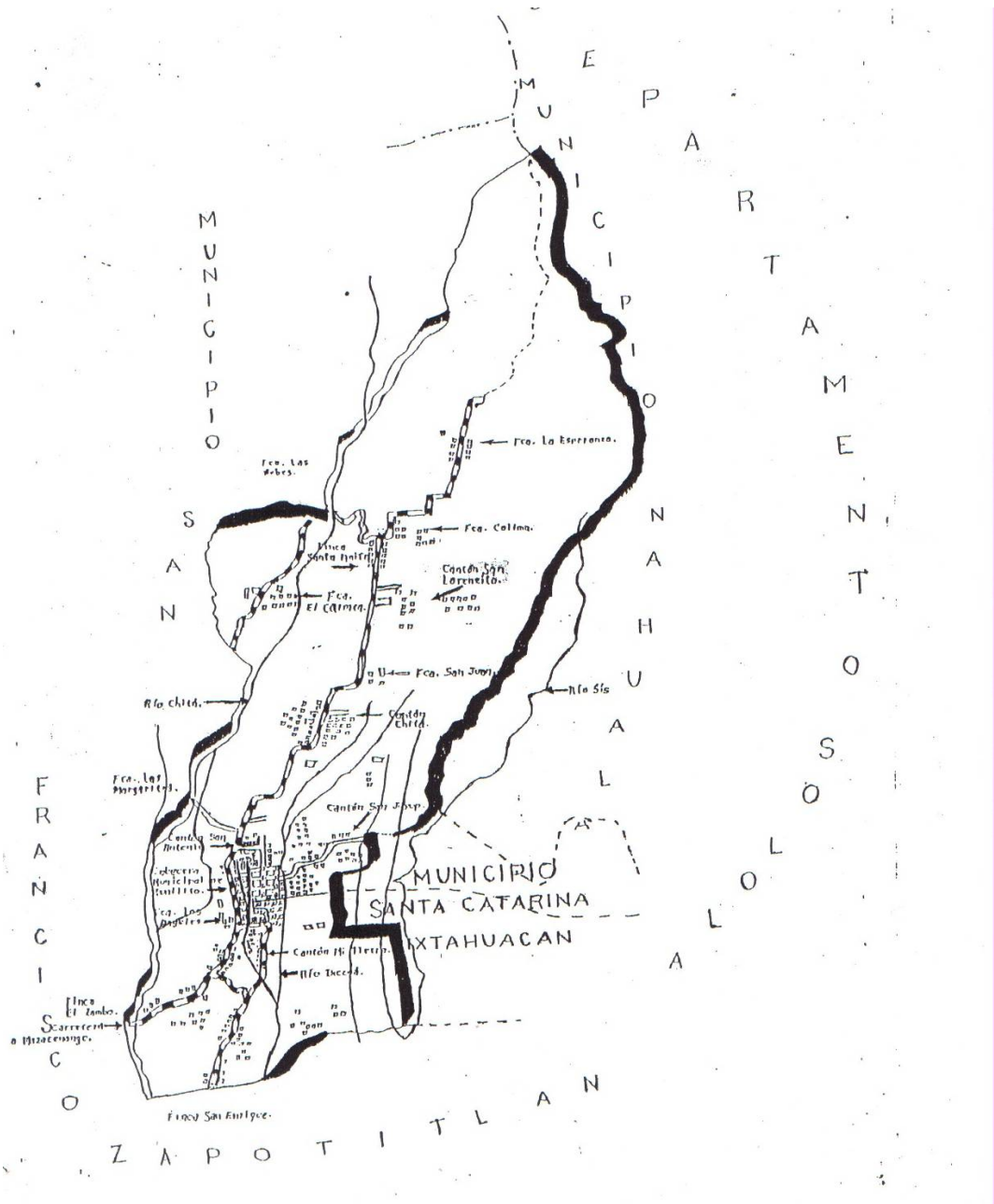
Con fecha 12 de junio de 1928, el paraje conocido como Zunilito, fue declarado municipio y pasa a ser jurisdicción del departamento de Quetzaltenango; el día 24 de enero de 1944 por Acuerdo Gubernativo se separa de este departamento y se le anexa al departamento de Suchitepéquez.

Cuenta una leyenda, que cuando hizo erupción el volcán Zunil, muchas personas de Zunil Grande huyeron despavoridas hacia el Sur, en busca de un refugio seguro donde protegerse de la furia volcánica del “Volcán Zunil”, y que los habitantes, un número de 13 familias se reunieron en la circunscripción geográfica de lo que hoy es Zunilito, se comunicaron y decidieron formar allí un nuevo pueblo pequeño.

El nombre se lo dieron frente a la imagen de la Virgen de Santa Catalina, a quien imploraban clemencia atemorizados por la erupción, diciendo que protegiera a su pueblo; pero era tal el cariño que sentían por su original Zunil, que al implorar decían Virgen de Xancatalín protege a nuestro Zunilito que se quedó perdido en el cerro, y era tal la repetición todos los días de la frase cariñosa “Protege a nuestro Zunilito”, que se acostumbraron a estar repitiendo Zunilito, que al final de cuentas al paraje poblado por ellos, le dieron el nombre

de Zunilto y desde entonces este pueblo, que pertenece a Suchitepéquez le asignó el nombre de Zunilto.

Figura 1. Zunilto, Suchitepéquez



Fuente: municipalidad de Zunilto.

### **1.1.2. Localización del municipio**

El municipio de Zunilito, se encuentra ubicado al Norte del departamento de Suchitepéquez.

### **1.1.3. Aspectos topográficos**

La topografía del terreno es quebrada, con pendientes pronunciadas, el terreno se encuentra muy deforestado por la tala inmoderada, actualmente existen campañas de reforestación por parte de la municipalidad.

### **1.1.4. Vías de acceso**

El municipio de Zunilito se comunica con San Francisco Zapotitlán y Pueblo Nuevo por carretera asfaltada; con la aldea Tzanpoj por medio de un camino poco transitable, debido a las malas condiciones en que se encuentra.

### **1.1.5. Clima**

El municipio posee un clima templado, se marcan dos estaciones: invierno y verano. El invierno principia en el mes de mayo y concluye en el mes de octubre; mientras el verano abarca los meses de noviembre a abril. En verano el clima es seco y con vientos moderados. El invierno, con fuertes lluvias con una precipitación anual de 1 100 mm anuales.

### **1.1.6. Colindancias**

Al Norte. . . . . Zunil Grande, Quetzaltenango  
Al Sur. . . . . San Francisco Zapotitlán, Suchitepéquez  
Al Este. . . . . Santa Catarina Ixtahuacán, Sololá  
Al Oeste. . . . . San Francisco Zapotitlán y Pueblo Nuevo,  
Suchitepéquez.

### **1.1.7. Turismo**

Según INGUAT, el municipio de Zunilito no cuenta con infraestructura básica para acoger al visitante. La fiesta titular se celebra el 25 de noviembre en honor a la Virgen de Santa Catalina de Alejandría, realizando varias actividades culturales y deportivas.

### **1.1.8. Población**

Según el censo municipal de población realizado en el año 2007 la población del municipio es de 9 493 habitantes, desglosados de la siguiente manera en lo referente a distinción por género: 4 367 son del género masculino y 5 126 son del género femenino. La población está distribuida por áreas, la urbana tiene 1 722 habitantes y la rural 7 771 habitantes

El mayor número de pobladores se encuentra concentrado en el área de la zona 1, por encontrarse ahí el mayor movimiento económico del municipio. Por el contrario, la menor cantidad de población se encuentra en el cantón San Lorencito.



Según este censo, se tiene una densidad demográfica de 161 hab/km<sup>2</sup>. Tanto en el área urbana como en el área rural predomina la etnia indígena Maya Quiché, siendo un 71,07% de habitantes de etnia indígena, mientras hay un 28,93% del grupo no indígena.

### **1.1.9. Idioma**

La mayoría de la población habla el idioma español, pero en la población indígena también se habla el idioma quiché.

### **1.1.10. Aspectos económicos**

#### **1.1.10.1. Agricultura**

Los principales cultivos de Zunilito son: maíz, café y frutas; otras en menor escala como el frijol y verduras. Los dos últimos cultivos, verdura y frijol, muchas personas los cultivan para consumo propio, en virtud de que la tierra del lugar no es apropiada.

### **1.1.11. Servicios existentes**

La cabecera municipal cuenta con los servicios siguientes:

- Sistema de agua potable
- Servicio de energía eléctrica
- Sistema de drenaje sanitario
- Recolección de basura

## **1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de Zunilito, Suchitepéquez**

### **1.2.1. Descripción de las necesidades**

- Edificio escolar en el cantón Chitá se requiere un edificio para brindarle al vecino una mejor atención, pues el actual es muy pequeño.
- Mejoramiento de la entrada principal al cantón Chitá: La cual esta adoquinada en un 80% y el 20% restante es de terracería, impidiendo el tránsito en época de invierno y dificultando el desarrollo de la comunidad.
- Mejorar el abastecimiento del sistema de agua potable del municipio, ya que se cuenta con varios nacimientos de agua, y que no están siendo explotados.
- Instalaciones deportivas y culturales a través de esta infraestructura se fomentaría la cultura y el deporte, ya que el municipio cuenta con pocas instalaciones.
- Edificio escolar en el cantón San Lorencito se requiere un edificio para brindarle al vecino una mejor atención, pues el actual es muy pequeño.

### **1.2.2. Priorización de las necesidades**

Tomando en consideración los criterios planteados por los vecinos a través de los COCODES y las autoridades municipales, se determinó la priorización de la forma siguiente.

- Edificación de dos niveles, para la escuela del cantón San Lorencito.
- Ampliación del sistema de agua potable, para brindar un mejor servicio y sacar provecho de los nacimientos que posee el municipio.
- Edificación de dos niveles para la escuela del cantón Chitá.
- Pavimentación de las calles principales del municipio.



## **2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL**

### **2.1. Diseño de la edificación escolar de dos niveles para el cantón Chitá**

#### **2.1.1. Descripción del proyecto**

El proyecto consiste en diseñar un edificio escolar de dos niveles, que servirá para albergar a los alumnos del cantón Chitá. Contará en el primer nivel con tres aulas con capacidad para 30 alumnos cada una, en el segundo nivel tendrá tres aulas con la misma capacidad, y un módulo de gradas independiente de la estructura. Esta estructura de dos niveles vendrá a ampliar las instalaciones del centro educativo.

La estructura del edificio se hará por medio del sistema de marcos espaciales dúctiles y losa tradicional de concreto reforzado, tomando en cuenta el código ACI-318-99 y las normas AGIES, los muros de división serán de mampostería de block pómez. La fachada y los acabados seguirán un estilo tradicional de la región.

#### **2.1.2. Evaluación de la calidad de suelos**

##### **2.1.2.1. Determinación del valor soporte**

Se tomó una muestra inalterada del lugar donde se realizará el proyecto, a una profundidad de 1,50 metros, para determinar el valor soporte del suelo se efectuó el ensayo de compresión triaxial en el Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII)/USAC.

El método que se aplicó para el cálculo del valor soporte, fue el del Dr. Karl Terzagui.

### Datos obtenidos del Centro de Investigaciones de Ingeniería, (anexo 1)

Tipo de ensayo	No consolidado y no drenado
Descripción del suelo	Limo arcilloso, color café
Dimensión y tipo de la probeta	2,5" x 5,0"
Ángulo de fricción interna	$\phi = 24,15^\circ$
Cohesión	$C_u = 6,22 \text{ ton/m}^2$

### Datos para hallar el valor soporte

Base	1	m
Peso específico $\gamma_s$	1.27	ton/ m <sup>3</sup>
Ángulo de fricción interna	24,15	Grados
$C_u$	6,22	ton/ m <sup>2</sup>
Desplante	1,50	m
Factor de seguridad F.S.	5	

Solución:

-

- Cálculo de factores de forma:

$$F_{cs} = 1,37 \quad F_{qs} = 1,29 \quad F_{\square s} = 0,60$$

- Cálculo de factores de profundidad

$$F_{cd} = 1,44 \quad F_{qd} = 1,33 \quad F_{\square s} = 1$$

- Cálculo de factores de inclinación:

$$F_{ct} = F_{qt} = F_{\gamma t} = 1$$

- Cálculo de factores de capacidad de carga:

$$N_c = 12,20 \quad N_q = 6,47 \quad N_{\square} = 6,7$$

$$q_u = C * N_c * F_{cs} * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qs} * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_{\gamma} * F_{\gamma s} * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$$

$$q_u = 3,15 * 12,20 * 1,37 * 1,44 * 1 + (1,65 * 1,27) * 6,47 * 1,29 * 1,33 * 1 + 0,5 * 1,27 * 1,50 * 6,7 * 0,60 * 1 * 1$$

$$q_u = 75,81 \text{ ton/m}^2 + 23,26 \text{ ton/m}^2 + 3,83 \text{ ton/m}^2 = 102,9 \text{ ton/m}^2$$

Obteniendo así el valor soporte de carga para este suelo de:

$$q_u = 102,90 \text{ ton/m}^2$$

Se adoptó un factor de seguridad de 5, para cubrir las deficiencias que pudieran haber tenido en la obtención de la muestra y pruebas de laboratorio.

$$q_u = 102,90 / 5 = 20.58 \text{ ton/m}^2$$

Para efectos de diseño, se adoptó el valor de 21 ton/m<sup>2</sup>

### **2.1.3. Diseño arquitectónico**

#### **2.1.3.1. Descripción del área disponible**

##### **2.1.3.1.1. Localización del terreno**

El terreno donde se construirá el edificio, está localizado en la calle principal del cantón Chitá, predio donde actualmente se ubican las instalaciones de la escuela de dicho cantón.

### **2.1.3.2. Topografía del terreno**

La forma del terreno es rectangular y plano con un área de 126,00 m<sup>2</sup>.

### **2.1.3.3. Normas para el diseño de edificios para oficinas públicas**

Para el diseño arquitectónico y estructural se tomarán en cuenta las necesidades a cubrir, así como el requerimiento de espacios y combinados con los criterios de diseño de los códigos ACI, AGIES y UBC.

#### **2.1.3.3.1. Criterios generales**

Se tomarán en cuenta las necesidades actuales y futuras que requiere la estructura, ubicación dentro del terreno, iluminación, orientación, relación de ambientes, forma de la estructura, altura del edificio, acabados, etc.

#### **2.1.3.3.2. Criterios de conjunto**

Conjunto Arquitectónico: la fachada tendrá estilo tradicional. En los dos niveles se construirán un total de 6 aulas, tres en cada nivel, el edificio contará con un módulo de gradas contiguo, independiente de la estructura del mismo.

Emplazamiento: un correcto emplazamiento del conjunto arquitectónico en el terreno, se logra cuando el área ocupada no excede el 40% del área total del terreno. En este caso, el área ocupada o cubierta es del 100% del área del terreno, pues este módulo sustituirá al antiguo que es de un nivel y solo contempla 3 aulas.



Orientación del edificio: la orientación adecuada debe proporcionar una óptima iluminación, ventilación y asoleamiento de todos los ambientes del edificio. La orientación ideal es de Norte a Sur, de preferencia abriendo las ventanas hacia el Norte, en este caso, el predio está orientado de Noreste a Suroeste, por lo que no hay problema.

Superficie y altura del edificio: la superficie será de acuerdo a las necesidades que se tengan que satisfacer, la altura no debe exceder de dos niveles.

#### **2.1.3.3.3. Criterios de iluminación**

##### **Generalidades de iluminación en el edificio**

La iluminación debe ser abundante y uniforme, evitando la proyección de sombras y contrastes muy marcados. Para lograr lo anterior, deben tomarse en cuenta los siguientes criterios.

- Es importante el número, tamaño y ubicación de las ventanas y/o lámparas;
- Un local pequeño recibe mejor la iluminación que uno grande, pero sus dimensiones dependen de los requerimientos de espacio;
- Los acabados más brillantes permiten mayor reflexión de la luz y como resultado una mejor iluminación.

Por su procedencia, la iluminación se divide en natural y artificial. La iluminación natural; por la ubicación de las ventanas, se divide en unilateral,

bilateral y cenital. Estos cuatro tipos de iluminación, aceptados para los edificios de oficinas, se describen a continuación:

- Iluminación natural unilateral: este caso se da cuando sólo un lado del ambiente tiene ventanas, las ventanas deben tener un área de 25% a 30% del área total de pisos; el techo y el muro opuesto a la ventana deben ser claros, y el muro opuesto a la ventana estará a una distancia no mayor de 2,5 veces la altura del muro de ventana.
- Iluminación natural bilateral: este caso se da cuando existen ventanas en las paredes laterales al ambiente, las ventanas deben tener un área de iluminación entre 25% y 30% del área total de piso.
- Iluminación natural cenital: en este caso, la iluminación es por medio de ventanas colocadas en el techo del ambiente, para esta iluminación se toma como área de ventanas del 15% al 20% del área total de piso.
- Iluminación artificial: este caso se acepta únicamente cuando sea muy justificado, debe ser difuso, para evitar molestias en la vista, también debe ser lo más parecido a la iluminación natural.

La iluminación del edificio es natural bilateral y artificial.

#### **2.1.3.3.4. Instalaciones**

Las instalaciones son un factor importante, para el correcto y eficiente funcionamiento del edificio, dentro de estas se tienen agua potable, drenajes y eléctrica.

#### **2.1.3.3.5. Otros criterios**

##### **Ventilación**

La cantidad disponible de aire en el ambiente, tiene gran importancia en el desarrollo de las actividades educativas.

##### **Criterios de color**

Los colores claros hacen que el ambiente parezca más espacioso y cómodo, además influye en el estado de ánimo de los trabajadores.

##### **Confort acústico**

Es importante que en un edificio educativo exista confort acústico, ya que incide en el estado anímico y el grado de concentración de las personas que lo habitan. Para el confort acústico es necesario que no exista ninguna interferencia sonora entre los ambientes, ni ruidos que sobrepasen los límites aceptables de tolerancia.

#### **2.1.3.4. Distribución de ambientes**

El diseño arquitectónico, consiste en distribuir de forma adecuada y armónica los ambientes, esto se hará con criterios arquitectónicos. Para lograrlo, se deben diseñar de acuerdo a las necesidades que se tengan por el espacio disponible y las normas de diseño que existan, se debe tomar en cuenta para el diseño, el número de personas que utilizará cada ambiente, la ubicación y localización del terreno y los recursos financieros.

En el diseño arquitectónico del edificio se tomaron en cuenta los requerimientos de ambiente y necesidades planteadas por los usuarios, el área del terreno disponible, la iluminación y ventilación en cada ambiente.

El resultado final del diseño arquitectónico se presenta en la planta arquitectónica, en el plano 1 del anexo 3.

#### **2.1.3.5. Altura del edificio**

El edificio es de dos niveles, cada nivel tendrá 3 metros de piso a cielo, la altura total será de 6 metros.

#### **2.1.4. Diseño estructural**

##### **2.1.4.1. Selección del sistema estructural**

Elegir un sistema estructural, no requiere de operaciones matemáticas, sino que conlleva a muchas consideraciones que las determinan objetivos importantes:

- Se deben cumplir los requisitos de funcionalidad de la edificación.
- La estructura debe soportar las cargas.
- Una estructura segura y económica.

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

## 2.1.4.2. Análisis estructural

### 2.1.4.2.1. Predimensionamiento de elementos estructurales

#### Predimensionamiento de viga

Un criterio para el predimensionamiento de la viga, es que por cada metro lineal libre de luz, aumentar ocho centímetros de peralte y la base será  $\frac{1}{2}$  del peralte.

El ACI 318/99 en el capítulo 9, tabla 9.5(a), ver tabla I, muestra diferentes situaciones para predimensionamiento. Por ser nudos rígidos, tomando un caso crítico, se tomó cuando una viga tiene un extremo continuo.

Para este caso, se utilizaran 2 tipos de vigas con diferentes secciones, por la diferencia en distancias entre apoyos. Solo se calculó la viga crítica o sea la de mayor longitud para cada sentido del edificio, las restantes quedarán con la misma sección.

Tabla I. **Tabla 9.5(a) altura o espesores mínimos de vigas no preesforzadas código ACI – 318/99**

	Espesor mínimo, $h$			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

Longitud de viga = 4,85 m

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

$$h_{viga} = 0,08 * 4,85m = 0,39 \text{ m}$$

$$h_{viga} = \frac{L}{18,5} = \frac{4,85}{18,5} = 0,26 \text{ m}$$

$$h_{promedio} = \frac{0,39 + 0,26}{2} = 0,325 \text{ m} \approx 0,35 \text{ m}$$

$$b = \frac{h_{promedio}}{2} = \frac{0,35}{2} = 0,175 \text{ m}$$

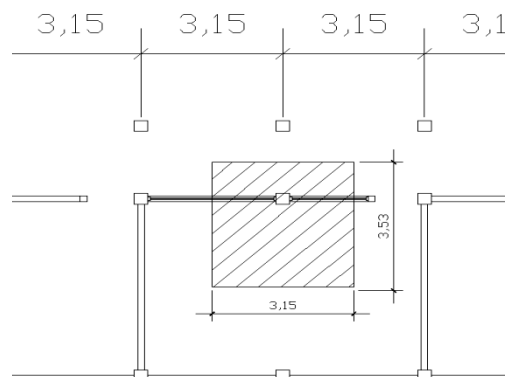
Se propone una sección de viga de 35 cm x 20 cm, para el sentido Y, y una sección de viga de 25 cm x 20 cm para el sentido X.

### Predimensionamiento de columna

Se aplica lo que establece el código ACI-318-99, capítulo 10. Sustituyendo valores en la ecuación de carga puntual, se obtiene el área gruesa de la columna.

Para guardar simetría en las dimensiones de las columnas, se toma la columna crítica, es decir, la que soporta mayor carga, las dimensiones obtenidas se aplican a todas las columnas.

Figura 2. Área tributaria columna crítica



## Datos

$$\text{Área tributaria} = (1,575+1,575) \times (2,425+1) = 10,79 \text{ m}^2$$

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

Conociendo estos datos se obtiene la carga puntal

$$P = \text{PesoEsp.} * A_t = 2\,400 \text{ kg/m}^2 * 10,79 \text{ m}^2 = 25\,896 \text{ kg}$$

Este valor se multiplica por dos niveles

$$P = 25\,896 \text{ kg} * 2 = 51\,792 \text{ kg}$$

Sustituyendo valores en la ecuación de la carga puntal se obtiene el área gruesa de la columna.

$$P = 0,80[0,85 * f'c(A_g - A_s) + f_y * A_s] \quad ; \text{Donde: } A_s = \rho * A_g$$

$$A_g = \left[ \frac{P}{0,80[0,85 * f'c(1 - \rho) + f_y * \rho]} \right]$$

Se usará concreto de  $f'c = 3\,000 \text{ psi} = 210 \text{ kg/c m}^2$  y varillas de acero  $f_y = 40\,000 \text{ psi} = 2\,810 \text{ kg/m}^2$ , y un valor de  $\rho =$  cuantía de acero = 1%.

$$A_g = \left[ \frac{51\,792}{0,80[0,85 * 210 * (1 - 0,01) + 2\,810 * 0,01]} \right]$$

$$A_g = 316,10 \text{ cm}^2$$

Se propone una sección de  $30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} = 900 \text{ cm}^2 > 316,10 \text{ cm}^2$

Pues es la sección mínima para edificios de dos niveles, según el ACI.

## Predimensionamiento de losa

Se predimensiona la losa de mayor área. El criterio aplicado es del perímetro de losa dividido 180.

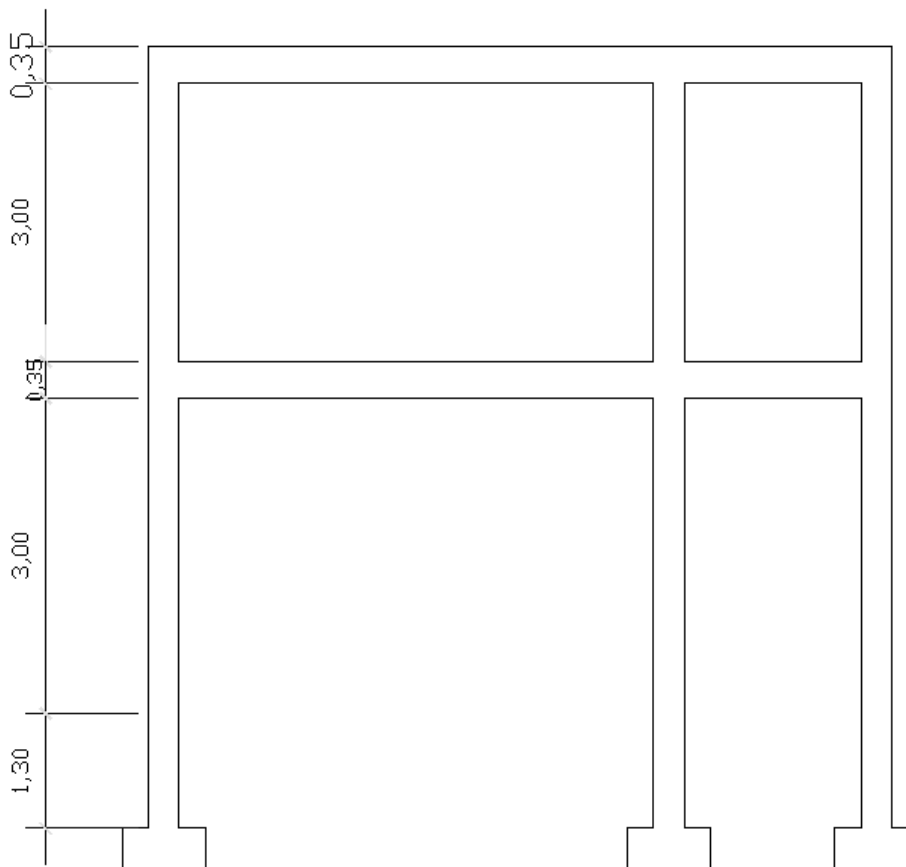
$$t = \frac{(4,85 * 2 + 3,15 * 2)}{180} = 0,089 \approx 0,10 \text{ m}$$

Se propone losa tradicional con espesor de 12 cm para losa de entrepiso y un espesor de 10 cm para losa final.

### Predimensionamiento de zapatas

Los cimientos se diseñarán con zapatas aisladas. Ver predimensionamiento de zapatas en la sección 2.1.4.3.4, Diseño de cimientos.

Figura 3. Elevación de edificio





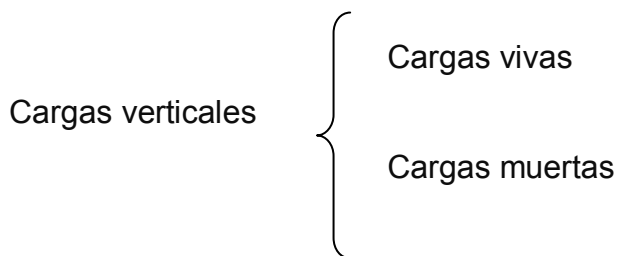
#### **2.1.4.2.2. Modelos matemáticos de marcos dúctiles**

El modelo matemático de un marco dúctil, es una gráfica que representa tanto la forma como las cargas que soporta el marco y que sirve para realizar el análisis estructural.

#### **2.1.4.2.3. Cargas aplicadas a los marcos dúctiles**

Son todas las cargas que actúan sobre las estructuras, tanto verticales como horizontales.

##### **2.1.4.2.3.1. Cargas verticales aplicadas a marcos dúctiles**



#### **Cargas vivas**

La carga viva es la que se debe a la operación y uso de la edificación. Incluye por tanto todo aquello que no tiene una posición fija y definitiva dentro de la misma, como el peso y las cargas debidos a muebles, mercancías, equipos y personas. La carga viva es la principal acción variable que debe considerarse en el diseño.

La tabla II muestra los valores de carga viva para diferentes clasificaciones de ocupación.

Tabla II. **Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas**

<b>Tipo de ocupación o uso</b>	<b>(kg / m<sup>2</sup>)</b>
Vivienda	200
Oficina	250
Hospitales – encamamiento y habitaciones	200
Hospitales – servicios médicos y laboratorios	350
Hoteles – alas de habitaciones	200
Hoteles – servicios y áreas públicas	500
Escaleras privadas	300
Escaleras públicas o de escape	500
Balcones, cornisas y marquesinas	300
Áreas de salida y/o escape	500
Vestíbulos públicos	500
Plazas y áreas públicas a nivel de calle	500
Salones de reunión	
Con asientos fijos	300
Sin asientos fijos	500
Escenarios y circulaciones	500
Instalaciones deportivas públicas	
Zonas de circulación	500
Zonas de asientos	400
Canchas deportivas	Carga depende del tipo de cancha
Aulas y escuelas	200
Bibliotecas	
Áreas de lectura	200
Depósito de libros	600
Almacenes	
Minoristas	350
Mayoristas	500

Estacionamientos y garajes	
Automóviles	250
Vehículos pesados	Según vehículo
Rampas de uso colectivo	750
Corredores de circulación	500
Servicio y reparación	500
Bodegas	
Cargas livianas	600
Cargas pesadas	1 200
<b>Tipo de ocupación o uso</b>	<b>(kg / m<sup>2</sup>)</b>
Fábricas	400
Cargas livianas	600
Cargas pesadas	
Azoteas de concreto con acceso	200
Azoteas sin acceso horizontal o inclinadas	100
Azoteas inclinadas más de 20°	75
Techos de láminas, tejas, cubiertas plásticas, lonas, etc. (aplica a la estructura que soporta la cubierta final)	50

Fuente: Normas AGIES NR – 2:200. pág. 28

### **Cargas muertas:**

Se llama carga muerta, al conjunto de acciones que se producen por peso propio de la construcción. Incluye el peso de la estructura misma y el de los elementos no estructurales, como muros divisorios, revestimientos, pisos, fachadas, ventanería, instalaciones y todos aquellos elementos que conservan

una posición fija en la construcción, de manera que gravitan en forma constante sobre la estructura.

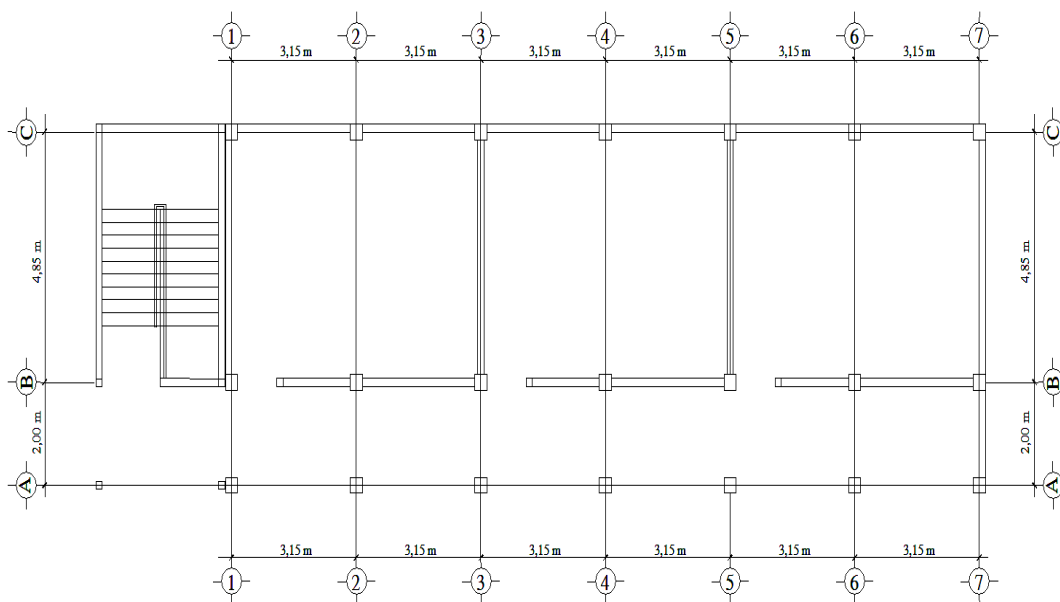
Por tanto, la carga muerta es la principal acción permanente.

El cálculo de la carga muerta es en general sencillo, ya que solo requiere la determinación de los volúmenes de los distintos componentes de la construcción por los pesos volumétricos de los materiales constitutivos. En su mayoría las cargas son uniformemente distribuidas sobre las distintas áreas de la estructura, aunque hay casos de cargas lineales (muros divisorios) y cargas puntuales (equipos fijos).

Para un edificio, las cargas muertas las componen los pesos de las losas, vigas, columnas, muros, techos, ventanas, puertas, instalaciones (drenajes, hidráulicas, eléctricas, otras.), acabados y otros.

En la siguiente figura se muestra la planta del edificio.

Figura 4. **Planta del edificio**



## Cálculo del peso de la estructura

### Cargas vivas utilizadas (CV)

En techos =  $100 \text{ kg/m}^2$

En aulas =  $200 \text{ kg/m}^2$

En pasillos =  $500 \text{ kg/m}^2$

### Cargas muertas (CM)

Concreto =  $2\,400 \text{ kg/m}^3$

Muros =  $150 \text{ kg/m}^2$

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

Acabados =  $90 \text{ kg/m}^2$

#### a. Segundo nivel

##### Carga muerta

$$\begin{aligned}W_{losa} &= (2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,10 \text{ m}) * (7 \text{ m} * 18,90 \text{ m}) &= 31\,752 \text{ kg} \\W_{viga} &= (0,20 \text{ m} * 0,35 \text{ m} * 6,85 * 7 * 2\,400 \text{ kg/m}^3) \\&\quad + (0,20 \text{ m} * 0,25 \text{ m} * 3,15 * 18 * 2\,400 \text{ kg/m}^3) &= 14\,859,60 \text{ kg} \\W_{columnas} &= (0,30 \text{ m} * 0,30 \text{ m} * 3 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 21) &= 13\,608 \text{ kg} \\W_{acabados} &= (7 \text{ m} * 18,90 \text{ m}) * 90 \text{ kg/m}^2 &= 8\,694 \text{ kg}\end{aligned}$$

**Total de la carga muerta = 72 126,60 kg**

##### Carga viva

$$CV = 132,30 \text{ m}^2 * 100 \text{ kg/m}^2 = 13\,230 \text{ kg}$$

##### Peso del segundo nivel

$$W = CM + CV$$

$$W = 72\,126,60 \text{ kg} + 13\,230 \text{ kg} = \mathbf{85\,356,60 \text{ kg}}$$

## b. Primer nivel

### Carga muerta

$$W_{\text{Losa}} = ((\text{espesor de losa}) (W_{\text{Concreto}}) * (\text{área tributaria}))$$

$$W_{\text{losa}} = (2\,400 \text{ kg/m}^2 * 0,12 \text{ m}) * 132,30 \text{ m}^2 = 38\,102,40 \text{ kg}$$

$$W_{\text{viga}} = (0,20 \text{ m} * 0,35 \text{ m} * 6,85 * 7 * 2\,400 \text{ kg/m}^3) \\ + (0,20 \text{ m} * 0,25 \text{ m} * 3,15 * 18 * 2\,400 \text{ kg/m}^3) = 14\,859,60 \text{ kg}$$

$$W_{\text{columnas}} = (0,30 \text{ m} * 0,30 \text{ m} * 3 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 21) = 13\,608 \text{ kg}$$

$$W_{\text{acabados}} = 132,30 \text{ m}^2 * 90 \text{ kg/m}^2 = 11\,907 \text{ kg}$$

$$W_{\text{muros}} = (135,50 \text{ m}^2) * 150 \text{ m} = 2\,472 \text{ kg}$$

$$\text{Total de la carga muerta} = \mathbf{98\,802 \text{ kg}}$$

### Carga viva

$$CV = CV_{\text{Aulas}} + C_{\text{Pasillo}}$$

$$CV = (94,50 \text{ m}^2 * 200 \text{ kg/m}^2) + (37,80 \text{ m}^2 * 500 \text{ kg/m}^2) = 37\,800 \text{ kg}$$

### Peso del primer nivel

$$W = CM + CV$$

$$W = 98\,802 \text{ kg} + 37\,800 \text{ kg} = \mathbf{136\,602 \text{ kg}}$$

### Peso total de la estructura = W total

$$W_{\text{total}} = W_{1\text{nivel}} + W_{2\text{nivel}}$$

$$W_{\text{total}} = 136\,602 \text{ kg} + 85\,356,60 \text{ kg}$$

$$\mathbf{W_{\text{total}} = 221\,958,60 \text{ kg.}}$$

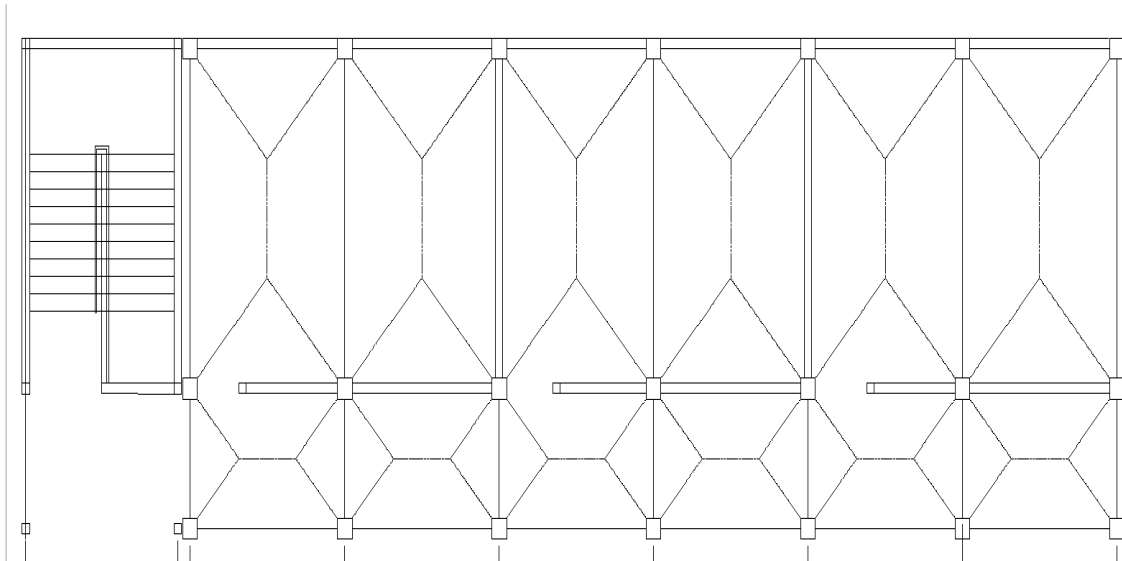
### Integración de cargas para el marco crítico

$$\text{Losa 1er nivel: } (2\,400 \text{ kg/m}^3)(0,12 \text{ m}) + 90 \text{ kg/m}^2 = 378 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Losa 2do nivel: } (2\,400 \text{ kg/m}^3)(0,10 \text{ m}) + 90 \text{ kg/m}^2 = 330 \text{ kg/m}^2$$

Muros = 150 kg/m<sup>2</sup>  
 Carga viva aulas = 200 kg/ m<sup>2</sup>  
 Carga viva techo = 100 kg/ m<sup>2</sup>  
 Carga viva pasillo = 500 kg/ m<sup>2</sup>

Figura 5. Áreas tributarias



**Segundo nivel**

Lado largo Vigas de eje 1a 7

Carga muerta

$$CM = \frac{(losa + acabados)(area tributaria)}{longitud de viga} + P.P.Viga$$

$$CM = \frac{(330)(4,63)}{3,15 m} + \frac{(0,2 * 0,2 * 3,15)(2 400)}{3,15 m} = 605 kg / m$$

Carga viva

$$CV = \frac{(carga viva techo)(area tributaria)}{longitud de viga}$$

$$CV = \frac{(100 kg / m^2)(4,63 m^2)}{3,15 m} = 147 kg / m$$

Lado corto Y

Viga (2 m):

$$CM = \frac{(330 \text{ kg/m}^2)(2 \text{ m}^2)}{2 \text{ m}} + \frac{(0,2 \text{ m} * 0,25 \text{ m} * 2 \text{ m}) * 2400 \text{ kg/m}^3}{2 \text{ m}} = 498 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{(100 \text{ kg/m}^2)(2 \text{ m}^2)}{2 \text{ m}} = 100 \text{ kg/m}$$

Viga (4,85 m):

$$CM = \frac{(330 \text{ kg/m}^2)(10,32 \text{ m}^2)}{4,85 \text{ m}} + \frac{(0,2 \text{ m} * 0,25 \text{ m} * 4,85 \text{ m}) * 2400 \text{ kg/m}^3}{4,85 \text{ m}} = 870,2 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{(100 \text{ kg/m}^2)(10,32 \text{ m}^2)}{4,85 \text{ m}} = 212,80 \text{ kg/m}$$

## Primer Nivel

Lado largo

Vigas de eje de 1 a 6

$$CM = \frac{(\textit{losa} + \textit{acabados} + \textit{muros} + \textit{piso})(\textit{area tributaria})}{\textit{longitud de viga}} + P.P.Viga$$

$$CM = \frac{(378 \text{ kg/m}^2)(4,63 \text{ m}^2)}{3,15 \text{ m}} + \frac{(0,2 \text{ m} * 0,25 \text{ m} * 3,15 \text{ m}) * 2400 \text{ kg/m}^3}{3,15 \text{ m}} + (150 * 3)$$

$$= 1125,6 \text{ kg/m}$$

Carga viva

$$CV = \frac{(\textit{carga viva entrepiso})(\textit{area tributaria})}{\textit{longitud de viga}}$$

$$CV = \frac{(200 \text{ kg/m}^2)(2,48 \text{ m}^2)}{3,15 \text{ m}} + \frac{(500 \text{ kg/m}^2)(2,15 \text{ m}^2)}{3,15 \text{ m}} = 498,7 \text{ kg/m}$$



Lado corto Y

Viga (2 m):

$$CM = \frac{(378 \text{ kg/m}^2)(2 \text{ m}^2)}{2 \text{ m}} + \frac{(0,2 \text{ m} * 0,35 \text{ m} * 2 \text{ m}) * 2400 \text{ kg/m}^3}{2 \text{ m}} = 1038 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{(500 \text{ kg/m}^2)(2 \text{ m}^2)}{2 \text{ m}} = 500 \text{ kg/m}$$

Viga (4,85):

$$CM = \frac{(378 \text{ kg/m}^2)(10,32 \text{ m}^2)}{4,85 \text{ m}} + \frac{(0,2 \text{ m} * 0,35 \text{ m} * 4,85 \text{ m}) * 2400 \text{ kg/m}^3}{4,85 \text{ m}} = 1422,3 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{(200 \text{ kg/m}^2)(10,32 \text{ m}^2)}{4,85 \text{ m}} = 425,6 \text{ kg/m}$$

Este procedimiento se aplicó a todos los marcos de la estructura. Las figuras 6 y 7, muestran los modelos que se obtienen de la carga muerta y carga viva.

Figura 6. Carga muerta y carga viva - marco B

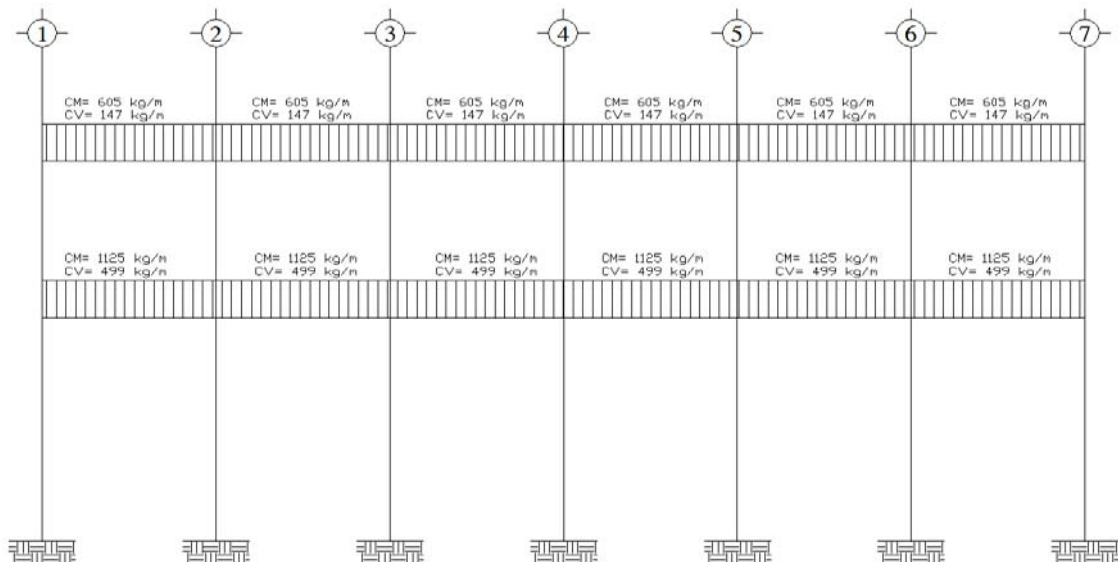
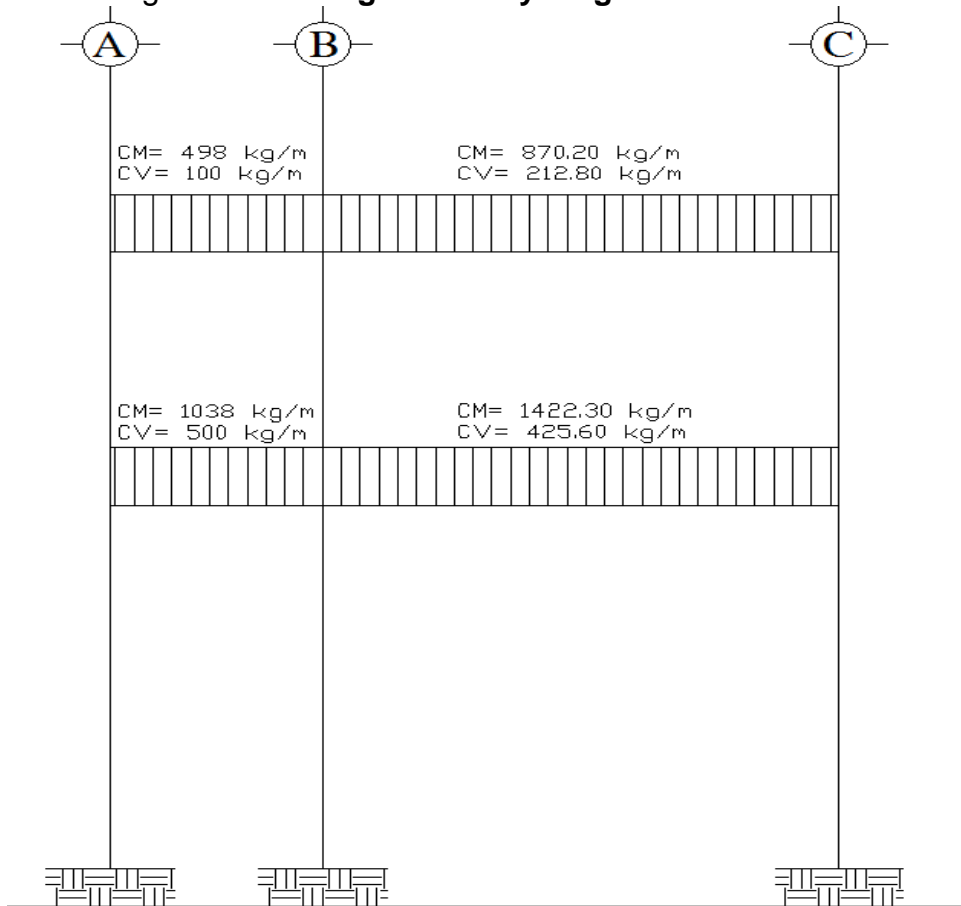


Figura 7. Carga muerta y carga viva - marco 3



#### 2.1.4.2.3.2. Cargas horizontales aplicadas a los marcos dúctiles

Son las fuerzas que producen sobre la estructura, efectos como el viento, impacto o sismos, estas cargas son dinámicas. Se analizará únicamente la fuerza producida por el sismo, pues el viento en una estructura pesada no tiene mayor efecto y solo es analizado para estructuras livianas. Para simplificar el análisis sísmico, se utilizan estas fuerzas como cargas laterales estáticas, que tendrán el mismo efecto de un sismo.

La carga sísmica depende del peso de la estructura. Se considera que la estructura se mantiene fija en su base siendo este el punto de aplicación de la fuerza. A esta fuerza se le llama corte basal (V) y ésta es transmitida a los elementos estructurales de forma proporcional a sus rigideces y posición con respecto a su centro de rigidez.

Guatemala es un país con riesgo sísmico, por tal razón se diseñan los edificios tomando en cuenta este fenómeno. Para encontrar las fuerzas sísmicas, se aplicará el método SEAOC.

Este método, utiliza la siguiente fórmula para encontrar el corte de basal

$$V = ZIKCSW$$

Dónde: ZIKCSW, son coeficientes que dependen del tipo de estructura, suelo, importancia de la estructura posterior al sismo, intensidad del sismo y zona sísmica.

**V** = corte de basal o corte en la base.

**Z** = coeficiente de riesgo sísmico que depende de la zona. El edificio se construirá en la región 4.2, por lo que  $Z=1$

**W** = peso propio de la estructura más el 25% de las cargas vivas.

**I** = 1,25; este coeficiente depende del uso que se le va a dar a la estructura después que ocurra el evento, en este caso es para institución pública.

**C** =  $\frac{1}{15\sqrt{T}}$ ; se conoce también como el coeficiente sísmico. T es el período

fundamental de vibración de la estructura, en segundos; se obtiene  $T = 0,09 * \frac{h}{\sqrt{b}}$ , donde h = es la altura de la base al del nivel más alto, b = la

dimensión de entrepiso, en dirección paralela a las fuerzas aplicadas.

El valor C debe ser menor que 0,12, si resulta mayor que 0,12 se debe usar 0,12. De igual manera el producto de C\*S no debe ser mayor que 0,14 o de lo contrario se usará este último.

**En sentido Y**

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}} =$$

$$t = \frac{0,09 * h}{\sqrt{b}} = \frac{0,09 * 7,30}{\sqrt{7,00}} = 0,243$$

$$C = \frac{1}{15\sqrt{0,243}} = 0,135$$

**En sentido X**

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}} =$$

$$t = \frac{0,09 * h}{\sqrt{b}} = \frac{0,09 * 7,30}{\sqrt{18,90}} = 0,1511$$

$$C = \frac{1}{15\sqrt{0,1511}} = 0,1715$$

$$S = 1,5$$

En x C\*S = 0,1715 \* 1,5 = 0,257, por lo tanto usar 0,14

En y C\*S = 0,135\*1,5 = 0,203, por lo tanto usar 0,14

**K** = 0,67; coeficiente que depende del tipo de estructura, considera la propiedad de absorción de energía inelástica de los marcos resistentes a los momentos, también la redundancia de los marcos, o la segunda línea de defensa presente en la mayor parte de los marcos completos, aunque no estén diseñados para resistir cargas laterales. Los edificios que no poseen, por lo menos, un marco espacial de apoyo de cargas verticales, se le asignan un valor alto para K=0,67, es el valor sugerido por la Uniform Building Code, para marcos dúctiles con nudos rígidos.

Ahora, sustituyendo en la fórmula de corte basal:

$$\text{Corte basal: } V = Z * I * K * C * S * W$$

$$V_x = (1) * (1,25) * (0,67) * (0,14) * (183\ 686)$$

$$V_x = 21\ 537,18\ \text{kg} = 21,537\ \text{ton}$$

$$V_y = (1) * (1,25) * (0,67) * (0,14) * (183\ 686)$$

$$V_y = 21\ 537,18\ \text{kg} = 21,537\ \text{Ton}$$

La fuerza total lateral V, es distribuida en toda la altura de la estructura, de acuerdo a la fórmula siguiente:

$$F_i = \frac{(V - F_t) * W_i H_i}{\sum W_i H_i}$$

Donde

V = corte basal

W<sub>i</sub> = peso de cada nivel

H<sub>i</sub> = altura de cada nivel

F<sub>t</sub> = fuerza en la cúspide

F<sub>i</sub> = fuerza por nivel

La fuerza concentrada en la cúspide, se calcula de la forma siguiente, debiendo cumplir con las siguientes condiciones.

Si T < 0,25 segundos; F<sub>t</sub> = 0

Si T > 0,25 segundos; F<sub>t</sub> = 0,07 \* T \* V

Donde

T = período fundamental de la estructura

De los cálculos anteriores se tiene T<sub>x</sub> = 0,1511 < 0,25, por lo que

F<sub>tx</sub> = 0; T<sub>y</sub> = 0,2433 < 0,25, por lo que F<sub>ty</sub> = 0

Distribuyendo el corte basal con la fórmula:

$$F_i = \frac{(V - F_t) * W_i H_i}{\sum W_i H_i}$$

Fuerza por nivel

$$F_1 = \frac{(21\,537,18 - 0)(108\,252 * 4,30)}{108\,252 * 4,30 + 75\,434,10 * 7,30} = 9\,865,85 \text{ kg}$$

$$F_2 = \frac{(21\,537,18 - 0)(75\,434,10 * 7,30)}{108\,252 * 4,30 + 75\,434,10 * 7,30} = 11\,671,33 \text{ kg}$$

Como comprobación =  $F_t + F_1 + F_2 = 0 + 9\,865,85 + 11\,671,33 = 21\,537,18 \text{ kg}$

### **Fuerzas por marco**

La distribución de cargas sísmicas dependerá de la simetría estructural, pues si existen excentricidades entre el centro de rigidez y el centro de masa, la capacidad torsional del edificio se verá afectada. Los marcos que tengan una mayor excentricidad, experimentarán una fuerza de marco ( $F_m$ ) mayor, a los que posean menor excentricidad. Por ello deberán ser diseñados para soportar mayores cargas sísmicas.

En las estructuras simétricas, se calculará dividiendo la fuerza por piso entre el número de marcos paralelos a esta fuerza. Si los marcos espaciados son asimétricos se tendrá que dividir la fuerza de piso  $F_i$  proporcional a la rigidez de los marcos.

### Fuerzas por marco en sentido x-x'

En este sentido los marcos son simétricos, por lo que:

$$F_{m1} = 9\,865,85 \text{ kg} / 7 \text{ marcos} = \mathbf{1\,409,41 \text{ kg.}}$$

$$F_{m2} = 11\,671,33 \text{ kg} / 7 \text{ marcos} = \mathbf{1\,677,33 \text{ kg.}}$$

### Fuerzas por marco en sentido y-y'

En este sentido los marcos no tienen simetría, por lo que hay torsión en la estructura.

Un método simplificado de analizar la torsión en las estructuras, consiste en considerar separadamente los desplazamientos relativos del edificio, ocasionados por la traslación y rotación en cada piso, tomando en cuenta la rigidez de cada nivel, estas fuerzas tendrán un desplazamiento unitario, distribuyendo los cortantes por torsión proporcionalmente a su rigidez. Los momentos de entrepiso se distribuyen en los diversos marcos y muros del sistema que resisten fuerzas laterales, de manera congruente con la distribución de los cortantes de entrepiso.

Según el tipo de estructura que se esté analizando, así será el tipo de apoyo y por lo tanto, la ecuación de la rigidez a usar.

Voladizo: se refiere a edificios de un nivel o a los últimos niveles de edificios de varios niveles. La rigidez se calcula con la siguiente fórmula:

$$K = \frac{1}{\frac{Ph^3}{3EI} + \frac{1.2Ph}{AG}} \quad I = \frac{1}{12}bh^3$$
$$E = 15\,100\sqrt{f'c} \quad G = 0,40 E$$

Doblemente empotrado: se refiere a los primeros niveles o niveles intermedios de edificios de varios niveles. La rigidez se calcula con la siguiente fórmula:

$$K = \frac{1}{\frac{Ph^3}{12EI} + \frac{1,2Ph}{AG}}$$

Dónde:

P = carga asumida, generalmente 10 000 kg

h = altura del muro o columna analizada en centímetros

E = módulo de elasticidad del concreto = 15 100 f'c<sup>1/2</sup>

I = inercia del elemento, en cm<sup>4</sup>

A = sección transversal de la columna analizada

G = módulo de rigidez

Cuando el centro de rigidez CR no coincide con el centro de masa CM, se produce excentricidad en la estructura, esto es debido a que existe una distribución desigual y asimétrica de las masas y las rigideces en la estructura. La excentricidad se determina por medio de la diferencia que existe entre el valor del centro de masa y el valor del centro de rigidez.

### Fuerza del marco por torsión

El cálculo de la fuerza que llega a cada marco. Se realiza por medio de la suma algebraica de la fuerza de torsión F i'' (fuerza rotacional) y la fuerza directamente proporcional a la rigidez de los marcos Fi' (fuerza traslacional).

$$F_m = F_i' \pm F_i''$$

F<sub>m</sub> = Fuerza por marco

Para esto se utilizan las siguientes fórmulas:

$$F_i' = \frac{K_m * F_n}{\sum K_m * (\# \text{ de Marcos})} \quad F_i'' = \frac{e * F_n * (\# \text{ de Marcos})}{E_i} \quad E_i = \frac{\sum K_m d_i^2}{K_m d_i}$$



Dónde:

$K_m$  = rigidez del marco analizado

$\sum K_m$  = sumatoria de las rigideces de los marcos paralelos a la carga.

$F_n$  = Fuerza por nivel

$E_i$  = relación entre rigideces y brazo de palanca de cada marco

$d_i$  = distancia entre el CR y el eje de cada marco considerado

$e$  = excentricidad

### Primer nivel

La rigidez de la columna se trabaja como doblemente empotrada por ser primer nivel de un edificio de varios niveles, pero por simplicidad del análisis tomaremos  $K=1$ .

Centro de rigidez: se toma una esquina como el origen, y de allí se mide la distancia.

$$C.R. = \frac{\sum R_i \cdot d_i}{\sum R_i}$$

$$C.R. = \frac{(1 \cdot 6,85) + (1 \cdot 2) + (1 \cdot 0)}{(1+1+1)} = 2,95 \text{ m}$$

Centro de masa

$$C.M = L / 2$$

$$C.M = (2 + 4,85) / 2 = 3,425 \text{ m}$$

Excentricidad calculada =  $e_c$

$$e_c = CM - CR = 3,425 - 2,95 = 0,475 \text{ m}$$

$e_{\min} = 0,05 \cdot b = 0,05 \cdot 6,85 \text{ m} = 0,3425 \text{ m}$ , por lo tanto se tomó  $e = 0,475 \text{ m}$

$b$  = lado perpendicular donde actúa la carga.

Con las fórmulas ya descritas, se calcula la fuerza por marco. Para el sentido y, la fuerza del primer nivel es 9 865,85 kg, en el segundo nivel es 11 671,33 kg.

Tabla III. **Fuerza por marco por torsión del primer nivel en Y**

Marco	Km.	di	Km*di	Km*di <sup>2</sup>	Fi'	Fi''	Fm
C	1	3,9	3,9	15,21	3 288,62	736,51	<b>4 025,13</b>
B	1	-0,95	-0,95	0,9025	3 288,62	-179,41	<b>3 109,21</b>
A	1	-2,95	-2,95	8,7025	3 288,62	-557,10	<b>2 731,53</b>

Tabla IV. **Fuerza por marco por torsión del segundo nivel en Y**

Marco	Km.	di	Km*di	Km*di <sup>2</sup>	Fi'	Fi''	Fm
C	1	3,9	3,9	15,21	3 890,44	871,29	<b>4 761,73</b>
B	1	-0,95	-0,95	0,9025	3 890,44	-212,24	<b>3 678,20</b>
A	1	-2,95	-2,95	8,7025	3 890,44	-659,06	<b>3 231,39</b>

Si el valor  $F_m < F_i''$  se debe tomar  $F_i'$  como la fuerza del marco. Si el valor  $F_m > F_i''$ ,  $F_m$  será el valor del marco analizado. Es decir, que se toman los valores críticos.

Las figura 8 y 9 muestran la distribución de carga sísmica para el marco A y el marco 1.

Figura 8. Carga por sismo – marco crítico eje X

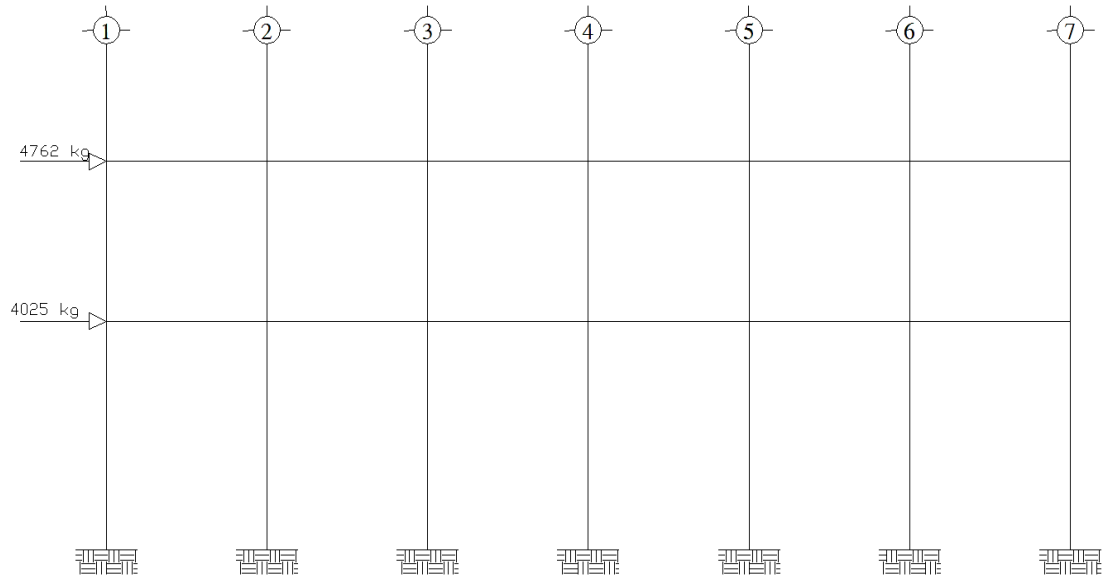
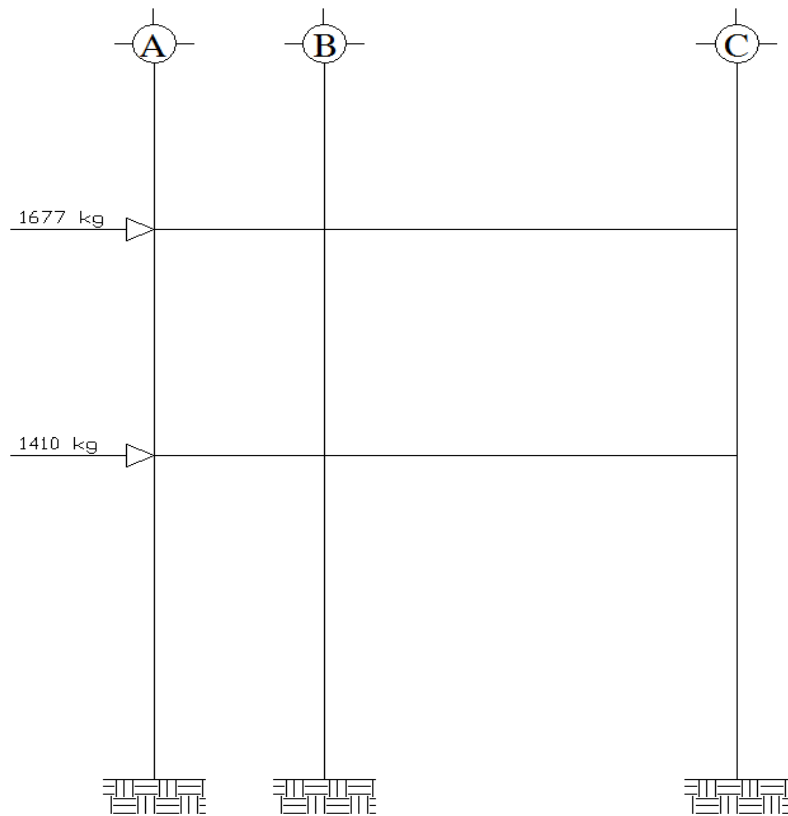


Figura 9. Carga por sismo - marco crítico eje Y



#### **2.1.4.2.4. Análisis de marcos dúctiles, utilizando software ETABS, y comprobación a través de un método numérico.**

Teniendo las secciones para los elementos estructurales e integradas las cargas que se aplican a estos, se procede al análisis estructural que determinará cómo reacciona la estructura a los esfuerzos de corte, flexión, torsión, etc.

En este caso se consideran únicamente las cargas verticales, producidas por los entrepisos que se suponen uniformemente distribuidas sobre vigas, y las fuerzas horizontales de sismo.

El análisis de marcos espaciales dúctiles resistentes a momentos, se realizó por medio del software ETABS V8, y a manera de comprobación se analizó la estructura por el método de Kanni; llegando a la conclusión de que, los resultados variaron en un margen del 10%, por lo que se decidió utilizar para el diseño de los elementos los valores del programa, confiando en que son valores que provienen de un análisis dinámico más completo, teniendo valores más cercanos a los reales.

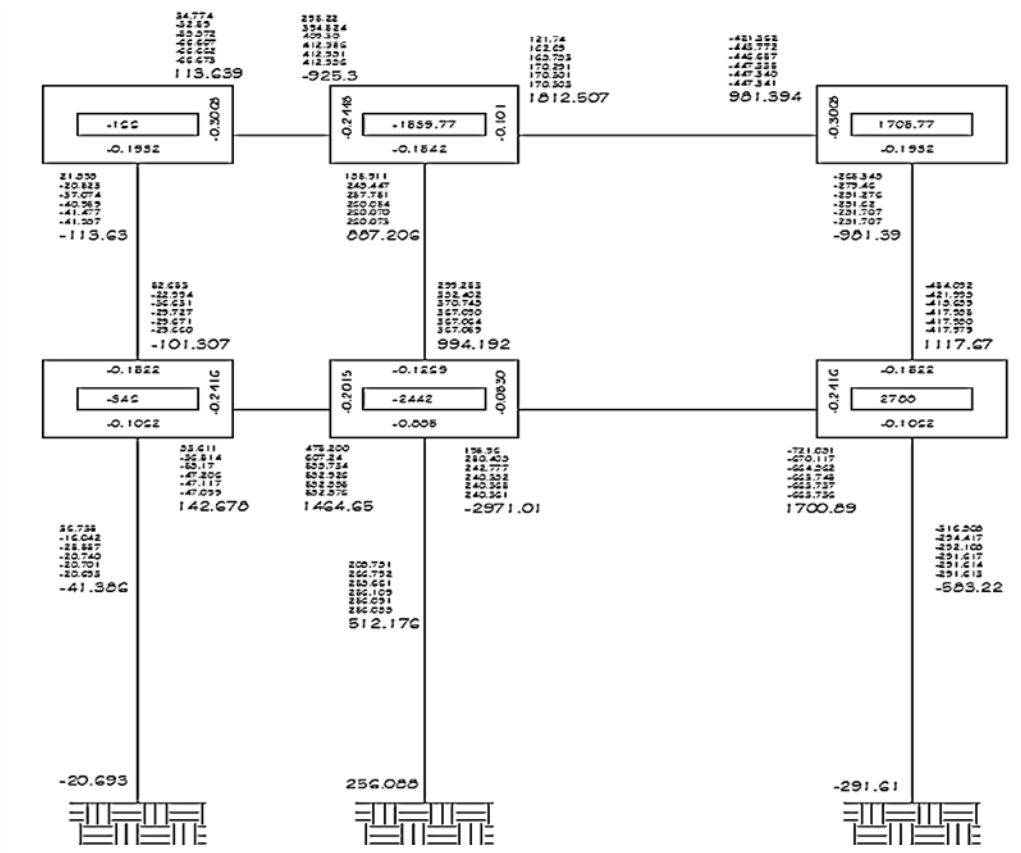
El proceso de ingreso de datos en el programa, empieza con el dibujo de las líneas guías de toda la estructura. Después se definen los materiales y las secciones de vigas y columnas. Se le coloca apoyo empotrado a la base del edificio.

Seguidamente se definen las cargas; muerta, viva y sismo y se introducen los valores, a las vigas donde actúan las cargas distribuidas, y a los nudos donde actúan las cargas puntuales. Cabe resaltar que cuando se hace

el análisis en ETABS, las cargas muertas distribuidas que soportan las vigas, no deben incluir el peso propio de la viga, pues el programa lo considera en su análisis, y si se coloca, se estaría incluyendo dos veces.

Ejemplo de método de Kanni para comparar con ETABS.

Figura 10. Momentos por carga muerta – marco crítico eje Y



El análisis estructural se realizó para cada una de las diferentes cargas utilizadas; muerta, viva y sismo. Los siguientes modelos presentan los resultados del análisis para cada tipo de carga. Ver figuras 11 a la 16.

Figura 11. **Momentos por carga muerta – marco critico eje Y**

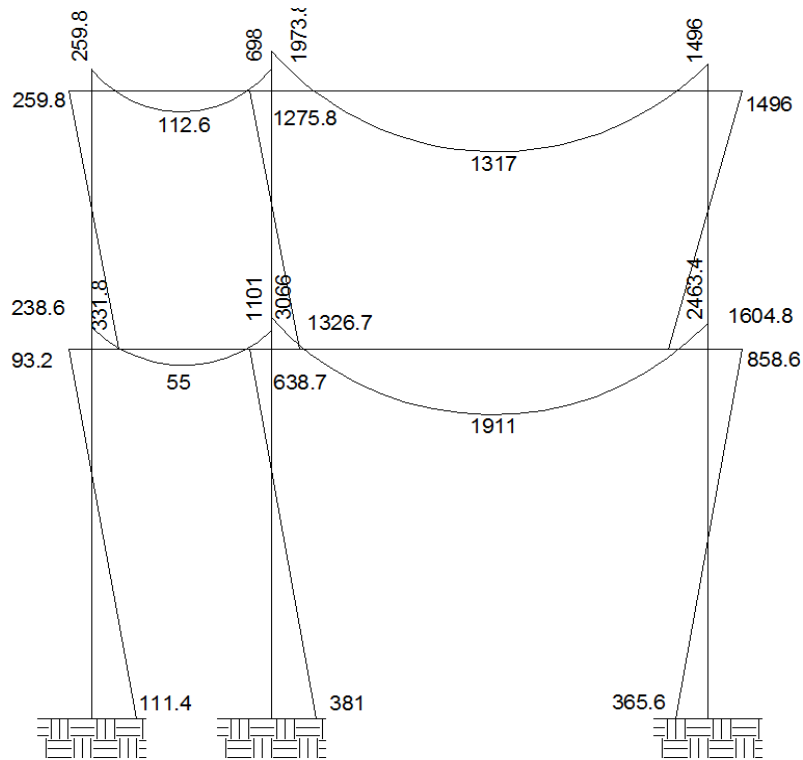


Figura 12. **Momentos por carga viva – marco critico eje Y**

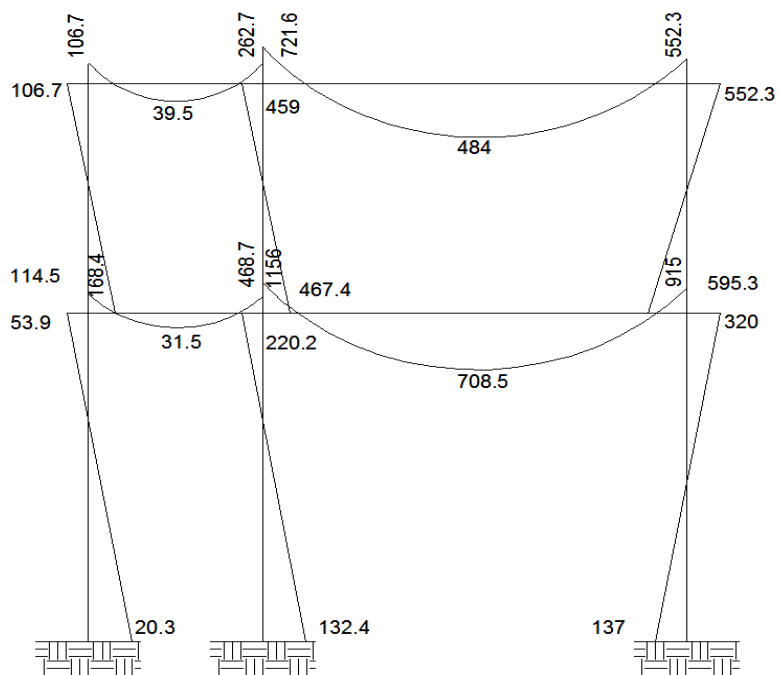


Figura 13. Momentos por carga de sismo – marco crítico eje Y

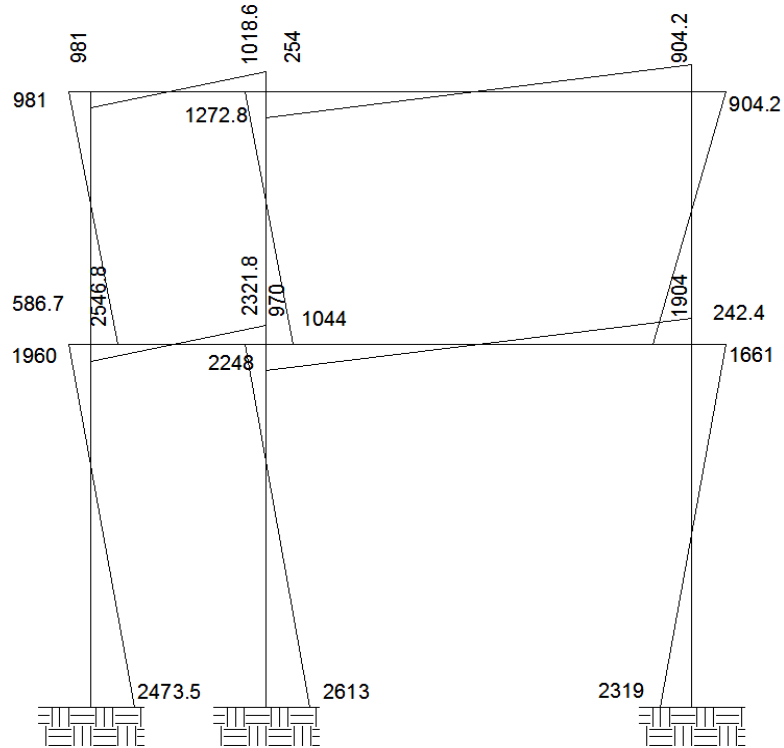


Figura 14. Momentos por carga muerta – marco crítico eje X

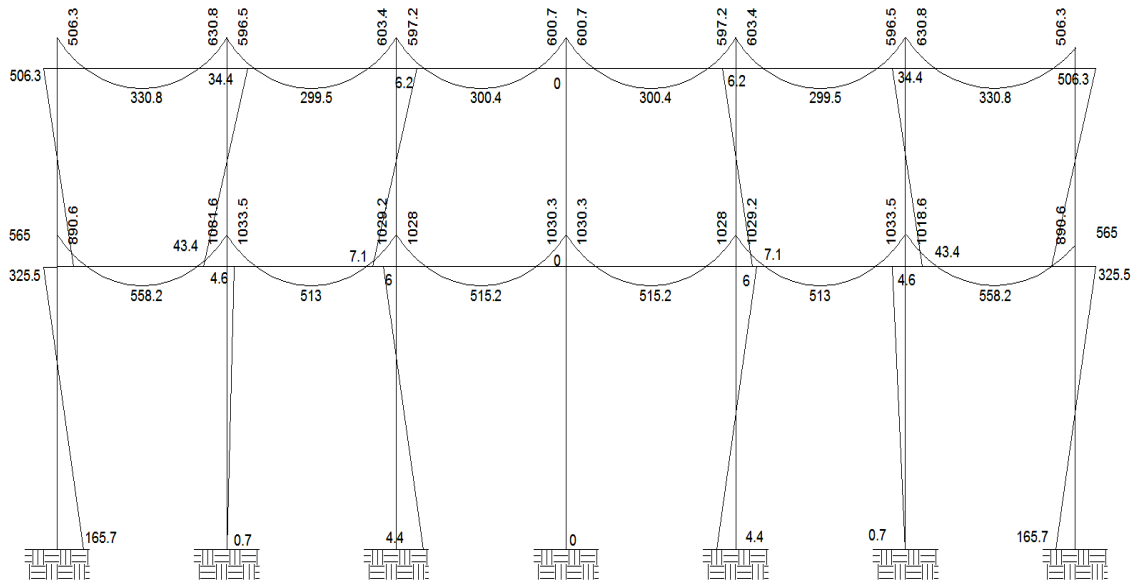


Figura 15. Momentos por carga viva – marco crítico eje X

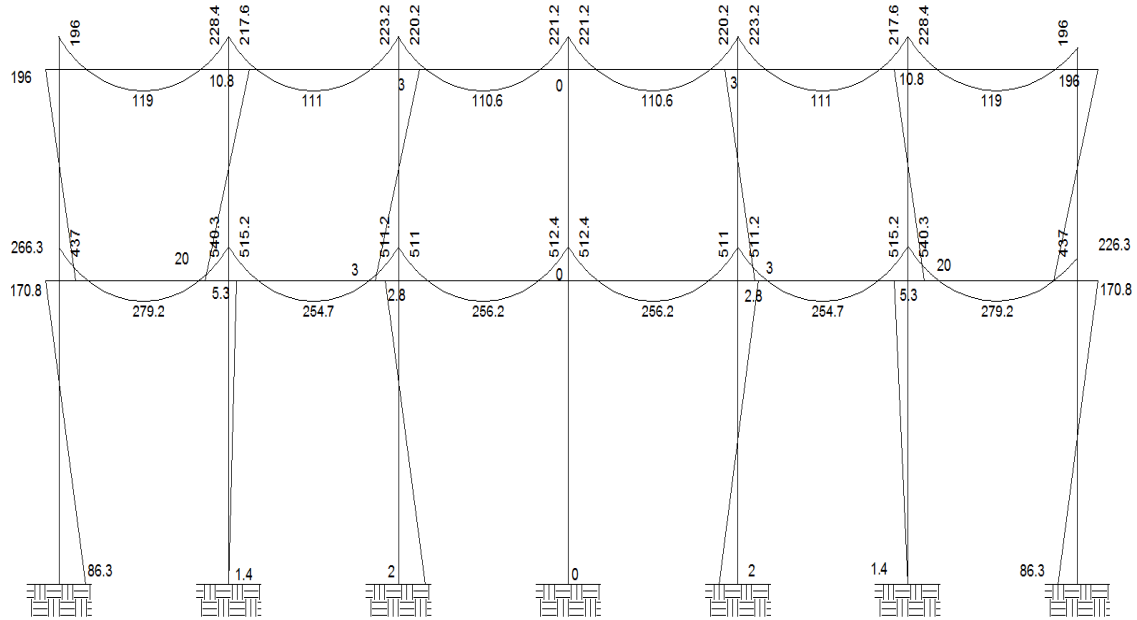
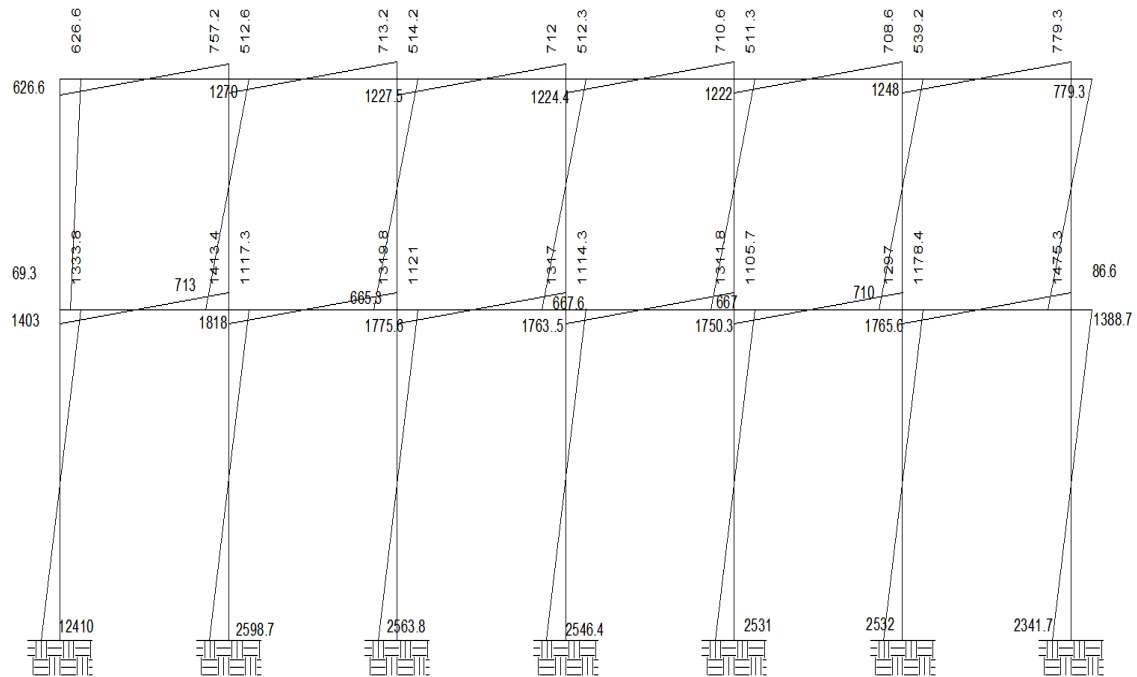


Figura 16. Momentos por carga de sismo – marco crítico eje X





#### 2.1.4.2.5. Momentos últimos por envolvente de momentos

Con los momentos de las cargas separadas de los marcos, se calculan los momentos últimos que actúan sobre estos, aplicando la envolvente de momentos, que según ACI es la superposición de los momentos de carga muerta, viva y sísmica. Las diferentes combinaciones para la envolvente de momentos que recomienda ACI son:

- **Para los momentos últimos negativos en vigas**

$$M_{(-)} = 0,75( 1,4M_{CM} + 1,7M_{CV} + 1,87M_s )$$

$$M_{(-)} = 0,75( 1,4M_{CM} + 1,7M_{CV} - 1,87M_s )$$

- **Para los momentos últimos positivos en vigas**

$$M_{(+)} = 1,4M_{CM} + 1,7M_{CV}$$

- **Para los momentos últimos en columnas**

$$M_c = 0,75(1,4M_{CM} + 1,7M_{CV} + 1,87M_s)$$

$$M_c = 0,75(1,4M_{CM} + 1,7M_{CV} - 1,87M_s)$$

Debe usarse el más crítico de los casos, de todas las combinaciones, la crítica es cuando se agrega el momento de sismo.

Ver los diagramas de envolvente de momentos en vigas y columnas para los marcos A y 3. Ver figuras de la 17 a la 18.

Figura 17. **Envolvente de momentos – marco crítico eje Y**

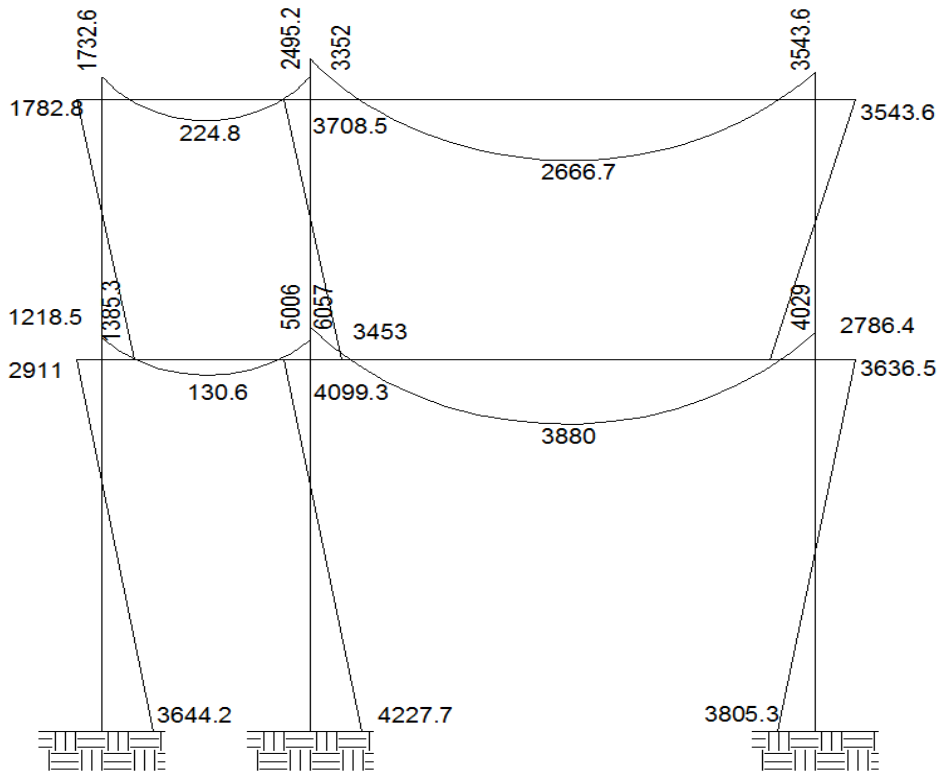
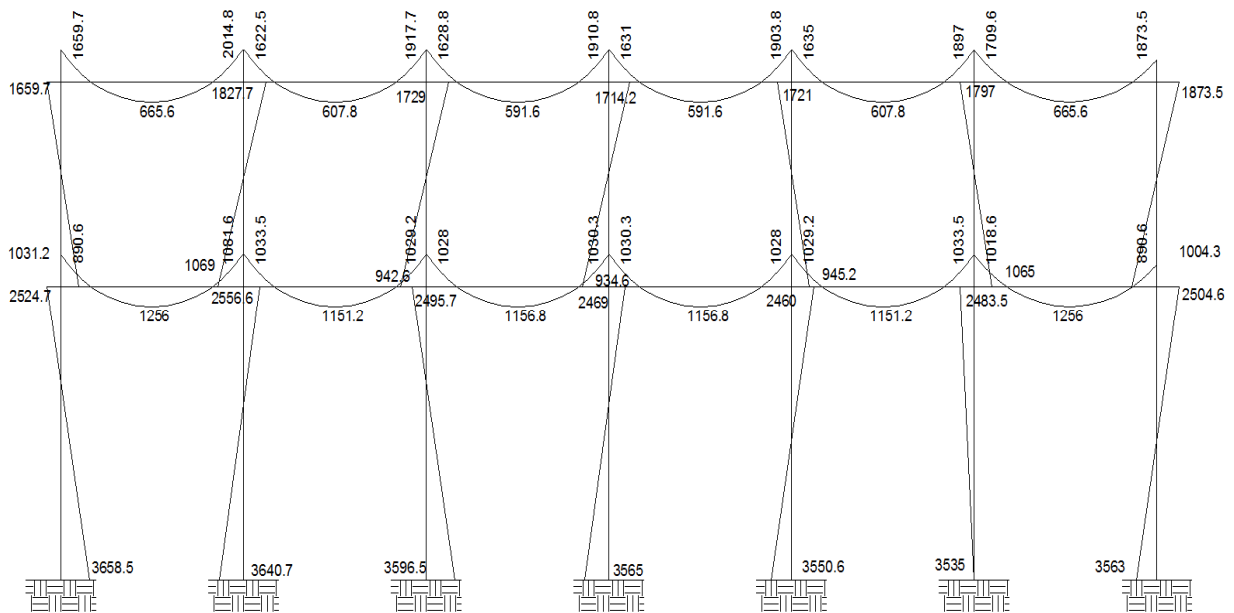


Figura 18. **Envolvente de momentos – marco crítico eje X**



### 2.1.4.2.6. Diagrama de corte y momento

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

#### Corte en vigas:

$$V_v = 0,75 * \left[ \frac{1,4(W_{cm} * L)}{2} + \frac{1,7(W_{cv} * L)}{2} + \frac{1,87(\sum Ms)}{L} \right]$$

#### Corte en columnas:

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

Las siguientes tablas muestran los valores de corte último para las vigas y columnas de ambos marcos.

Tabla V. **Corte último en vigas del segundo nivel, marco crítico Y**

	W cm	W cv	Ms1	Ms2	L	Vu
V1	498	100	1 018,6	980,9	2,00	2 052,55
V2	870,2	212,8	254,1	904,2	4,85	3 208,65

Tabla VI. **Corte último en vigas del primer nivel, marco crítico Y**

	W cm	W cv	Ms1	Ms2	L	Vu
V1	1 038	500	2 546,8	2321,8	2	5 141,5
V2	1 422	425,6	970	1 903,6	4,85	5 767,6

Tabla VII. **Corte último en columnas del segundo nivel, marco crítico Y**

	M1	M2	L	Vu
C1	981	586,7	3	522,6
C2	1 272,8	1 044	3	772,3
C3	904,2	242,4	3	382,2

Tabla VIII. **Corte último en columnas del primer nivel, marco crítico Y**

	M1	M2	L	Vu
C1	1 960	2 473,5	3	1 031
C2	2 247,7	2 613	3	1 130,4
C3	1 661,1	2 318,7	3	925,5

**Tabla IX. Corte último en vigas del segundo nivel, marco crítico X**

	W cm	W cv	Ms1	Ms2	L	Vu
V1	605	147	6 266	757,2	3,15	1 911,8
V2	605	147	512,6	713,2	3,5	1 841,5
V3	605	147	514,2	712,1	3,15	1 841,7
V4	605	147	512,3	710,6	3,15	1 840,2
V5	605	147	511,3	708,6	3,15	1 838,9
V6	605	147	539,2	779,3	3,15	1 882,8

**Tabla X. Corte último en vigas del primer nivel, marco crítico X**

	W cm	W cv	Ms1	Ms2	L	Vu
V1	1125	499	1 333,8	1 413,4	3,15	4 085,7
V2	1125	499	1 117,3	1 319,8	3,15	3 947,6
V3	1125	499	1 121	1 316,9	3,15	3 947,9
V4	1125	499	1 114,3	1 311,8	3,15	3 942,7
V5	1125	499	1 105,7	1 297	3,15	3 932,3
V6	1125	499	1 178,4	1 475,3	3,15	4 044,1

**Tabla XI. Corte último en columnas del segundo nivel, marco crítico X**

	M1	M2	L	Vu
C1	626,6	69,3	3	232
C2	1 269,8	712,8	3	660,9
C3	1 227,5	665,3	3	630,9
C4	1 224,4	667,6	3	630,7
C5	1 221,8	667,2	3	629,7
C6	1 247,8	709,8	3	652,5
C7	779,3	86,6	3	288,6

**Tabla XII. Corte último en columnas del primer nivel, marco crítico X**

	M1	M2	L	Vu
C1	1 403,1	2 410	3	1 271
C2	1 817,9	2 598,7	3	1 472,2
C3	1 775,6	2 563,8	3	1 446,5
C4	1 763,5	2 546,4	3	1 436,6
C5	1 750,3	2 531	3	1 427,1
C6	1 765,6	2 532,1	3	1 432,6
C7	1 388,7	2 341,7	3	1 243,5

Figura 19. **Envolvente de corte – marco crítico eje Y**

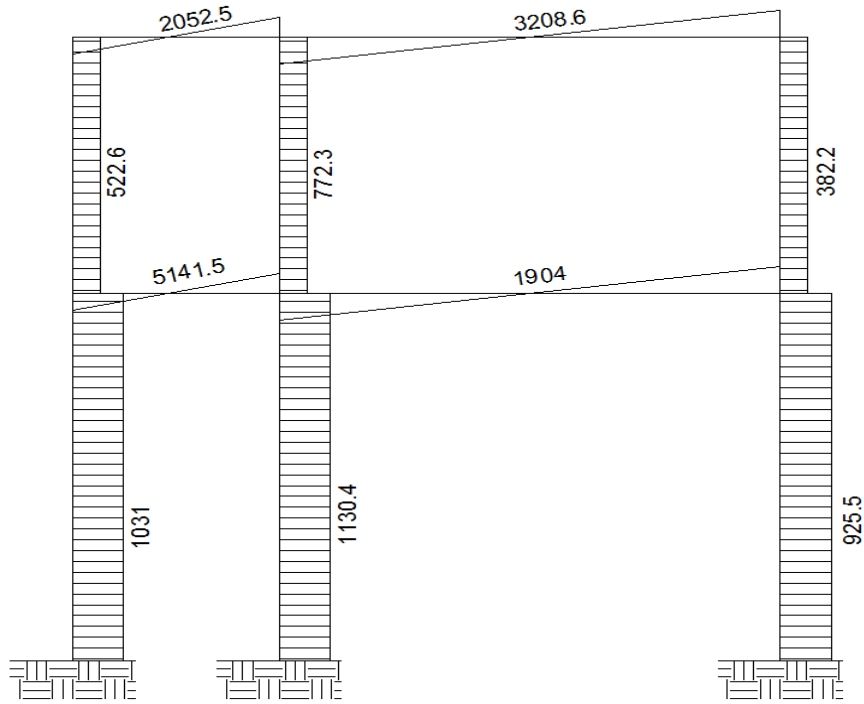
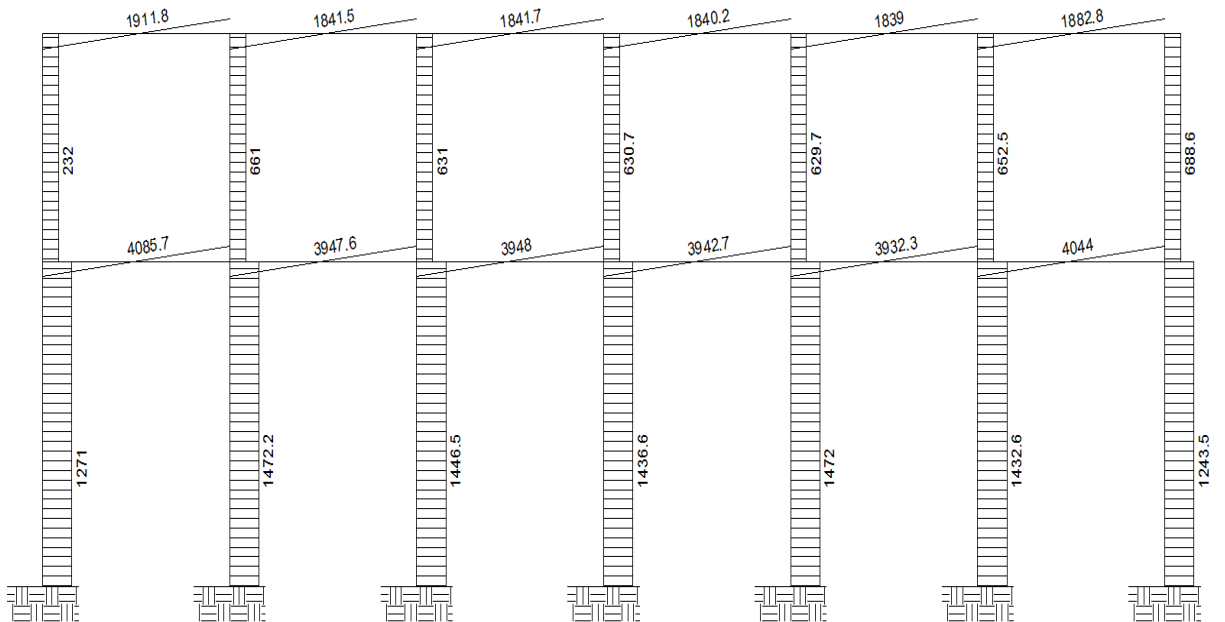


Figura 20. **Envolvente de corte – marco crítico eje X**



### 2.1.4.3. Diseño de elementos

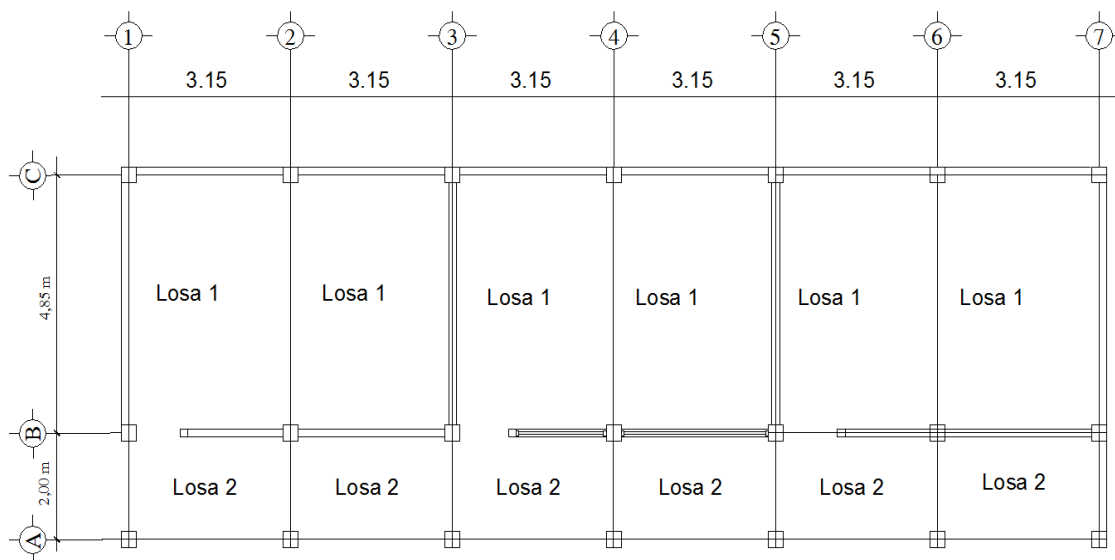
El diseño estructural, consiste en determinar la cantidad necesaria de acero de refuerzo, para los distintos elementos estructurales, para que estos puedan soportar las condiciones más críticas de combinación de momentos. De esta manera, la estructura es funcional y segura. Los diseños de los respectivos elementos se presentan a continuación:

#### 2.1.4.3.1. Diseño de losas

Para diseñar las losas se utilizó el método 3 del ACI, el cálculo del espesor se presentó en la sección 2.1.4.2.1.

En la figura 21 se especifica la planta de distribución de losas que se utilizó en los dos niveles, las cargas de diseño fueron expuestas en la sección 2.1.3.5.1, así como la integración de las mismas.

Figura 21. Planta de distribución de losas



## Diseño de losas del nivel 1

Carga muerta:

$$\begin{aligned} \text{Losas: } & (2\,400 \text{ kg/m}^3)(0,12 \text{ m}) = 288 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Acabados} & = 90 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Muros} & = 150 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Total} & = 528 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Carga viva

$$\begin{aligned} \text{Aulas} & = 200 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Pasillo} & = 500 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Carga última} & = 1,4 * CM + 1,7 * CV \\ & = 1,4 * 528 \text{ kg/m}^2 + 1,7 * 200 \text{ kg/m}^2 \\ & = 739,20 \text{ kg/m}^2 + 340 \text{ kg/m}^2 = 1\,079,20 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

### Cálculo de los momentos actuantes:

Para los momentos, se consideran franjas unitarias de un metro de ancho.

$$CUu = 1\,079,20 \text{ kg/m}^2 * 1 \text{ m} = 1\,079,20 \text{ kg/m}$$

#### Momentos negativos:

$$\begin{aligned} Ma^- & = Ca^-(Cu)(a)^2 \\ Mb^- & = Cb^-(Cu)(b)^2 \end{aligned}$$

#### Momentos positivos:

$$\begin{aligned} Ma^+ & = Ca^+(Cmu)(a)^2 + Ca^+(Cvu)(a)^2 \\ Mb^+ & = Cb^+(Cmu)(b)^2 + Cb^+(Cvu)(b)^2 \end{aligned}$$

Dónde:

M = momento actuante

C = coeficiente de tablas de ACI 318-99

CVu, CMu = carga viva y muerta últimas

a, b = dimensión considerada en el análisis

Losa 1:

$m = 3,15/4,85 = 0,65$ , por lo que trabaja en dos sentidos.

$m = 0,52$  caso 9

$Ca^- = 0,083$

$Cb^- = 0,008$

$Ca^+_{CM} = 0,034$

$Cb^+_{CM} = 0,005$

$Ca^+_{CV} = 0,054$

$Cb^+_{CV} = 0,009$

$$Ma^- = (0,083) * 1\ 079,20 * (3,15)^2 = 888,80 \text{ kg-m}$$

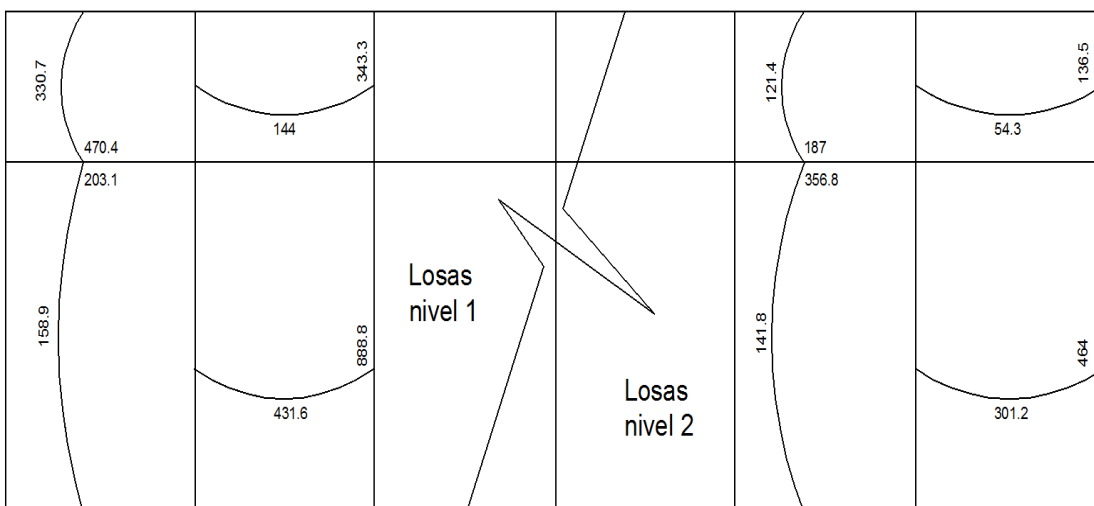
$$Mb^- = (0,008) * 1\ 079,20 * (4,85)^2 = 203,10 \text{ kg-m}$$

$$Ma^+ = (0,034) * 739,20 * 3,15^2 + (0,054) * 340 * 3,15^2 = 431,56 \text{ kg-m}$$

$$Mb^+ = (0,005) * 739,20 * 4,85^2 + (0,009) * 340 * 4,85^2 = 158,92 \text{ kg-m}$$

Si siguiendo el procedimiento anterior, se calculan los momentos en todas las losas, dando como resultado los datos de la figura 22.

Figura 22. **Planta de momentos actuantes en losas típicas**





## Balance de momentos

Cuando dos losas comparten un lado en común y en el mismo ambas presentan diferencia de momentos actuantes, deben balancearse aplicando el siguiente criterio:

Si  $0,8 \cdot M_{\text{mayor}} \leq M_{\text{menor}}$ ; entonces  $MB = (M_{\text{mayor}} + M_{\text{menor}})/2$

Si  $0,8 \cdot M_{\text{mayor}} > M_{\text{menor}}$ ; entonces  $MB = \text{proporcional a su rigidez}$

Balance de momentos en Losa 1 y 2

$M_1 = 470,40 \text{ kg-m}$

$M_2 = 203,10 \text{ kg-m}$

$0,8 \cdot 470,40 = 376,32 > 203,10$ , por lo que el balance se hace por rigideces.

$$K_1 = \frac{1}{L_1} \quad K_2 = \frac{1}{L_2}$$

$K_1, K_2$  = las rigideces de las losas a y b

$L_1, L_2$  = longitudes de losa consideradas

$D_a, D_b$  = los factores de distribución de las losas a y b

Dónde:

$$D_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} \quad D_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2}$$

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

D1	D2
M1	M2
$(M_2 - M_1) \cdot D_1 + M_1$	$(M_2 - M_1) \cdot D_2 + M_2$
<b>MB</b>	<b>MB</b>

Dónde:

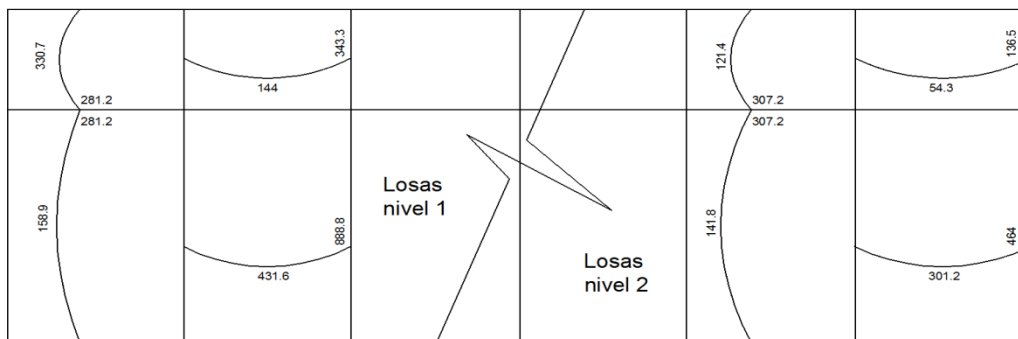
MB = Momento balanceado.

$$K_1 = \frac{1}{2} = 0,5 \quad K_2 = \frac{1}{4,85} = 0,206$$

$$D_1 = \frac{0,5}{0,5 + 0,206} = 0,708 \quad D_2 = \frac{0,206}{0,5 + 0,206} = 0,292$$

0,708	0,292
470,40	77,70
$(470,40 - 203,10) * 0,708 - 470,40$	$(470,40 - 203,10) * 0,292 + 203,10$
281,15 kg-m	281,15 kg-m

Figura 23. Momentos balanceados (kg-m) en losas



### Diseño del armado de losa

Primero, se debe establecer el acero mínimo y el momento que resiste, para luego calcular el acero de refuerzo para los momentos mayores al mínimo. Basado en el Código del ACI 318-99.

Datos:

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

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

$$B = 100 \text{ cm (franja para un metro)}$$

Para calcular del acero mínimo:

$$A_{s\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} * b * d$$

$$\rho_{\text{mín}} = 14,1 / F_y$$

Dónde:

b = franja unitaria.

t = espesor de la losa.

d = peralte efectivo.

Entonces:

$$d = 12 - 2,5 = \mathbf{9,5 \text{ cm}}$$

$$A_{s\text{mín}} = (14,1 / 2\ 810) * 100 * 9,5 = \mathbf{4,77 \text{ cm}^2}$$

Separación para  $A_{s\text{mín}}$  con varillas No. 3 ( $A_s = 0,71 \text{ cm}^2$ )

$$4,77 \text{ cm}^2 \text{ _____ } 100 \text{ cm}$$

$$0,71 \text{ cm}^2 \text{ _____ } S$$

$$S = 14,89 \text{ cm}$$

Separación máxima

$$S_{\text{max}} = 2t$$

$$S_{\text{max}} = 2 (12 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$$

Cálculo del momento que resiste el  $A_{s\text{mín}} = 4,77 \text{ cm}^2$

$$M_{A_{s\text{mín}}} = \phi * \left( A_s * f_y * \left( d - \frac{A_s * f_y}{1,7 * f'_c * b} \right) \right)$$

$$M_{A_{s\text{mín}}} = 0,9 * (4,77 \text{ cm}^2 * 2\ 810 \text{ kg/cm}^2 * \left( 9,5 \text{ cm} - \frac{4,77 \text{ cm}^2 * 2\ 810 \text{ kg/cm}^2}{1,7 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm}} \right))$$

$$M_{A_{s\text{mín}}} = 1\ 100,72 \text{ kg} - m$$

Para los momentos menores que resiste el Asmín, se armaran a  $S_{m\acute{a}x} = 14$  cm, para momentos mayores se armaran según indique el cálculo.

En los dos sentidos, todos los momentos son resistidos por el  $S_{m\acute{a}x}$ , por lo que se utilizara el Asmín, para todos los armados de losa con el espaciamiento indicado.

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

#### **Cálculo del corte máximo actuante**

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{C_u * L}{2} = \frac{1\,079,20 * 3,15}{2} = 1\,699,74 \text{ kg}$$

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

B= base, franja unitaria, 100 cm

#### **Cálculo de corte máximo resistente**

$$V_{res} = \phi \sqrt{f'_c} * b * d = 0,85 * \sqrt{210} * 100 * 9,5 = 11\,701,79 \text{ kg}$$

Comparar  $V_r$  con  $V_{m\acute{a}x}$

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

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

#### **Losas del segundo nivel**

El procedimiento es similar al anterior, variando los datos de carga viva y carga muerta, el armado final es con varillas No. 3 @ 18cm.

### 2.1.4.3.2. Diseño de vigas

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

El procedimiento seguido para diseñar vigas, se describe a continuación, aplicado a la viga T1 del primer nivel del marco 3. Los datos se obtienen del análisis estructural.

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

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

$$\text{Sección} = 20 * 35 \text{ cm}$$

$$\text{Rec.} = 3 \text{ cm}$$

$$d = 35 - 3 = 32 \text{ cm}$$

$$E_s = 2,1 * 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$M(-)1 = 6\,057,20 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M(-)2 = 4\,028,80 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M(+) = 3\,880 \text{ kg} - \text{m}$$

$$V_{\text{crítico}} = 5\,767,60 \text{ kg}$$

#### Límites de acero

$$\text{Fórmulas: } A_s \text{ mín} = \frac{14,1}{F_y} b * d \qquad A_s \text{ máx} = 0,50 * \rho_{bal} * b * d$$

$$A_s \text{ mín} = \frac{14,1}{2\,810} * 20 * 32 = 3,21 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{bal} = \frac{\beta_1 * 0,85 * f'_c}{f_y} * \frac{6\,115}{6\,115 + f_y} = \frac{0,85 * 0,85 * 210}{2\,810} * \frac{6\,115}{6\,115 + 2\,810} = 0,03699$$

$$A_s \text{ máx} = 0,50 * 0,03699 * 20 * 32 = 11,84 \text{ cm}^2$$

### Refuerzo longitudinal

$$A_s = (b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M * b}{0,003825 * f'c}}) \left( \frac{0,85 * f'c}{f_y} \right)$$

$$A_s = \left( 20 * 32 - \sqrt{(20 * 32)^2 - \frac{6\,057,20 * 20}{0,003825 * 210}} \right) \left( \frac{0,85 * 210}{2\,810} \right) \rightarrow A_s = 8,34 \text{ cm}^2$$

Los resultados para los momentos se observan en la tabla XIII.

Tabla XIII. **Cálculo del área de acero**

	Momento	As Req	As Mín	As Máx
M(-)1	6 057,20	8,34	3,21	11,84
M(+)	3 880	5,12	3,21	11,84
M(-)2	4 028,80	5,30	3,21	11,84

Para calcular el armado de la viga, se debe cumplir con los siguientes requisitos sísmicos, según el código ACI-318 Cáp. 21:

a) Cama superior:

Colocar 2 varillas como mínimo

Asmín	3,21 cm <sup>2</sup>	}	→	Se coloca el mayor
33% As(-) mayor	2,70 cm <sup>2</sup>			As = 3,21 cm <sup>2</sup>

**Armado propuesto 2 varillas No. 5 corridas = 3,96 cm<sup>2</sup>, si cumple**

b) Cama inferior:

Colocar 2 varillas como mínimo

As mín                      3,21 cm<sup>2</sup>

50%As(+)                2,56 cm<sup>2</sup>

33%As (-) mayor      2,70 cm<sup>2</sup>

}                      → Se coloca el mayor  
As mín. = 3,21 cm<sup>2</sup>

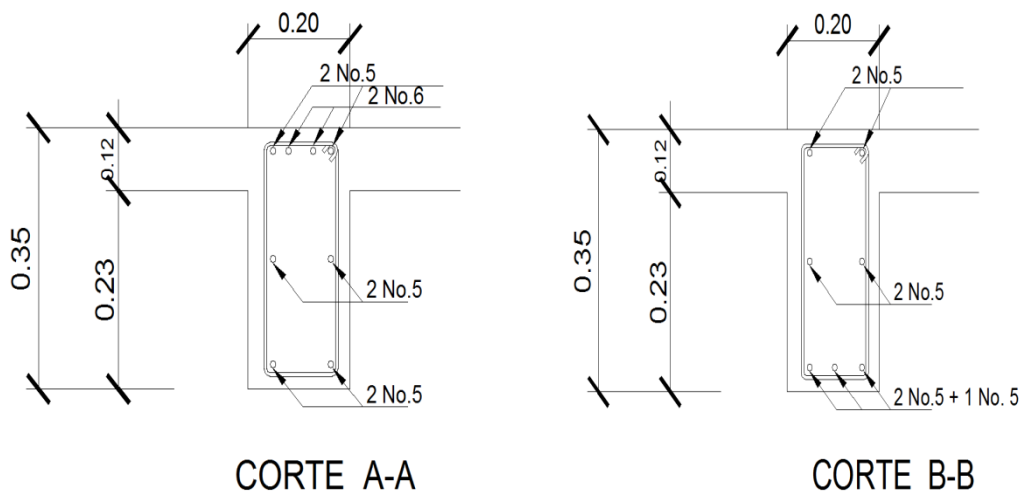
**Armado propuesto 2 varillas No. 5 corridas = 3,96 cm<sup>2</sup>, si cumple**

Tabla XIV. Armado de viga T1

Momento		As Req	Armado de la viga	chequeo	Ver figura 44
M(-)1	6 057 kg-m	8,34	2 varillas No. 5 corridas + 2 No. 6 bastones = 9,66 cm <sup>2</sup>	Si cumple	Sección A
M(+)	3 880 kg-m	5,12	2 varillas No.5 corridas + 1 No. 5 bastón = 5,94 cm <sup>2</sup>	Si cumple	Sección B
M(-)2	4 028,80 kg-m	5,30	2 varillas No.5 corridas + 1 No. 5 bastón = 5,94 cm <sup>2</sup>	Si cumple	Sección C

Debido a que la separación entre varillas de la cama superior y la inferior es casi 30 cm, es necesario colocar una varilla en medio como refuerzo adicional, equivalente a 0,58 pulg<sup>2</sup> por 1 ft de separación. Este refuerzo se coloca para que absorba los esfuerzos internos de corte del concreto.

Figura 24. Secciones de viga



### Cálculo de corte resistente

$$V_r = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 20 * 32 = 4\,178,15 \text{ kg.}$$

Comparar corte resistente con corte último:

Si  $V_r > V_u$  la viga necesita estribos solo por armado, a  $S_{\text{máx.}} = d/2 < 30 \text{ cm.}$

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

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

$S_{\text{máx.}} = d/2 = 23,5 \text{ cm} = 23 \text{ cm}$  usar mínimo acero No. 3

En este caso,  $V_r = 4\,178,15 \text{ kg} < V_u = 5\,767,60 \text{ kg}$ , entonces, se utiliza la ecuación anterior:

$$S = \frac{2 * 0,71 * 2\,810 * 32}{5\,767,60} = 22,14 \text{ cm} = 22 \text{ cm},$$

Este espaciamiento se utilizará en la sección, donde no resiste el concreto. Esta zona se obtiene mediante relación de triángulos.

$$\frac{4,85 / 2}{5\,767,60} = \frac{x}{4\,178,15} \quad x = 1,76 \text{ m}$$

Además, los requisitos mínimos para corte en zona confinada según el código ACI -318-99 en el artículo 21.3.3.

a)  $2d$  en ambos extremos =  $2 * 32 = 64 \text{ cm}$

b) Primer estribo a no más de  $5 \text{ cm}$

c)  $S_{\text{máx.}}$  no debe ser mayor que

-  $d/4 = 32/4 = 8 \text{ cm}$

-  $8 \text{ fb}$  longitudinal menor diámetro =  $8 * 1,9 = 15,20 \text{ cm}$

-  $24\phi b$  estribo =  $24 * 0,95 = 22,8 \text{ cm}$

- No mayor de  $30 \text{ cm}$

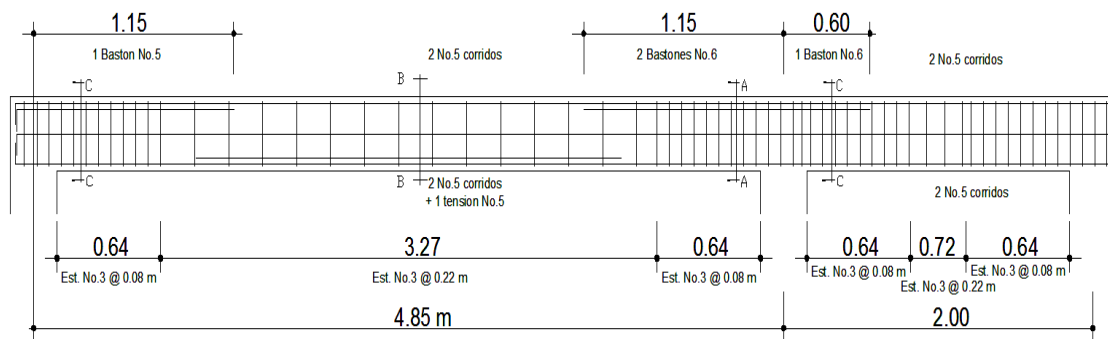
} se coloca el  
menor de todos



Smáx en extremo de viga es de 8 cm

El armado de estribos final para la viga, es el siguiente: el primer estribo No. 3 a 0,05 m + 9 Estribos No. 3 a 0,08 m en zona confinada en ambos extremos y el resto @ 0,22 m en zona no confinada. Ver figura 25, sección longitudinal de viga

Figura 25. Sección longitudinal de viga



### 2.1.4.3.3. Diseño de columnas

Son elementos estructurales sometidos a carga axial y momentos flexionantes. La carga axial es el valor de todas las cargas últimas verticales que soporta la columna, está determinada por el área tributaria. Los momentos flexionantes provienen del análisis estructural, para diseñar la columna, se toma el mayor de los dos momentos actuantes en extremos de ésta.

Se diseñarán únicamente las columnas críticas por cada nivel, es decir, las que están sometidas a mayores esfuerzos. El diseño resultante para cada columna es aplicado a todas las columnas del nivel respectivo. En esta sección se describe el procedimiento que se sigue para diseñar la columna típica del primer nivel.

## Datos

Sección de columna = 30 cm \* 30 cm     $M_y = 4\,227,70 \text{ kg} - \text{m}$   
Sección de viga 1 = 20 cm \* 35 cm     $M_x = 3\,658,50 \text{ kg} - \text{m}$   
Sección de viga 2 = 20 cm \* 25 cm     $V_x = 1\,472,10 \text{ kg}$   
Longitud de columna = 4,30 m     $V_y = 1\,130,40 \text{ kg}$   
Longitud de vigas = (6,3 + 4,85) m    Área tributaria = 10,80 m<sup>2</sup>  
Espesor de losa = 0,12 m

La carga axial,  $P_u$  que resiste la columna, es el peso de las columnas sobre la columna que se analizará, incluyendo el área tributaria de las columnas por encima de la que se está analizando.

$$CU = 1,4 \text{ CM} + 1,7 \text{ CV}$$

$$\text{Segundo nivel: } CU = 1,4 (330) + 1,7 (100) = 632 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Primer nivel: } CU = 1,4 (528) + 1,7 (200) = 1\,079,20 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo del factor de carga última

$$F_{cu} = \frac{CU}{CM + CV} = \frac{1\,079,20}{728} = 1,48$$

Cálculo de la carga axial:  $P_u = (A_T * CU) + (PP_{\text{vigas}} + PP_{\text{col}}) * F_{cu} =$

$$\text{2do. Nivel } P_u = (10,80 * 632) + \{(0,20 * 0,25 * 2\,400 * 6,30) + (0,20 * 0,35 * 2\,400 * 4,85) + (3 * 0,3 * 0,3 * 2\,400)\} * 1,48 = 10\,109,40 \text{ kg}$$

$$\text{1er. Nivel } P_u = (10,80 * 1\,079,20) + \{(0,20 * 0,25 * 2\,400 * 6,30) + (0,20 * 0,35 * 2\,400 * 4,85) + (4,30 * 0,3 * 0,3 * 2\,400)\} * 1,48 = 15\,354,80 \text{ kg}$$

$$P_u = 10\,109,40 + 15\,354,80 = \mathbf{25\,464,20 \text{ kg}}$$

## Clasificar las columnas por su esbeltez (E)

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

La esbeltez se calcula por la fórmula  $E = \frac{k * Lu}{R}$ ,

Dónde:

$k$  = coeficiente de rigidez de la columna.

$Lu$  = longitud efectiva

$R$  = radio de giro (0.3 h)

Cálculo de coeficiente que miden, el grado de empotramiento a la rotación en las columnas ( $\Psi$ ):

$$\Psi = \frac{0,7 * (\sum K_{col})}{0,35 * (\sum k_{viga})}$$

$K_{(rigidez)} = I / L$  ;  $I$  = Inercia,  $L$  = Longitud del elemento

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

$$I_{col} = \frac{30 * 30^3}{12} = 67\,500 \text{ cm}^4$$

$$I_{vigay} = \frac{20 * 35^3}{12} = 71\,458,33 \text{ cm}^4$$

$$I_{vigax} = \frac{20 * 25^3}{12} = 26\,041,67 \text{ cm}^4$$

Eje x:

$$K_{viga} = \frac{26\,041,67}{315} * 2 \text{ vigas} = 165,34$$

$$K_{col} = 2 * \frac{67\,500}{300} = 450$$

$$\psi = \frac{0,70 * 450}{0,35 * 165,34} = 5,44$$

Extremo inferior por estar empotrado  $\psi_b = 0$

$$\psi_p = \frac{\psi_a + \psi_b}{2} = \frac{5,44 + 0}{2} = 2,72$$

Coefficiente K

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

$$K = 0,9 * \sqrt{1 + \psi_p} \quad \text{para } \psi_p \geq 2$$

$$K = 0,9 * \sqrt{1 + 2,72} = 1,736$$

Esbeltez de columna

$$E = \frac{k * Lu}{\sigma} \quad \text{donde } \sigma = 0,3 * \text{lado menor para columnas rectangulares}$$

$$E = \frac{1,736 * 3}{0,30 * 0,30} = 57,87 > 22 \text{ y } < 100$$

Por lo tanto es una columna intermedia

El cálculo de la esbeltez de esta columna, en el sentido Y, se resume a continuación:

$$\Psi_p = 0,89$$

$$K = 1,436$$

$$E = 48,77 > 22 \text{ y } < 100$$

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

### Magnificación de momentos

Utilizando el método ACI de magnificación de momentos.

#### Sentido X

Cálculo del factor de flujo plástico del concreto:

$$\beta d = \frac{CMu}{CU} = \frac{1,4 * 528}{1079,20} = 0,685$$

Cálculo del EI total del material

$$Ec = 15100\sqrt{f'c} \qquad Ig = \frac{1}{12} * bh^3$$

$$EI = \frac{Ec * Ig}{2,5 * (1 + \beta d)}$$

$$EI = \frac{15100\sqrt{210} * \left(\frac{30 * 30^3}{12}\right)}{2,5 * (1 + 0,685)} = 3,5063 * 10^9 \text{ kg} - \text{cm}^2 = 350,63 \text{ ton} - \text{m}^2$$

Cálculo de la carga crítica de pandeo de Euler:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(K * Lu)^2} = \frac{\pi^2 * 350,6}{(1,736 * 3)^2} = 127,58 \text{ ton}$$

Cálculo del magnificador de momentos

$$\delta > 1 \quad \text{y} \quad \phi = 0,70 \text{ si se usan estribos}$$

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{Pu}{\phi Pcr}} = \frac{1}{1 - \frac{25,46}{0,70 * 127,58}} = 1,399$$

Cálculo de momentos de diseño:

$$Mdx = \delta * Mu = 1,40 * 3\,685,50 = 5\,159,70 \text{ kg} - m$$

### Sentido Y

$$\beta d = 0,685$$

$$EI = 350,63 \text{ t-m}^2$$

$$Pcr = 186,45 \text{ ton}$$

$$\delta = 1,2424$$

$$Mdy = \delta * Mu = 1,2424 * 4\,227,70 = 5\,252,50 \text{ kg} - m$$

### Cálculo del acero longitudinal por el método BRESLER

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

La idea fundamental es aproximar el valor  $1/P'u$ . Este valor se aproxima por un punto del plano determinado por tres valores:

1. Carga axial pura ( $P'o$ )
2. Carga de falla para una excentricidad  $ex$  ( $P'ox$ )
3. Carga de falla para una excentricidad  $ey$  ( $P'oy$ ).

Cálculo de límites de acero: según ACI, el área de acero en una columna debe estar dentro de los siguientes límites  $1\% Ag < As < 6\% Ag$  en zona sísmica.

$$As_{\min} = 0,01 (30*30) = 9 \text{ cm}^2 \quad As_{\max} = 0,06 (30*30) = 54 \text{ cm}^2$$

Se propone un armado, se aconseja iniciar con un valor cerca de  $A_{s\text{mín}}$ .  
Armado propuesto 8 No. 6 = 22,80 cm<sup>2</sup>

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

Valor de la gráfica

$$Y = X = \frac{H_{\text{núcleo}}}{H_{\text{columna}}} = \frac{b - 2\text{rec}}{h} = \frac{0,30 - 2 * 0,03}{0,30} = 0,80$$

Valores de la curva:

$$\rho_{\text{m}} = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c A_g} = \frac{26,92 * 2810}{0,85 * 210 * 900} = 0,47$$

Excentricidades:

$$e_x = \frac{M_{dx}}{P_u} = \frac{5159,70}{25464} = 0,2026$$

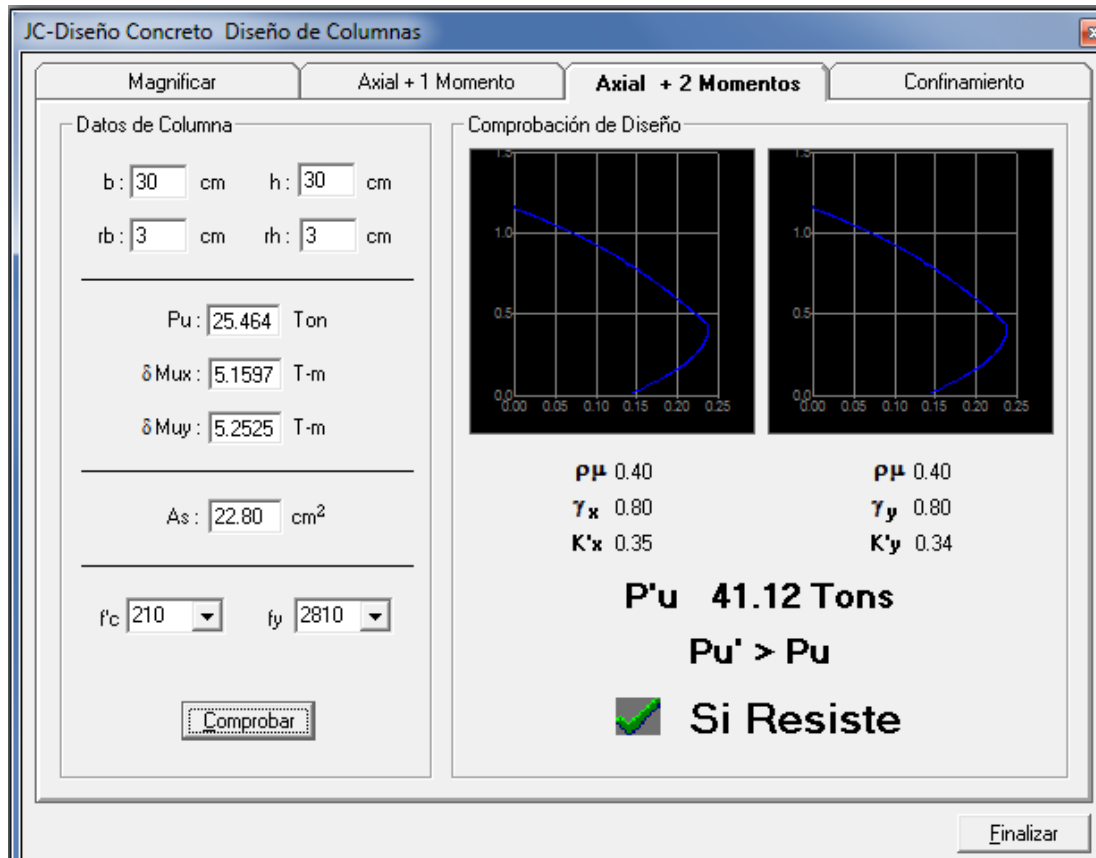
$$e_y = \frac{M_{dy}}{P_u} = \frac{5252,50}{25464} = 0,2063$$

Al conocer las excentricidades se calcula el valor de las diagonales

$$e_x/h_x = 0,2026/0,8 = 0,25325 \quad e_y/h_y = 0,2063/0,8 = 0,258$$

Con los valores obtenidos en los últimos cuatro pasos, se buscan los valores de los coeficientes  $K_x$  y  $K_y$ , en la gráfica de los diagramas de interacción. La grafica se encontró aplicando el programa JC Diseño de concreto, ver figura 26.

Figura 26. Gráfica programa JC-Diseño de concreto



### Cálculo de cargas

Carga de resistencia de la columna a una excentricidad ex:

$$P'_{ux} = K_x * f'_c * b * h = (0,35)(210)(30 * 30) = 66\ 150 \text{ kg}$$

Carga de resistencia de la columna a una excentricidad ey:

$$P'_{uy} = K_y * f'_c * b * h = (0,34)(210)(30 * 30) = 64\ 260 \text{ kg}$$

Carga axial de resistencia de la columna

$$P'_{o} = \phi(0,85 * f'_c(A_g - A_s) + A_s * F_y) = 0,7 * (0,85 * 210 * (900 - 20,8) + 20,8 * 2\ 810)$$

$$P'_{o} = 154\ 453,74 \text{ kg.}$$



Carga de la resistencia de la columna:

$$P'u = \frac{1}{\frac{1}{P'_{ux}} + \frac{1}{P'_{uy}} - \frac{1}{P'_o}} = \frac{1}{\frac{1}{62\,370} + \frac{1}{62\,370} - \frac{1}{154\,453}} = 41\,314 \text{ kg}$$

El valor de P'u debe ser mayor o igual a Pu/0,7

$$\frac{25\,464}{0,7} = 36\,377 < 41\,314 \text{ kg}$$

Como P'u > Pu/0,7, el armado propuesto resiste las fuerzas aplicadas, si esto no fuera así se debe aumentar el área de acero hasta que cumpla.

### Refuerzo transversal

Además de diseñar las columnas para resistir flexocompresión, es necesario dotarlas con suficiente ductilidad, para que absorban parte de la energía del sismo, esto se logra mediante un mayor confinamiento en los extremos. Se ha determinado que si las columnas se confinan, su capacidad de carga es mucho mayor y mejora notablemente la ductilidad de la columna.

Se debe chequear Vr con Vu con los siguientes criterios:

Si Vr > Vu se colocan estribos a S = d / 2

Si Vr < Vu se diseñan los estribos por corte

Se calcula el corte resistente

$$V_r = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 30 * 27 = 5\,288 \text{ kg}$$

Vu = 1 472,10 kg Vr > Vu; los estribos se colocaran en zona no confinada a d/2.

Para ambas opciones, debe considerarse que la varilla utilizada en este diseño será la número 3.

En este caso  $V_r > V_u$ , se colocan estribos a  $S = d / 2 = 27 / 2 = 13,5$ .  
 Los estribos se colocaran a cada 13 cm con varillas No. 3

### Refuerzo por confinamiento

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

$$L_o \left\{ \begin{array}{l} L_u / 6 = 2,60 / 6 = 0,43 \text{ m} \\ \text{Lado mayor de la columna} = 0,30 \text{ m} \\ 48\emptyset \text{ varilla transv.} = 0,437 \text{ m} \\ 16\emptyset \text{ varilla long.} = 0,45 \text{ m} \end{array} \right.$$

### Longitud de confinamiento: 0,45 m

Cálculo de la relación volumétrica.

$$\rho_s = 0,45 * \left( \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right) \left( \frac{0,85 * f'_c}{f_y} \right) : \text{ Pero debe cumplir con } \rho_s \geq 0,12 * \left( \frac{f'_c}{f_y} \right)$$

Donde  $A_{ch}$  = Area chica =  $dx * dy = 24 * 24 = 576 \text{ cm}^2$

$$\rho_s = 0,45 * \left( \frac{30^2}{24^2} - 1 \right) \left( \frac{0,85 * 210}{2810} \right) = 0,01608$$

$$0,12 * \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) = 0,12 * \left( \frac{210}{2810} \right) = 0,00897$$

$0,01608 \geq 0,00897$  Por lo que se utiliza  $\rho_s$

Utilizando varillas número 3 para los estribos, el espaciamiento en la zona confinada es:

$$S_1 = \frac{2A_v}{\rho_s L_e} = \frac{2 * 0,71}{0,01608 * 24} = 3,68 \text{ cm} \approx 4 \text{ cm}$$

Para la zona confinada = 45 cm, estribo No. 3 @ 4 cm.

Figura 27. **Detalle refuerzo a corte columnas**

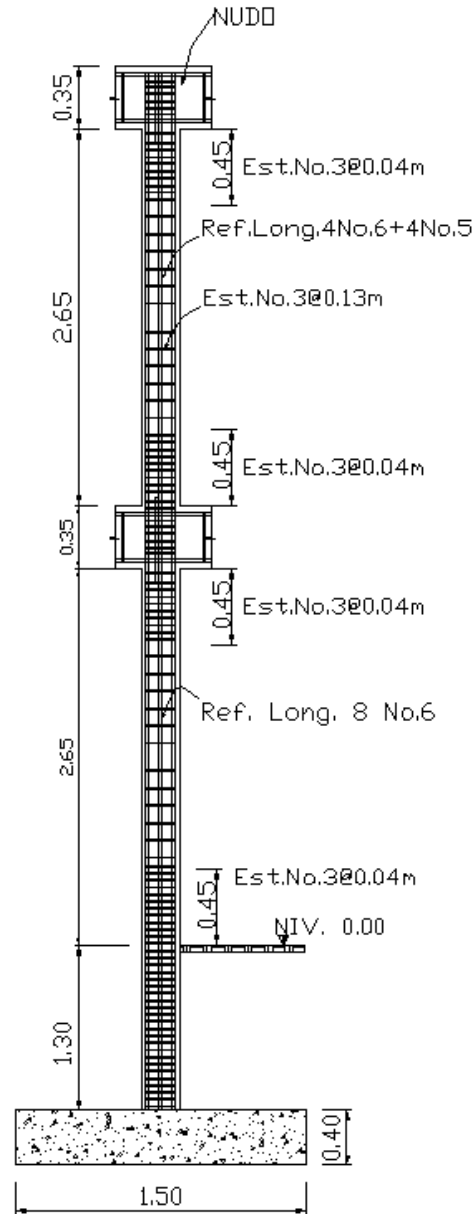
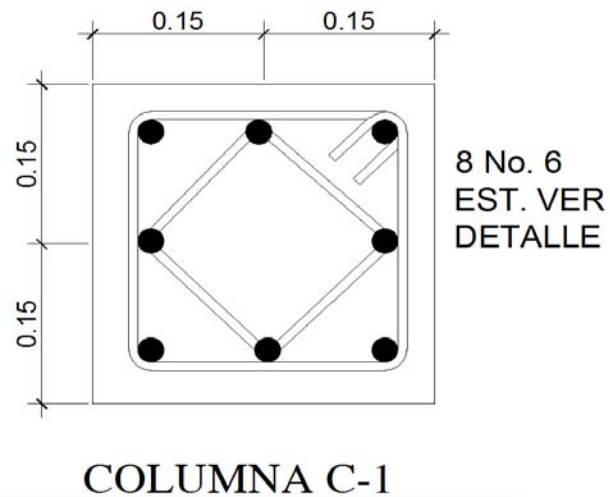


Figura 28. **Sección columna primer nivel**



Debido a la existencia de varillas en las caras de las columnas, se colocaran estribos intermedios rotados a 45°, para proveer mayor confinamiento y adherencia del concreto.

Este procedimiento se aplicó a las columnas del segundo nivel, los resultados obtenidos son:

**Segundo nivel:**

$$M_x = 1\,968 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_y = 4\,291,30 \text{ kg} - \text{m}$$

$$V_x = 1\,039 \text{ kg}$$

$$V_y = 2\,713,80 \text{ kg}$$

$$P_u = 10\,109,40 \text{ kg}$$

Eje x:

$$\Psi_p = 2,72$$

$$K = 1,736$$

$$E = 57,85 > 22 \text{ y } < 100$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(K * Lu)^2} = \frac{\pi^2 * 350,63}{(1,736 * 3)^2} = 127,58 \text{ ton}$$

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{Pu}{\phi P_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{10,1094}{0,70 * 127,58}} = 1,1276$$

$$M_{dx} = \delta * Mu = 1,1276 * 1968 = 2219,12 \text{ kg} - m$$

Eje y:

$$\Psi_p = 0,89$$

$$K = 1,436$$

$$E = 48,77 > 22 \text{ y } < 100$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(K * Lu)^2} = \frac{\pi^2 * 350,63}{(1,436 * 3)^2} = 186,45 \text{ ton}$$

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{Pu}{\phi P_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{10,1094}{0,70 * 186,45}} = 1,084$$

$$M_{dy} = \delta * Mu = 1,084 * 4291,30 = 4651,77 \text{ kg} - m$$

$$A_s = 4 \text{ No.6} + 4 \text{ No.5} = 19,32 \text{ cm}^2$$

$$P'u = 19,603 \text{ ton}$$

$Pu/0,7 = 10,109/0,7 = 14,44 < 16,57$ , por lo que si resiste el armado propuesto de 4 No. 6 + 4 No.5;  $S=13 \text{ cm}$ .

Longitud de confinamiento = 45 cm. Est. No. 3 @ 4 cm.

#### 2.1.4.3.4. Diseño de cimientos

Los cimientos son los elementos que recibirán todas las cargas, tanto propias como externas y transmitirá la acción de las cargas al suelo. Existen varios tipos de cimientos y para elegir cual se usará, se debe considerar el tipo de estructura, la naturaleza de las cargas, las condiciones del suelo y el costo

de la misma. Para este proyecto se utiliza cimiento corrido, bajo los muros de mampostería y dos tipos de zapatas, concéntrica y de colindancia en L.

### Zapata tipo A

$$M_x = 3,658 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 4,228 \text{ ton-m}$$

$$P_u = 26,839 \text{ ton}$$

$$V_s = 21 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,27 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2,40 \text{ ton/m}^3$$

$$F_{cu} = 1,48$$

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

$$\text{Desplante } D_f = 1,30 \text{ m}$$

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

La carga axial, viene dada por la carga axial que soporta la columna del primer nivel, más el peso de la columna:

$$P_u = 25\,434,2 + (0,3 * 0,3 * 4,3 * 2\,400) * 1,48 = 26\,838,82 \text{ kg}$$

Cálculo de las cargas de trabajo:

$$P'_t = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{26,839}{1,48} = 18,14 \text{ ton}$$

$$M_{tx} = \frac{M_x}{F_{cu}} = \frac{3,658}{1,48} = 2,47 \text{ ton-m}$$

$$M_{ty} = \frac{M_y}{F_{cu}} = \frac{4,228}{1,48} = 2,86 \text{ ton-m}$$

### Predimensionamiento del área de la zapata

$$A_z = \frac{1,5 P'_t}{V_s} = \frac{1,5 * 18,14}{21} = 1,296 \text{ m}^2. \text{ Se propone usar dimensiones aproximadas}$$

$$A_z = 1,50 * 1,50 = 2,25 \text{ m}^2 > 1,296 \text{ m}^2$$

## Revisión de presión sobre el suelo

Se debe tomar en cuenta que  $q$  no debe ser negativo, ni mayor que el valor soporte ( $V_s$ ).

$$S_x = S_y = \frac{1}{6} * b * h^2 = \frac{1,50 * 1,50^2}{6} = 0,5625 \text{ m}^3$$

$$P = P' + P_{\text{columna}} + P_{\text{suelo}} + P_{\text{cimiento}}$$

$$P = 18,14 + (0,30 * 0,30 * 4,30 * 2,4) + (0,77 * (1,30 - 0,40) * (1,50^2 - 0,30^2)) + (2,4 * 0,40 * 1,50^2)$$

$$P = 18,14 + 0,9288 + 1,50 + 2,16 = 22,73 \text{ kg}$$

$$q = P_t / A_z \pm M_{tx} / S_x \pm M_{ty} / S_y$$

$$q = \frac{22,70}{2,25} \pm \frac{2,47}{0,562} \pm \frac{2,86}{0,562}$$

$q_{\text{máx}} = 19,58 \text{ ton/m}^2$  cumple, no excede el  $V_s$

$q_{\text{mín}} = 0,63 \text{ ton/m}^2$  cumple, mayor que cero, por lo que no hay empuje del suelo.

Presión última:

$$q_u = q_{\text{máx}} * F_{cu} = 19,58 * 1,48 = 28,98 \text{ ton/m}^2$$

Peralte efectivo

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

$$t \text{ asumido} = 0,35 \text{ m}$$

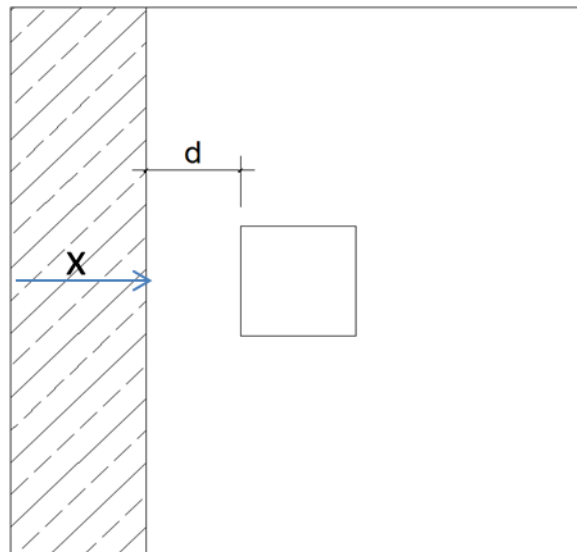
$$d = 0,35 - 0,075 - 0,016 / 2$$

$$d = 26,70 \text{ cm}$$

### Chequeo por corte simple

La falla de las zapatas por esfuerzo cortante, ocurre a una distancia igual a  $d$  (peralte efectivo) del borde de la columna, por tal razón se debe comparar en ese límite, si el corte resistente es mayor que el actuante, ver figura 29.

Figura 29. Corte simple en zapata



$$t \text{ asumido} = 0,35 \text{ m}$$

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

$$x = 1,50/2 - 0,30/2 - 0,2670 = 0,333 \text{ m}$$

$$V_{act} = \text{área} * q_u = 1,50 * 0,333 * 28,98 = 14,475 \text{ ton}$$

$$V_r = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * B * d = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 150 * 26,70$$

$$V_r = 26,146 \text{ ton}$$

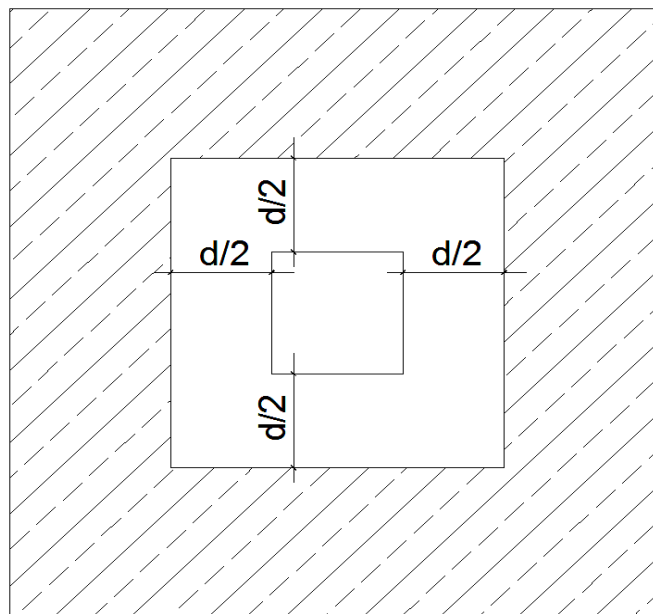
$V_{act} < V_r$  si cumple; el peralte propuesto resiste al corte simple



## Revisión de corte punzonante

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

Figura 30. Corte punzonante en zapata



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

$$d + \text{sección de columna} = 26,70 + 30 = 56,70 \text{ cm.}$$

$$b_o = 4 \cdot 56,70 = 226,80 \text{ cm.}$$

$$V_{act} = A \cdot q_u = (1,50^2 - 0,567^2) \cdot 28,98$$

$$V_{act} = 55,89 \text{ ton}$$

$$V_r = \phi \cdot 1,06 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d = 0,85 \cdot 1,06 \cdot \sqrt{210} \cdot 226,80 \cdot 26,70$$

$$V_r = 79,065 \text{ ton}$$

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

## Diseño del refuerzo

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

### Momento último

Se define tomando la losa en voladizo con la fórmula:

$$M_u = \frac{qu * L^2}{2} = \frac{28,98 * (1,50 / 2 - 0,30 / 2)^2}{2} = 5,22 \text{ ton-m}$$

Donde L es la distancia medida del rostro de la columna al final de la zapata. Área de acero: el área de acero se define por la ecuación:

$$A_s = (b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 * 210}}) \frac{0,85 * f'c}{F_y}$$

$$A_s = (100 * 26,70 - \sqrt{(100 * 26,70)^2 - \frac{5 216 * 100}{0,003825 * 210}}) \left( \frac{0,85 * 210}{2 810} \right)$$

$$A_s = 7,91 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2 810} * 100 * 26,70$$

$$A_{s_{\min}} = 13,40 \text{ cm}^2 \text{ Por tanto colocar } A_{s_{\min}}.$$

Por ser una masa de concreto grande, se agregará una cama superior de refuerzo.

Espaciamiento entre varillas.

Usando var # 5

13,40 cm<sup>2</sup> → 100 cm

1,98 cm<sup>2</sup> → S

S = 14,78 cm = 14 cm

**Cama superior**

**Acero por temperatura**

$A_{st} = 0,002 \cdot b \cdot t$

$A_{st} = 0,002 \cdot 100 \cdot 35 = 7 \text{ cm}^2$

Espaciamiento entre varillas con varilla No. 5

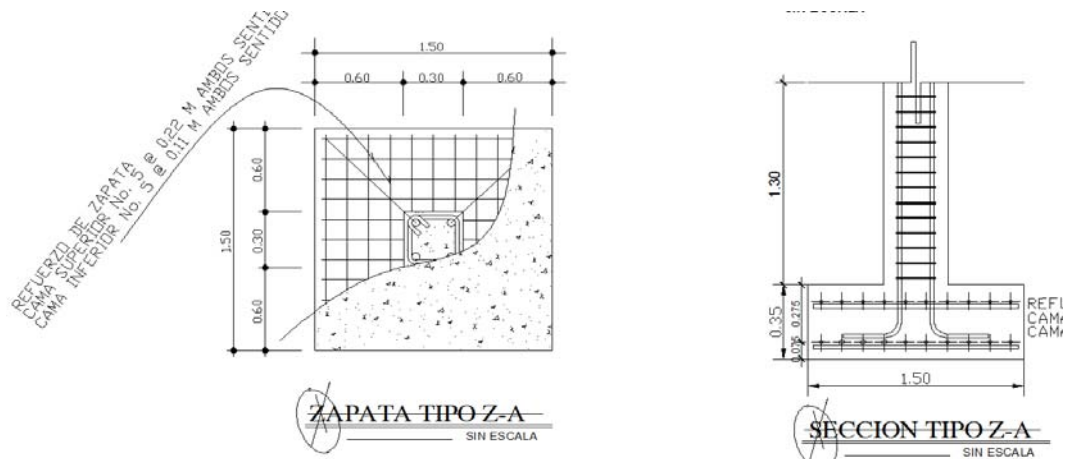
7 cm<sup>2</sup> → 100 cm

1,98 cm<sup>2</sup> → S

S = 28,28 cm

Por facilidad en la modulación, el armado de la zapata será var. No. 5 @ 11 cm en ambos sentidos en cama inferior, en la cama superior var. No. 5 @ 22 cm en ambos sentidos. Ver figura 31.

Figura 31. Detalle de zapata tipo A



## Zapata tipo B

Las zapatas de colindancia, tienen la particularidad de que las cargas que sobre ellas recaen, lo hacen de forma no concentrada, por lo que se producen momentos de volteo que habrá que contrarrestar, estas pueden ser medianeras y de esquina.

La base puede ser, rectangular o cuadrada, según sea el caso. Para éste proyecto se utilizó base cuadrada, el diseño del diamante se presenta a continuación.

$$P_t = P_u * 1,05$$

$$P_t = 26,839 * 1,05 = 28,18 \text{ ton}$$

$$A_z = \frac{28,18}{21} = 1,34 \text{ m}^2. \text{ Se propone usar dimensiones aproximadas}$$

Por lo que se toma una sección de  $1,5 * 1,5 = 2,25 \text{ m}^2 > 1,34 \text{ m}^2$ .

La carga P, centrada en la columna, se encuentra a una distancia del centro de:

$$e = \frac{1,50}{2} - \frac{0,30}{2} = 0,60 \text{ m}$$

Si se aplican dos fuerzas iguales a  $P_t$ , de sentido contrario en el centro de gravedad de la base, ellas, combinadas con  $P_t$  de la columna, provocan los esfuerzos siguientes en el terreno. Ver figura 32.

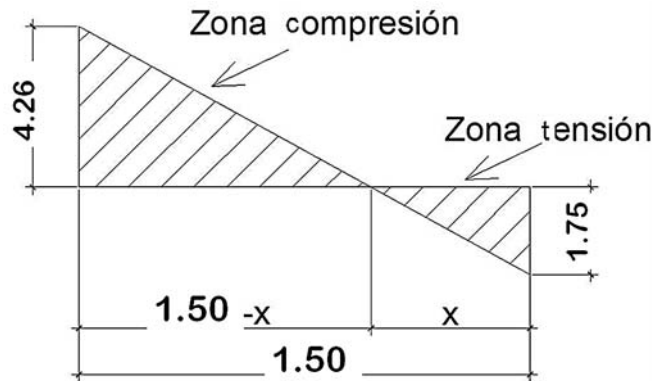
Compresión máxima

$$\sigma_c = \frac{Pt}{A} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{28180}{150 \cdot 150} \left( 1 + \frac{6 \cdot 60}{150} \right) = 4,26 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión máxima

$$\sigma_T = \frac{Pt}{A} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{28180}{150 \cdot 150} \left( 1 - \frac{6 \cdot 60}{150} \right) = -1,75 \text{ kg/cm}^2$$

Figura 32. Esfuerzos en el terreno



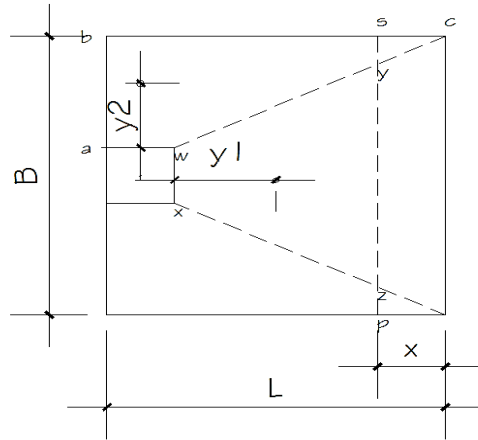
El punto donde cambia el esfuerzo de compresión al de tensión, el cual se encuentra a una distancia x aplicando relación de triángulos. (Figura 32)

$$\frac{4,2583}{1,50 - x} = \frac{1,75}{x}$$

$$X = 0,434 \text{ m}$$

Para efectuar el cálculo de la zapata, se tendrá que considerar la parte del diagrama que se encuentra a compresión. Ver figura 33

Figura 33. Análisis de la zapata



Esfuerzo en el eje de inversión

$$\sigma_{eje} = \frac{\sigma_c * \left(\frac{L}{2} - x\right)}{L - x} = \frac{4,258 * \left(\frac{1,50}{2} - 0,434\right)}{1,50 - 0,434} = 1,262 \text{ kg / cm}^2$$

Altura del diamante:

Se asume una inclinación de  $30^\circ$

$$h = \tan(30^\circ) * (L - col)$$

$$h = \tan(30^\circ) * (1,50 - 0,30) = 0,69 \approx 0,70 \text{ m}$$

La resultante de los esfuerzos en el trapezio wxyz será:

$$p_1 = \sigma_{eje} \left[ \frac{wx + yz}{2} \right] * (h)$$

$$p_1 = 1,262 * \left[ \frac{30 + (150 - 434)}{2} \right] * (70) = 6\,033.62 \text{ kg}$$

La fuerza anterior está aplicada al centro de gravedad del trapezio wxyz, cuya distancia a la sección xw es:

$$y_1 = \left(\frac{h}{3}\right) \left[ \frac{2 * yz + wx}{yz + wx} \right]$$

$$y1 = \left(\frac{70}{3}\right) \left[ \frac{2 * 106,6 + 30}{106,6 + 30} \right] = 41,54 \text{ cm}$$

El momento P1 con respecto a ab es:

$$M1 = P1 * y1$$

$$M1 = 6\,033,62 * 0,4154$$

$$M1 = 2\,506,37 \text{ kg} - m$$

En la dirección del lado B, hay que considerar la compresión entre el paramento exterior y la línea neutra:

$$\sigma = \frac{4,258}{2} = 2,129 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Este esfuerzo está repartido en la superficie awcd, cuya área es:

$$A = aw * \left(\frac{B - wx}{2}\right) + \left[ \frac{(B - wx) + (B - yz)}{4} \right] * h$$

$$A = 30 * \left(\frac{150 - 30}{2}\right) + \left[ \frac{(150 - 30) + (150 - 106,6)}{4} \right] * 70$$

$$A = 4\,659,50 \text{ cm}^2$$

La resultante P2, aplicada al centro de gravedad de la superficie awcd es:

$$P2 = \sigma * A$$

$$P2 = 2,19 * 4\,659,50 = 9\,220,08 \text{ kg}$$

$$y2 = \left(\frac{ab}{3}\right) \left[ \frac{2 * bc + aw}{bc + aw} \right]$$

$$y2 = \left(\frac{60}{3}\right) \left[ \frac{2 * 150 + 30}{150 + 30} \right] = 36,67 \text{ cm}$$

El momento provocado por la fuerza será:

$$M2 = P2 * y2$$

$$M2 = 9\,220,08 * 0,3667$$

$$M2 = 3\,381 \text{ kg} - m$$

Para el cálculo de refuerzo, se toma el momento mayor, en este caso es  
 $M_2 = 3\,381,00 \text{ kg-m}$                        $d = 26,70 \text{ cm}$

$$A_s = (b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 * 210}}) \frac{0,85 * f'c}{F_y}$$

$$A_s = (100 * 26,7 - \sqrt{(100 * 26,7)^2 - \frac{3\,381 * 100}{0,003825 * 210}}) \left( \frac{0,85 * 210}{2\,810} \right)$$

$$A_s = 5,08 \text{ cm}^2$$

Colocar  $A_s$  por temperatura

$$A_{st} = 0,002 * b * t$$

$$A_{st} = 0,002 * 100 * 35 = 7 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento entre varillas con varilla No. 5

$$7 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad 100 \text{ cm}$$

$$1,98 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad S$$

$$S = 28,28 \text{ cm}$$

Por facilidad en el armado serán varillas No 5 @ 0,12 m

La base de la zapata con diamante, se calcula con la diferencia entre los momentos del análisis estructural y los momentos obtenidos en el diamante.

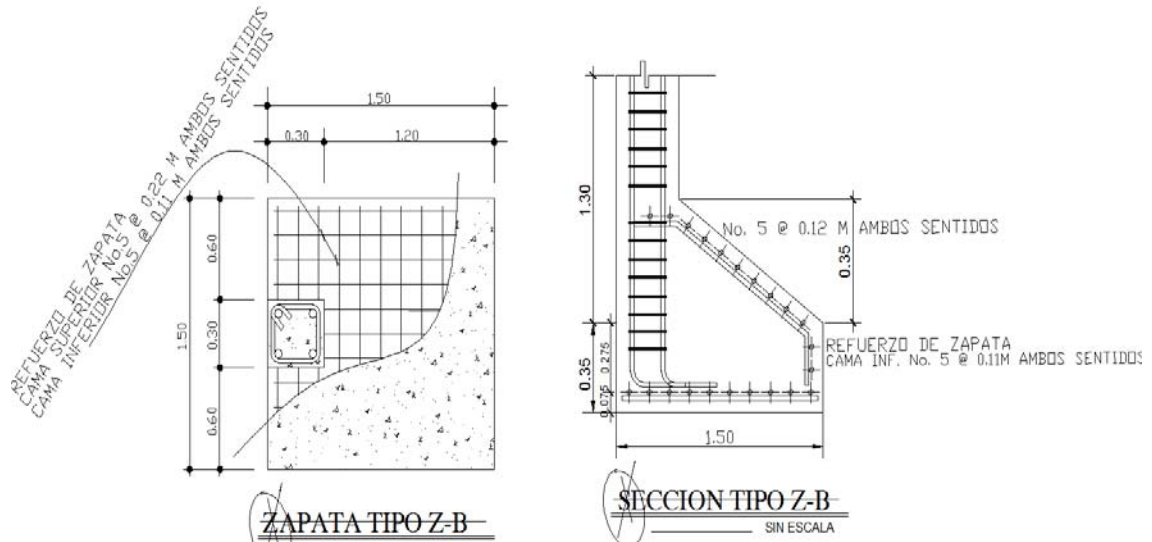
$$M_y = 4,228 - 4,381 = 0,847 \text{ ton-m}$$

$$M_x = 3,6585 - 2,506 = 1,153 \text{ ton-m}$$

Utilizando las mismas dimensiones que las zapatas tipo A, se sabe que resiste el corte simple y el corte punzonante. Como los momentos son menores, se sabe que con el  $A_s$  mínimo cubre esos momentos, por lo que el armado queda igual al de la zapata tipo A.



Figura 34. Detalle de zapata tipo B



### Diseño de módulo de gradas

Las gradas deben ser cómodas y seguras, dependiendo de la relación de los peldaños; es decir, la relación de huella y contrahuella.

$$C < 20 \text{ cm} \quad H > c$$

$$2c + H \leq 64 \text{ cm (valor cercano)}$$

$$c + H = 45 - 48 \text{ cm}$$

$$c \times H = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$$

Dónde:

c = contrahuella

H = huella

Cargas de diseño para una escalera

CM = PP (escalera) + PP (acabados)

$$PP_{\text{escalera}} = Wc * \left( t \frac{c}{2} \right)$$

Número de escalones mínimo.

$$\text{No. de escalones mínimo} = \frac{h}{c \text{ máx}} = \frac{3,2}{0,20} = 16 \text{ Escalones}$$

Criterios:

$$\text{No. de escalones mínimo} = \frac{h}{c1} = \frac{3,2}{0,16} = 20 \text{ Escalones}$$

Número de huellas = No. de contrahuellas – 1.

Número de huellas = 19 – 1 = 18 huellas.

Chequeo:

$$c = 16 \text{ cm} < 20 \text{ cm.} \quad \mathbf{OK}$$

$$H = 30 \text{ cm} > 17 \text{ cm.} \quad \mathbf{OK}$$

$$c * H = 16 * 30 = 493 \quad \mathbf{OK}$$

$$2c + H = 2(16) + 30 = 62 = < 64 \text{ cm.} \quad \mathbf{OK}$$

$$c + H = 16 + 30 = 46 \text{ cm.} \quad \mathbf{OK}$$

Integración de cargas:

$$\text{Peso propio de la escalera} = 2400 \text{ kg/m}^3 * (0,15 \text{ m}) = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} = \underline{100 \text{ kg/m}^2}$$

$$\text{Total} = 460 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva} = 600 \text{ kg/m}^2$$

$$Cu = 1,4 \text{ CM} + 1,7 \text{ CV}$$

$$Cu = 1,4 (460) + 1,7 (600) = 1664 \text{ kg/m}^2$$

Considerando una franja unitaria de 1 m = **1 664 kg/m**

$$d = \sqrt{(1,74)^2 + (2,70)^2} = 3,21 \text{ m}$$

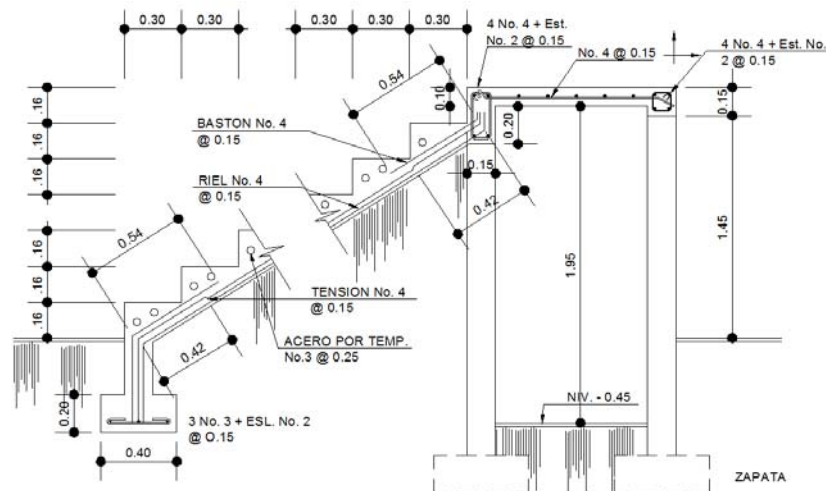
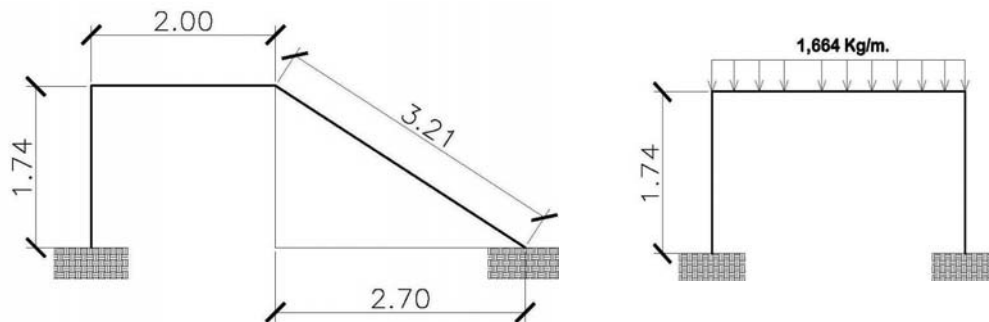
$$M_{(-)} = \frac{1\,664 * 3,21^2}{12} = 14\,22,8 \text{ kg} - m \quad M_{(+)} = \frac{1\,664 * 3,21^2}{8} = 2143 \text{ kg} - m$$

$$A_s \text{ min} = \frac{14,1}{2\,810} 100 * 12 = 6,02 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ máx} = 0,50 \rho_b b d = 0,50 * 0,03695 * 100 * 12 = 22,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s \left[ b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{Mu}{0,003825 * 210}} \right] * \left( \frac{0,85 * f'c}{F_y} \right)$$

Figura 35. Detalle de cargas y momentos



**El armado de las gradas queda de la siguiente manera:**

M (+) = As = 7,40 cm<sup>2</sup>; varilla No.4 @ 0,19 m;

M (-) = As = 4,85 cm<sup>2</sup>; varilla No.4 @ 0,22 m;

Acero por temperatura = As = 0,002 \* b \* t = 0,002 (100) \* (15) = 3 cm<sup>2</sup>

Smax = 3 \* t = 3 \* 15 = 45 cm; varilla No. 3 @ 0,25 m

### **2.1.5. Instalaciones eléctricas**

Para las instalaciones de iluminación, se tendrán dos circuitos en cada nivel, cada uno tendrá un máximo de doce unidades. Las instalaciones de fuerza, también cuentan con dos circuitos en cada nivel, con un máximo de doce unidades.

### **2.1.6. Planos constructivos**

Para este proyecto se elaboraron 6 planos, divididos en tres fases; arquitectura, estructuras e instalaciones.

Los planos están distribuidos así:

- A. Planta arquitectónica y elevaciones
- B. Planta de acabados y planta acotada
- C. Planta de cimentación y columnas
- D. Planta de vigas y armado de losas
- E. Planta de iluminación y fuerza y planta de drenaje pluvial

### 2.1.7. Presupuesto del proyecto

El presupuesto se elaboró a base de precios unitarios, el salario de la mano de obra tanto calificada como no calificada, se consignó en lo que se maneja en la región para casos similares, mientras que los materiales fueron cotizados en la cabecera del departamento.

Se consideró un porcentaje de indirectos del 30% (utilidades y gastos administrativos), el cual se distribuyó en los renglones de precios unitarios.

Tabla XV. **Presupuesto general, de nuevo módulo de la escuela del cantón Chitá, Zunilito Suchitepéquez**

No.	RENLÓN	und.	CANT.	P. UNT.	P. TOTAL
<b>1</b>	<b>Trabajos preliminares</b>				
1.1	Demolición y limpieza	m <sup>2</sup>	158	91	14 378
1.2	Trazo y nivelación	ml	124	28,60	3 546,40
<b>2</b>	<b>Cimentación</b>				
2.1	Excavación y relleno	m <sup>3</sup>	61	65	3 965
2.2	Zapata tipo A	Und.	12	4 140	49 680
2.3	Zapata tipo B	Und.	9	5 382	48 438
2.4	Cimiento corrido	ml	60	338	20 280
<b>3</b>	<b>Soleras</b>				
3.1	Solera de humedad	ml	60	95	5 700
3.2	Solera intermedia y/o dintel	ml	60	95	5 700
3.3	Solera de corona	ml	60	95	5 700
<b>4</b>	<b>Columnas</b>				
4.1	Columna C-1	Und.	21	2 042,15	42 885,15
4.2	Columna C-2	Und.	21	1 402,75	29 457,75
4.3	Columna C-3	Und.	44	745	32 780
4.4	Columna C-4	Und.	6	520	3 120
<b>5</b>	<b>Muros</b>				
5.1	Block de 0.15*0.20*0.40	m <sup>2</sup>	427	145,60	62 171,20
<b>6</b>	<b>Vigas</b>				
6.1	Viga tipo I	ml	48	379,60	18 220,80
6.2	Viga tipo II	ml	56	357,95	20 295,77
6.3	Viga tipo III	ml	49	322,66	15 810,34
6.4	Viga tipo IV	ml	56	330,45	18 736,52

Continúa tabla XV

<b>7</b>	<b>Losa</b>				
7.1	Losa tradicional t=12 cm.	m <sup>2</sup>	132,30	663,00	87 714,90
7.2	Losa tradicional t=10 cm	m <sup>2</sup>	132,30	641,42	84 859,87
7.3	Módulo de gradas	Und.	1	26 293	26 293
<b>8</b>	<b>Acabados</b>				
8.1	Piso cerámico	m <sup>2</sup>	274	188,65	51 690,10
8.3	Repello + cernido en muro	m <sup>2</sup>	427	183,19	78 222,13
8.4	Ganseado en cielo	m <sup>2</sup>	274	24,31	6 660,94
8.5	Puertas				
8.5.1	Puerta tipo 1	Und.	6	1 495	8 970
8.6	Ventanas				
8.6.1	Ventana tipo 1	Und.	6	1 625	9 750
8.6.2	Ventana tipo 2	Und.	6	2 080	12 480
<b>9</b>	<b>Iluminación y fuerza</b>	Global	1	16 100	16 100
<b>10</b>	<b>Limpieza general</b>	Global	1	900	900
<b>Total</b>					<b>Q 784 505,87</b>

## **2.2. Diseño de la edificación escolar de dos niveles para cantón San Lorencito**

### **2.2.1. Descripción del proyecto**

El edificio escolar a diseñar es de dos niveles, este proyecto vendrá a satisfacer la necesidad de instalaciones adecuadas para la educación del cantón San Lorencito. El edificio contará con seis y un módulo de gradas independiente de la estructura.

La estructura del edificio se hará por medio del sistema de marcos espaciales dúctiles de concreto reforzado, losa tradicional, tomando en cuenta el código ACI-318-99 y las normas AGIES, los muros de división serán de mampostería de block pómez. La fachada y los acabados seguirán un estilo tradicional de la región.

### **2.2.2. Evaluación de la calidad de suelos**

#### **2.2.2.1. Determinación del valor soporte**

Se procedió de igual manera que en la sección 2.1.2.1. Para determinar el valor soporte del suelo se efectuó el ensayo de compresión triaxial en el Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII)/USAC.

El método que se aplicó para el cálculo del Valor Soporte, fue el del Dr. Karl Terzagui.

**Datos obtenidos del Centro de Investigaciones de Ingeniería, ver anexo 2**

Tipo de ensayo	No consolidado y no drenado
Descripción del suelo	Arcilla limosa, color café oscuro
Dimensión y tipo de la probeta	2,5" x 5"
Ángulo de fricción interna	$\phi = 24,15^\circ$
Cohesión	$C_u = 6,22 \text{ ton/m}^2$

**Datos para hallar el valor soporte**

Base	1	m
Peso específico $\gamma_s$	1,04	ton/m <sup>3</sup>
Ángulo de fricción interna	15,99	Grados
$C_u$	3,15	ton/m <sup>2</sup>
Desplante	1,20	m
Factor de seguridad F.S.	4	

Solución:

- Cálculo de factores de forma:

$$F_{cs} = 1,37 \quad F_{qs} = 1,29 \quad F_{\square s} = 0,60$$

- Cálculo de factores de profundidad

$$F_{cd} = 1,44 \quad F_{qd} = 1,33 \quad F_{\square s} = 1$$

- Calculo de factores de inclinación:

$$F_{\sigma t} = F_{qt} = F_{\gamma t} = 1$$

- Calculo de factores de capacidad de carga:

$$N_c = 11,63$$



$$N_q = 4,33$$

$$N_c = 3,06$$

$$q_u = C * N_c * F_{cs} * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qs} * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma * F_{\gamma s} * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$$

$$q_u = 3,15 * 11,63 * 1,37 * 1,44 * 1 + (1,65 * 1,04) * 4,33 * 1,29 * 1,33 * 1 + 0,5 * 1,04 * 1,50 * 3,06 * 0,60 * 1 * 1$$

$$q_u = 72,27 \text{ ton/m}^2 + 12,75 \text{ ton/m}^2 + 1,43 \text{ ton/m}^2 = 86,45 \text{ ton/m}^2$$

Obteniendo así el valor soporte de carga para este suelo de:

$$q_u = 86,45 \text{ ton/m}^2$$

Tomando en cuenta que se tienen datos razonables sobre el suelo en cuestión y las cargas aplicadas, un factor de seguridad igual a 4 es adecuado para cubrir las solicitaciones de carga muerta más carga viva completa, dando así el valor de capacidad de carga bruta admisible.

Para efectos de diseño, se adoptó el valor de 21,61 T/m<sup>2</sup>

### 2.2.3. Diseño arquitectónico

#### 2.2.3.1. Descripción del área disponible

##### Localización del terreno

El terreno donde se construirá el edificio, está localizado en la calle principal del cantón San Lorencito, predio donde actualmente se ubican las instalaciones de la escuela de dicho cantón.

### **2.2.3.2. Topografía del terreno**

La forma del terreno es rectangular y plana con un área de 126 m<sup>2</sup>.

### **2.2.3.3. Normas para el diseño de edificios para oficinas públicas**

Para el diseño arquitectónico y estructural se tomaran en cuenta los criterios de diseño de los códigos ACI, AGIES y UBC.

#### **2.2.3.3.1. Criterios generales**

Se tomaran en cuenta las necesidades actuales y futuras que requiere la estructura, ubicación, iluminación, orientación, relación de ambientes, forma de la estructura, altura del edificio, acabados, etc.

#### **2.2.3.3.2. Criterios de conjunto**

Se tomaran en cuenta al igual que en el proyecto anterior, los criterios de conjunto arquitectónico, emplazamiento, superficie y altura del edificio.

#### **2.2.3.3.3. Criterios de iluminación**

La iluminación debe ser abundante y uniforme, evitando la proyección de sombras y contrastes muy marcados. Para lograr lo anterior, deben tomarse en cuenta los criterios antes mencionados en el proyecto anterior.

#### **2.2.3.3.4. Instalaciones**

Las instalaciones son un factor importante, para el correcto y eficiente funcionamiento del edificio, dentro de estas se tiene; drenajes y eléctrica.

#### **2.2.3.3.5. Otros criterios**

Se tomó como referencia el criterio utilizado en el proyecto anterior.

#### **2.2.3.4. Distribución de ambientes**

El diseño arquitectónico, consiste en distribuir de forma adecuada y armónica los ambientes, esto se hará con criterios arquitectónicos.

#### **2.2.3.5. Altura del edificio**

El edificio es de dos niveles, cada nivel tendrá 3 metros de piso a cielo, la altura total será de 6 metros.

### **2.2.4. Diseño estructural**

#### **2.2.4.1. Selección del sistema estructural**

Elegir un sistema estructural no, requiere de operaciones matemáticas, sino que conlleva a muchas consideraciones que las determinan objetivos importantes:

- Se deben cumplir los requisitos de funcionalidad de la edificación.
- La estructura debe soportar las cargas.
- Una estructura segura y económica.

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

## 2.2.4.2. Análisis estructural

### 2.2.4.2.1. Predimensionamiento de elementos estructurales

#### Predimensionamiento de viga

El criterio utilizado para el predimensionamiento de la viga es el mencionado por el ACI 318-99. Por ser nudos rígidos, tomando un caso crítico, se tomó cuando una viga tiene un extremo continuo.

Para este caso, se utilizaran 2 tipos de vigas con diferentes secciones, por la diferencia en distancias entre apoyos, solo se calculó la viga crítica o sea la de mayor longitud para cada sentido del edificio, las restantes quedaran con la misma sección.

Tabla XVI. **Tabla 9.5(a) altura o espesores mínimos de vigas no preesforzadas código ACI – 318-99**

	Espesor mínimo, $h$			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Longitud de viga = 4,85 m

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

$$h_{viga} = 0,08 * 5 = 0,40 \text{ m}$$

$$h_{viga} = \frac{L}{18,5} = \frac{5}{18,5} = 0,27 \text{ m}$$

$$h_{promedio} = \frac{0,40 + 0,27}{2} = 0,335 \text{ m} \approx 0,35 \text{ m}$$

$$b = \frac{h_{promedio}}{2} = \frac{0,35}{2} = 0,175 \text{ m}$$

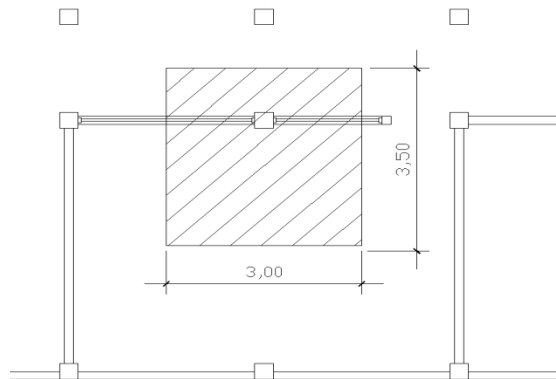
Se propone una sección de viga de 35 cm x 20 cm, para el sentido Y, y una sección de viga de 25 cm x 20 cm para el sentido X.

### Predimensionamiento de columna:

Se aplicó lo que establece el código ACI-318-99, capítulo 10. Sustituyendo valores en la ecuación de la carga puntual, se obtiene el área gruesa de la columna.

Para guardar simetría en las dimensiones de las columnas, se toma la columna crítica, es decir, la que soporta mayor carga, las dimensiones obtenidas se aplican a todas las columnas.

Figura 36. **Área tributaria columna crítica**



### Datos

$$\text{Área tributaria} = (1,50+1,50) \times (2,50+1) = 10,50 \text{ m}^2$$

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

Conociendo estos datos se obtiene la carga puntual

$$P = \text{PesoEsp.} * A_t = 2\,400 \text{ kg/m}^2 * 10,50 \text{ m}^2 = 25\,200 \text{ kg}$$

Este valor se multiplica por dos niveles

$$P = 25\,200 \text{ kg} * 2 = 50\,400 \text{ kg}$$

Sustituyendo valores en la ecuación de la carga puntual, se obtiene el área gruesa de la columna.

$$P = 0,80[0,85 * f'c(Ag - As) + fy * As] \quad ; \text{ Donde: } As = \rho * Ag$$

$$Ag = \left[ \frac{P}{0,80[0,85 * f'c(1 - \rho) + fy * \rho]} \right]$$

Se usará concreto de  $f'c = 3\,000 \text{ psi} = 210 \text{ kg/cm}^2$  y varillas de acero  $fy = 40\,000 \text{ psi} = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$ , y un valor de  $\rho =$  cuantía de acero = 1%

$$Ag = \left[ \frac{50\,400}{0,80[0,85 * 210 * (1 - 0,01) + 2\,810 * 0,01]} \right]$$

$$Ag = 307,60 \text{ cm}^2$$

Se propone una sección de  $30\text{cm} \times 30\text{cm} = 900\text{cm}^2 > 307,60 \text{ cm}^2$  (Sección mínima en edificios de 2 niveles).

### **Predimensionamiento de losa**

Se predimensiona la losa de mayor área, el criterio aplicado es del perímetro de losa dividido 180.

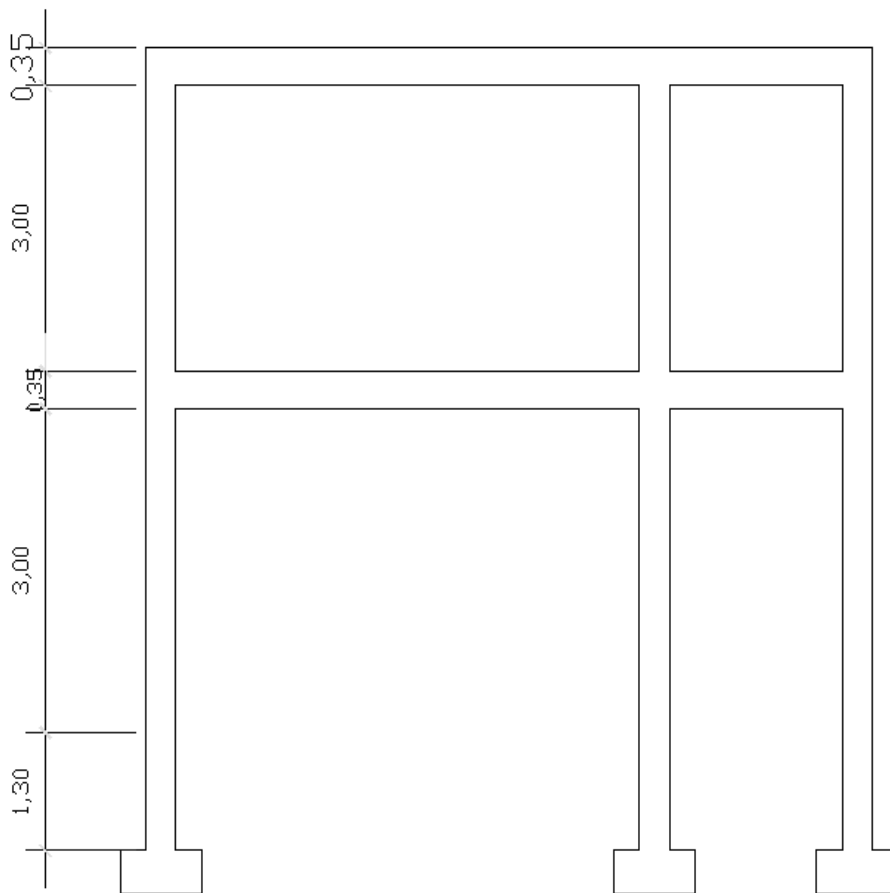
$$t = \frac{(5 * 2 + 3 * 2)}{180} = 0,089 \approx 0,10 \text{ m}$$

Se propone losa tradicional con espesor de 12 cm para losa de entrepiso y un espesor de 10 cm para losa final.

## Predimensionamiento de zapatas

Los cimientos del edificio, se diseñaran con zapatas aisladas. Ver inciso de predimensionamiento de zapatas en la sección 2.1.4.3.4, Diseño de cimientos.

Figura 37. Elevación de edificio



### 2.2.4.2.2. Modelos matemáticos de marcos dúctiles.

El modelo matemático de un marco dúctil, es una gráfica que representa tanto la forma como las cargas que soporta el marco y que sirve para realizar el análisis estructural.

### 2.2.4.2.3 Cargas aplicadas a los marcos dúctiles.

Son todas las cargas que actúan sobre la estructura, tanto vertical como horizontalmente.

#### 2.2.4.2.3.1 Cargas verticales aplicadas a los marcos dúctiles

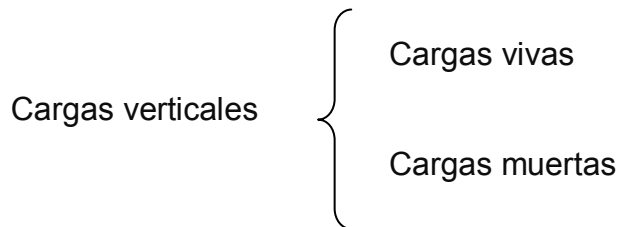
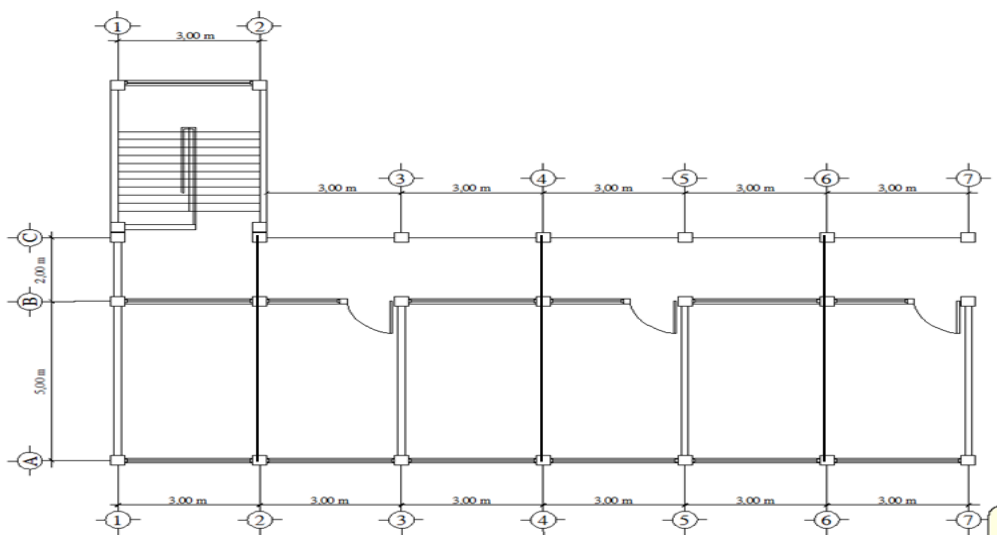


Figura 38. Planta del edificio





## Cálculo del peso de la estructura

### Cargas vivas utilizadas (CV)

En techos = 100 kg/m<sup>2</sup>

En aulas = 200 kg/m<sup>2</sup>

En pasillos = 500 kg/m<sup>2</sup>

### Cargas muertas (CM)

Concreto = 2 400 kg/m<sup>3</sup>

Muros = 150 kg/m<sup>2</sup>

Acabados = 90 kg/m<sup>2</sup>

## b. Segundo nivel

### Carga muerta

$$W_{losa} = (2\,400 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,10 \text{ m}) \cdot (7 \text{ m} \cdot 18 \text{ m}) = 30\,240 \text{ kg}$$

$$W_{viga} = (0,20 \text{ m} \cdot 0,35 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} \cdot 7 \cdot 2\,400 \text{ kg/m}^3) \\ + (0,20 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} \cdot 18 \cdot 2\,400 \text{ kg/m}^3) = 14\,712 \text{ kg}$$

$$W_{columnas} = (0,30 \text{ m} \cdot 0,30 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} \cdot 2\,400 \text{ kg/m}^3 \cdot 21) = 13\,608 \text{ kg}$$

$$W_{acabados} = (7 \text{ m} \cdot 18 \text{ m}) \cdot 90 \text{ kg/m}^2 = 11\,340 \text{ kg}$$

**Total de la carga muerta = 69 900 kg**

### Carga viva

$$CV = 126 \text{ m}^2 \cdot 100 \text{ kg/m}^2 = 12\,600 \text{ kg}$$

### Peso del segundo nivel

$$W = CM + CV$$

$$W = 69\,900 \text{ kg} + 12\,600 \text{ kg} = \mathbf{82\,500 \text{ kg}}$$

### c. Primer nivel

#### Carga muerta

$$W_{\text{Losas}} = (\text{espesor de losa}) (W_{\text{Concreto}}) * (\text{área tributaria})$$

$$W_{\text{losa}} = (2\,400 \text{ kg/m}^2 * 0,12 \text{ m}) * 126 \text{ m}^2 = 36\,288 \text{ kg}$$

$$W_{\text{viga}} = (0,20 \text{ m} * 0,35 \text{ m} * 7 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3) \\ + (0,20 \text{ m} * 0,25 \text{ m} * 3 \text{ m} * 18 * 2\,400 \text{ kg/m}^3) = 14\,712 \text{ kg}$$

$$W_{\text{columnas}} = (0,30 \text{ m} * 0,30 \text{ m} * 4,30 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 21) = 19\,505 \text{ kg}$$

$$W_{\text{acabados}} = 132,30 \text{ m}^2 * 90 \text{ kg/m}^2 = 11\,907 \text{ kg}$$

$$W_{\text{muros}} = (135,50 \text{ m}^2) * 150 \text{ kg/m}^2 = 2\,472 \text{ kg}$$

$$\text{Total de la carga muerta} = \mathbf{98\,945 \text{ kg}}$$

#### Carga viva

$$CV = CV_{\text{Aulas}} + C_{\text{Pasillo}}$$

$$CV = (9 \text{ m}^2 * 200 \text{ kg/m}^2) + (36 \text{ m}^2 * 500 \text{ kg/m}^2) = 36\,000 \text{ kg}$$

#### Peso del primer nivel

$$W = CM + CV$$

$$W = 98\,945 \text{ kg} + 36\,000 \text{ kg} = \mathbf{134\,945,00 \text{ kg}}$$

#### Peso total de la estructura = W total

$$W_{\text{total}} = W_{\text{1nivel}} + W_{\text{2nivel}}$$

$$W_{\text{total}} = 134\,945 \text{ kg} + 82\,500 \text{ kg}$$

$$\mathbf{W_{\text{total}} = 217\,445 \text{ kg}}$$

#### Integración de cargas para el marco critico

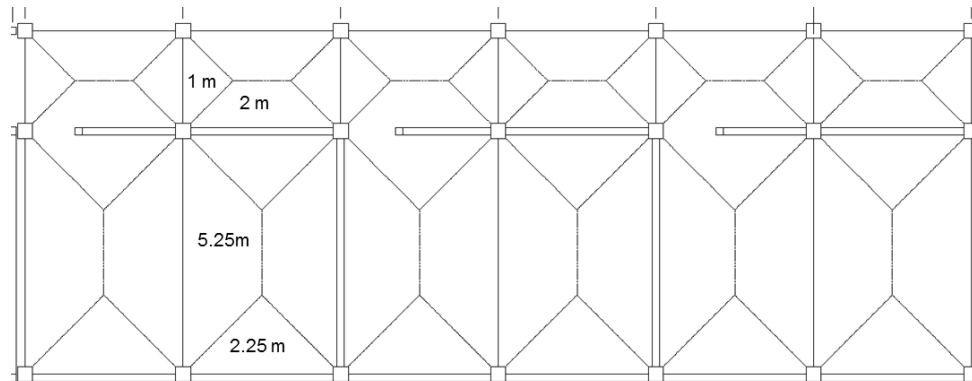
$$\text{Losas: } (2\,400 \text{ kg/m}^2)(0,12 \text{ m}) + 90 \text{ kg/m}^2 = 378 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Losas: } (2\,400 \text{ kg/m}^2)(0,10 \text{ m}) + 90 \text{ kg/m}^2 = 330 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Muros} = 150 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva aulas = 200 kg/ m<sup>2</sup>  
 Carga viva techo = 100 kg/ m<sup>2</sup>  
 Carga viva pasillo = 500 kg/ m<sup>2</sup>

Figura 39. Áreas tributarias



### Segundo nivel

Lado largo Vigas de eje 1a 7

Carga muerta

$$CM = \frac{(losa + acabados)(area tributaria)}{longitud de viga} + P.P.Viga$$

$$CM = \frac{(330)(4,25)}{3 m} + \frac{(0,2 * 0,2 * 3)(2 400)}{3 m} = 587,50 kg / m$$

Carga viva

$$CV = \frac{(carga viva techo)(area tributaria)}{longitud de viga}$$

$$CV = \frac{(100 kg / m^2)(4,25 m^2)}{3 m} = 142 kg / m$$

Lado corto Y

Viga (2 m):

$$CM = \frac{(330 kg / m^2)(2 m^2)}{2 m} + \frac{(0,2 m * 0,35 m * 2 m) * 2 400 kg / m^3}{2 m} = 498 kg / m$$

$$CV = \frac{(100 \text{ kg/m}^2)(2 \text{ m}^2)}{2 \text{ m}} = 100 \text{ kg/m}$$

Viga (5 m):

$$CM = \frac{(330 \text{ kg/m}^2)(10,32 \text{ m}^2)}{5 \text{ m}} + \frac{(0,2 \text{ m} * 0,35 \text{ m} * 5 \text{ m}) * 2400 \text{ kg/m}^3}{5 \text{ m}} = 861 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{(100 \text{ kg/m}^2)(10,32 \text{ m}^2)}{5 \text{ m}} = 210 \text{ kg/m}$$

### Primer Nivel

Lado largo Vigas de eje 1a 7

$$CM = \frac{(\textit{losa} + \textit{acabados} + \textit{muros} + \textit{piso})(\textit{area tributaria})}{\textit{longitud de viga}} + P.P.Viga$$

$$CM = \frac{(378 \text{ kg/m}^2)(4,25 \text{ m}^2)}{3 \text{ m}} + \frac{(0,2 \text{ m} * 0,25 \text{ m} * 3 \text{ m}) * 2400 \text{ kg/m}^3}{3 \text{ m}} + (150 * 3) = 1105,50 \text{ kg/m}$$

Carga viva

$$CV = \frac{\textit{carga viva entrepiso}(\textit{area tributaria})}{\textit{longitud de viga}}$$

$$CV = \frac{(200 \text{ kg/m}^2)(2,25 \text{ m}^2)}{3 \text{ m}} + \frac{(500 \text{ kg/m}^2)(2 \text{ m}^2)}{3 \text{ m}} = 483,3 \text{ kg/m}$$

Lado corto Y

Viga (2 m)

$$CM = \frac{(378 \text{ kg/m}^2)(2 \text{ m}^2)}{2 \text{ m}} + \frac{(0,2 \text{ m} * 0,35 \text{ m} * 2 \text{ m}) * 2400 \text{ kg/m}^3}{2 \text{ m}} + (150 * 3) = 996 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{(500 \text{ kg/m}^2)(2 \text{ m}^2)}{2 \text{ m}} = 500 \text{ kg/m}$$

Viga (5 m)

$$CM = \frac{(378 \text{ kg/m}^2)(10,5 \text{ m}^2)}{5 \text{ m}} + \frac{(0,2 \text{ m} * 0,35 \text{ m} * 5 \text{ m}) * 2400 \text{ kg/m}^3}{5 \text{ m}} = 1411,8 \text{ kg/m}$$

$$CV = \frac{(200 \text{ kg/m}^2)(10,5 \text{ m}^2)}{5 \text{ m}} = 420 \text{ kg/m}$$

Este procedimiento se aplicó a todos los marcos de la estructura. Las figuras 40 y 41 muestran los modelos que se obtienen de la carga muerta y carga viva.

Figura 40. **Carga muerta y carga viva - marco B**

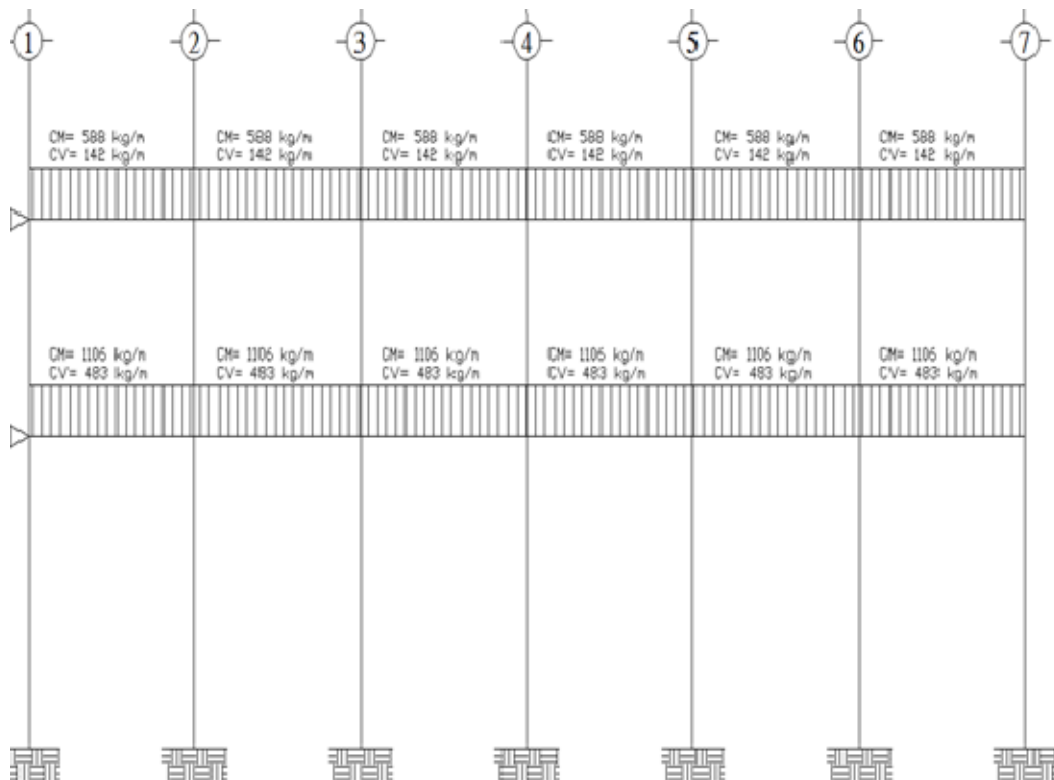
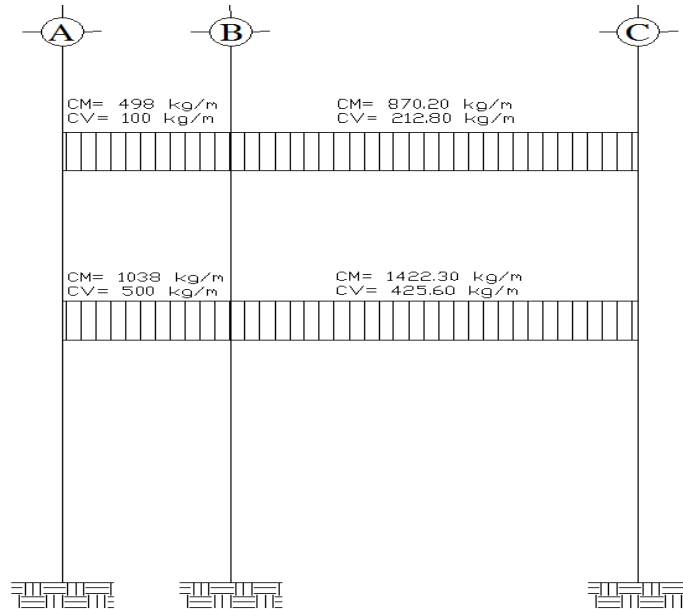


Figura 41. **Carga muerta y carga viva - marco 3**



#### 2.2.4.2.3.2. **Cargas horizontales aplicadas a los marcos dúctiles**

Son las fuerzas que producen sobre la estructura efectos como el viento, impacto o sismos, estas cargas son dinámicas.

Se analizará únicamente la fuerza producida por el sismo, pues el viento en una estructura pesada no tiene mayor efecto y solo es analizado para estructuras livianas. Para simplificar el análisis sísmico, se utilizan estas fuerzas como cargas laterales estáticas, que tendrán el mismo efecto de un sismo.

Para encontrar las fuerzas sísmicas, se aplicará el método SEAOC.

En este método, se utiliza la siguiente fórmula para encontrar el corte de basal

$$V = ZIKCSW$$

V = corte de basal o corte en la base.

$$Z = 1$$

$$I = 1,25$$

**En sentido Y**

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}}$$

$$t = \frac{0,09 * h}{\sqrt{b}} = \frac{0,09 * 7,30}{\sqrt{7}} = 0,243$$

$$C = \frac{1}{15\sqrt{0,243}} = 0,135$$

**En sentido X**

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}} =$$

$$t = \frac{0,09 * h}{\sqrt{b}} = \frac{0,09 * 7,30}{\sqrt{18}} = 0,155$$

$$C = \frac{1}{15\sqrt{0,1511}} = 0,134$$

$$S = 1,5$$

En x  $C * S = 0,134 * 1,5 = 0,201$ , por lo tanto usar 0,14

En y  $C * S = 0,135 * 1,5 = 0,203$ , por lo tanto usar 0,14

$$K = 0,67$$

Ahora, sustituyendo en la fórmula de corte de basal:

**Corte basal:  $V = Z \cdot I \cdot K \cdot C \cdot S \cdot W$**

$$V_x = (1) \cdot (1,25) \cdot (0,67) \cdot (0,14) \cdot (180\,995)$$

$$V_x = 21\,221,65 \text{ kg} = 21,221 \text{ ton}$$

$$V_y = (1) \cdot (1,25) \cdot (0,67) \cdot (0,14) \cdot (180\,995)$$

$$V_y = 21\,221,65 \text{ kg} = 21,221 \text{ ton}$$

La fuerza total lateral  $V$ , es distribuida en toda la altura de la estructura, de acuerdo a la fórmula siguiente:

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i H_i}{\sum W_i H_i}$$

Donde

$V$  = corte basal

$W_i$  = peso de cada nivel

$H_i$  = altura de cada nivel

$F_t$  = fuerza en la cúspide

$F_i$  = fuerza por nivel

La fuerza concentrada en la cúspide se calcula de la forma siguiente, debiendo cumplir con las siguientes condiciones.

Si  $T < 0,25$  segundos;  $F_t = 0$

Si  $T > 0,25$  segundos;  $F_t = 0,07 \cdot T \cdot V$

Donde

$T$  = período fundamental de la estructura

De los cálculos anteriores se tiene  $T_x = 0,155 < 0,25$ , por lo que

$F_{tx} = 0$ ;  $T_y = 0,248 < 0,25$ , por lo que  $F_{ty} = 0$



Distribuyendo el corte de basal con la fórmula:

$$F_i = \frac{(V - F_t) * W_i H_i}{\sum W_i H_i}$$

Fuerza por nivel

$$F_1 = \frac{(21\,221,65 - 0)(107\,945 * 4,30)}{107\,945 * 4,30 + 73\,050 * 7,30} = 9\,875,71 \text{ kg}$$

$$F_2 = \frac{(21\,221,65 - 0)(73\,050 * 4,30)}{107\,945 * 4,30 + 73\,050 * 7,30} = 11\,345,94 \text{ kg}$$

Como comprobación =  $F_t + F_1 + F_2 = 0 + 9\,875,71 + 11\,345,94 = 21\,221,65 \text{ kg}$

### **Fuerzas por marco**

La distribución de cargas sísmicas dependerá de la simetría estructural, pues si existen excentricidades entre el centro de rigidez y el centro de masa, la capacidad torsional del edificio se verá afectada.

Los marcos que tengan una mayor excentricidad experimentarán una fuerza de marco ( $F_m$ ) mayor, a los que posean menor excentricidad, por ello deberán ser diseñados para soportar mayores cargas sísmicas.

### **Fuerzas por marco en sentido y-y'**

En este sentido los marcos son simétricos, por lo que:

$$F_{m1} = 9\,875,71 \text{ kg} / 7 \text{ marcos} = \mathbf{1\,410,82 \text{ kg}}$$

$$F_{m2} = 11\,345,95 \text{ kg} / 7 \text{ marcos} = \mathbf{1\,620,85 \text{ kg}}$$

## Fuerzas por marco en sentido y-y'

En este sentido los marcos no tienen simetría, por lo que hay torsión en la estructura.

Un método simplificado de analizar la torsión en las estructuras, consiste en considerar separadamente los desplazamientos relativos del edificio, ocasionados por la traslación y rotación en cada piso, tomando en cuenta la rigidez de cada nivel, estas fuerzas tendrán un desplazamiento unitario, distribuyendo los cortantes por torsión proporcionalmente a su rigidez.

Voladizo: se refiere a edificios de un nivel o a los últimos niveles de edificios de varios niveles. La rigidez se calcula con la siguiente fórmula:

$$K = \frac{1}{\frac{Ph^3}{3EI} + \frac{1,2Ph}{AG}} \quad I = \frac{1}{12}bh^3$$

$$E = 15\,100\sqrt{f'c} \quad G = 0,40E$$

Doblemente empotrado: se refiere a los primeros niveles o niveles intermedios de edificios de varios niveles. La rigidez se calcula con la siguiente fórmula:

$$K = \frac{1}{\frac{Ph^3}{12EI} + \frac{1,2Ph}{AG}}$$

Dónde:

P = carga asumida, generalmente 10 000 kg

h = altura del muro o columna analizada en centímetros

E = módulo de elasticidad del concreto = 15 100 f'c<sup>1/2</sup>

I = inercia del elemento, en cm<sup>4</sup>

A = sección transversal de la columna analizada

G = módulo de rigidez

## Fuerza del marco por torsión

El cálculo de la fuerza que llega a cada marco. Se realiza por medio de la suma algebraica de la fuerza de torsión  $F_i''$  (fuerza rotacional) y la fuerza directamente proporcional a la rigidez de los marcos  $F_i'$  (fuerza traslacional).

$$F_m = F_i' \pm F_i''$$

$F_m$  = Fuerza por marco

Para esto se utilizan las siguientes fórmulas:

$$F_i' = \frac{K_m * F_n}{\sum K_m * (\#de\_Marcos)} \quad F_i'' = \frac{e * F_n * (\#de\_Marcos)}{E_i} \quad E_i = \frac{\sum K_m d_i^2}{K_m d_i}$$

Dónde:

$K_m$  = rigidez del marco analizado

$\sum K_m$  = sumatoria de las rigideces de los marcos paralelos a la carga.

$F_n$  = Fuerza por nivel

$E_i$  = relación entre rigideces y brazo de palanca de cada marco

$d_i$  = distancia entre el CR y el eje de cada marco considerado

$e$  = excentricidad

### Primer nivel

La rigidez de la columna se trabaja como doblemente empotrada por ser primer nivel de un edificio de varios niveles, pero por simplicidad del análisis tomaremos  $K=1$ .

Centro de rigidez: se toma una esquina como el origen, y de allí se mide la distancia  $d_i$ .

$$C.R. = \frac{\sum R_i * d_i}{\sum R_i}$$

$$C.R. = (1*7) + (1*2) + (1*0) / (1+1+1) = 3 \text{ m}$$

Centro de masa

$$C.M = L / 2$$

$$C.M = (2 + 5) / 2 = 3,50 \text{ m}$$

Excentricidad calculada =  $e_c$

$$e_c = CM - CR = 3,5 - 3 = 0,5 \text{ m}$$

$e_{\min} = 0,05 * b = 0,05 * 7 \text{ m} = 0,35 \text{ m}$ , por lo tanto se tomó  $e = 0,5 \text{ m}$

$b =$  lado perpendicular donde actúa la carga.

Con las fórmulas ya descritas, se calcula la fuerza por marco. Para el sentido Y, la fuerza del primer nivel es 9 875,70 kg, el segundo es 11 671,33 kg.

Tabla XVII. Fuerza por marco por torsión del primer nivel en Y

Marco	Km.	di	Km*di	Km*di <sup>2</sup>	Fi'	Fi''	Fm
C	1	3	3	9	3291,90	569,75	<b>3 861,66</b>
B	1	1	1	1	3291,90	189,92	<b>3 481,83</b>
A	1	-4	-4	16	3291,90	-759,67	<b>2 532,24</b>

Tabla XVIII. Fuerza por marco por torsión del segundo nivel en Y

Marco	Km.	di	Km*di	Km*di <sup>2</sup>	Fi'	Fi''	Fm
C	1	3	3	9	3 781,98	569,75	<b>5 745,70</b>
B	1	1	1	1	3 781,98	189,92	<b>4 000,17</b>
A	1	-4	-4	16	3 781,98	-759,67	<b>2 909,22</b>

Si el valor  $F_m < F_i''$  se debe de tomar  $F_i'$  como la fuerza del marco. Si el valor  $F_m > F_i''$ ,  $F_m$  será el valor del marco analizado, es decir que, se toman los valores críticos.

Las figura 42 y 43 muestran la distribución de carga sísmica para el marco A y el marco 3.

Figura 42. Carga por sismo - marco eje X

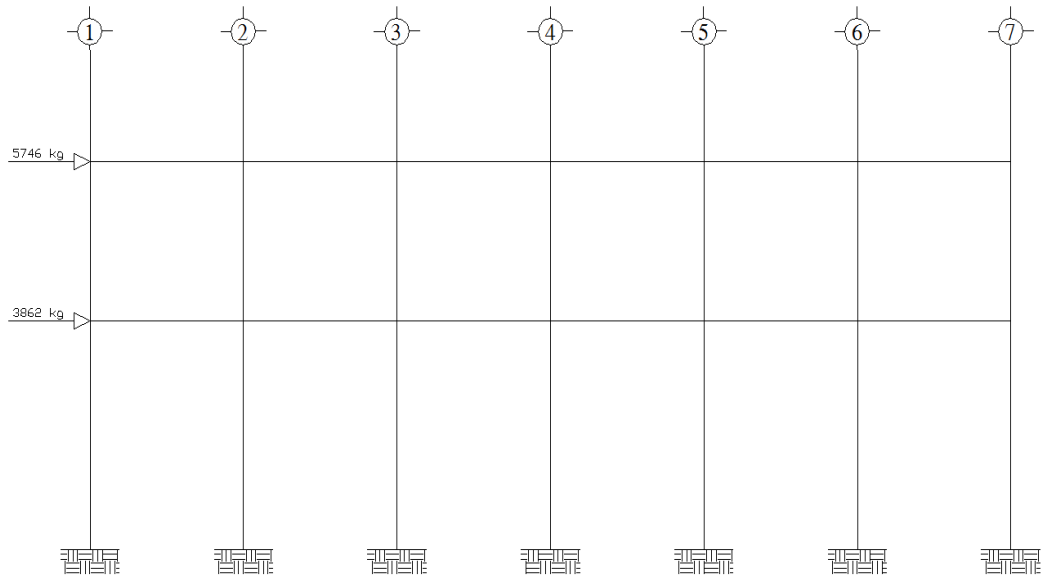
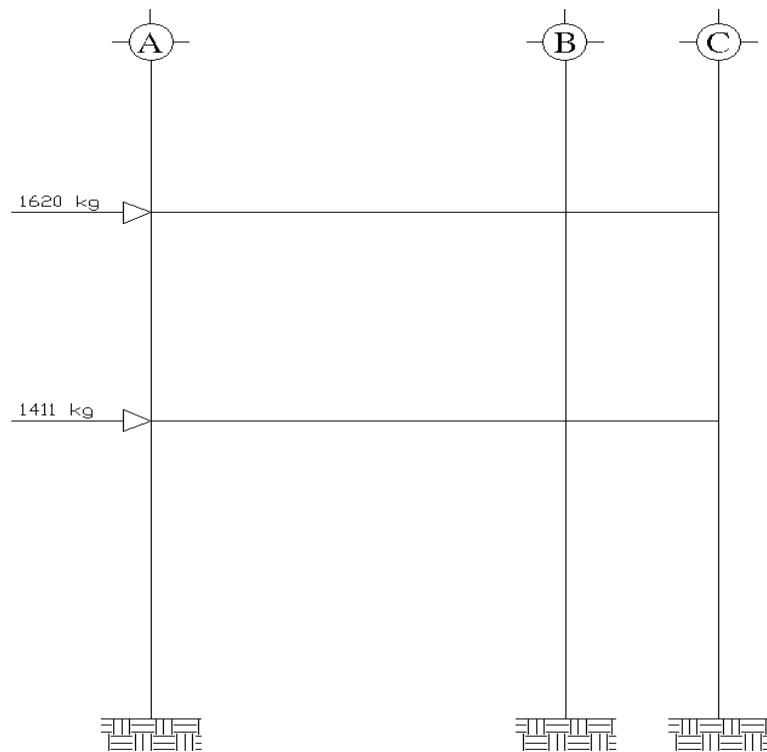


Figura 43. Carga por sismo - marco eje Y



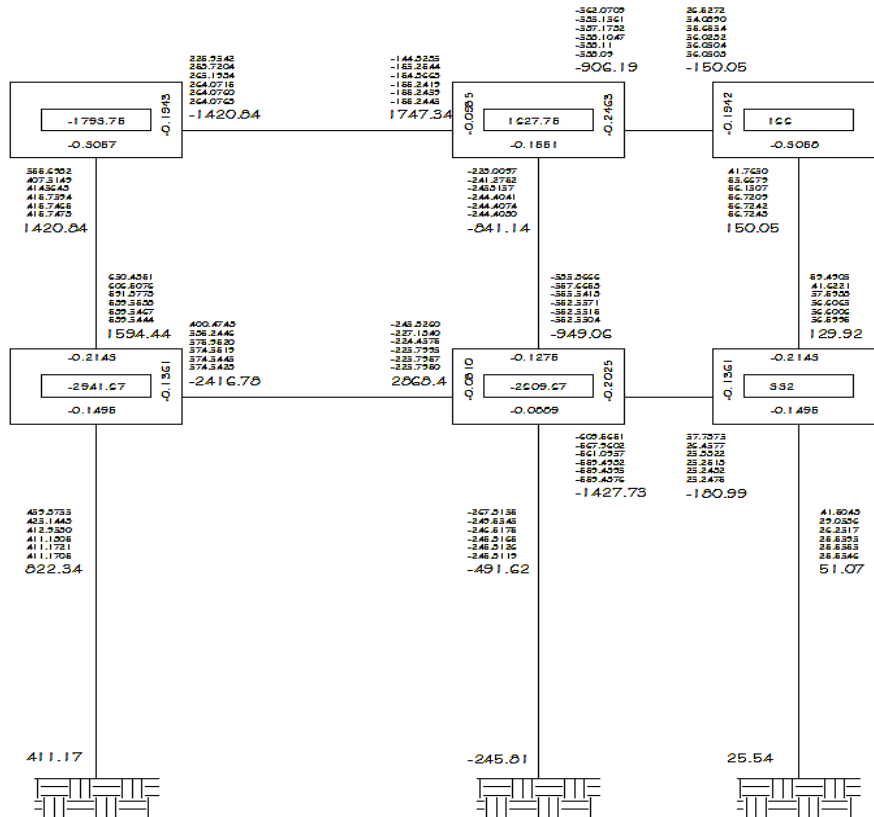
### 2.2.4.2.4. Análisis de marcos dúctiles utilizando software ETABS, y comprobación a través de un método numérico.

En este caso, se consideran únicamente las cargas verticales producidas por los entresijos, que se suponen uniformemente distribuidas sobre vigas, y las fuerzas horizontales de sismo.

El análisis de marcos se realizó por medio del software ETABS V8, y a manera de comprobación se analizó la estructura por el método de *Kanni*.

Ejemplo de método de *Kanni* para comparar con ETABS.

Figura 44. Momentos por carga muerta – marco crítico eje Y



Los siguientes modelos presentan los resultados del análisis para cada tipo de carga. Ver figuras 45 a la 50

Figura 45. **Momentos por carga muerta – marco crítico eje Y**

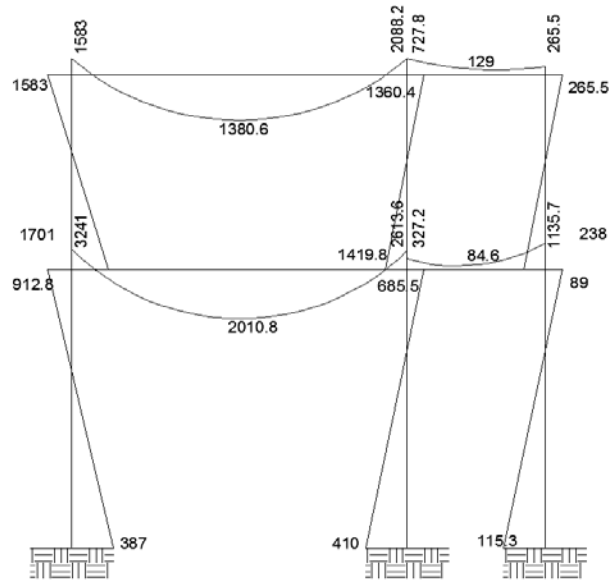


Figura 46. **Momentos por carga viva – marco crítico eje Y**

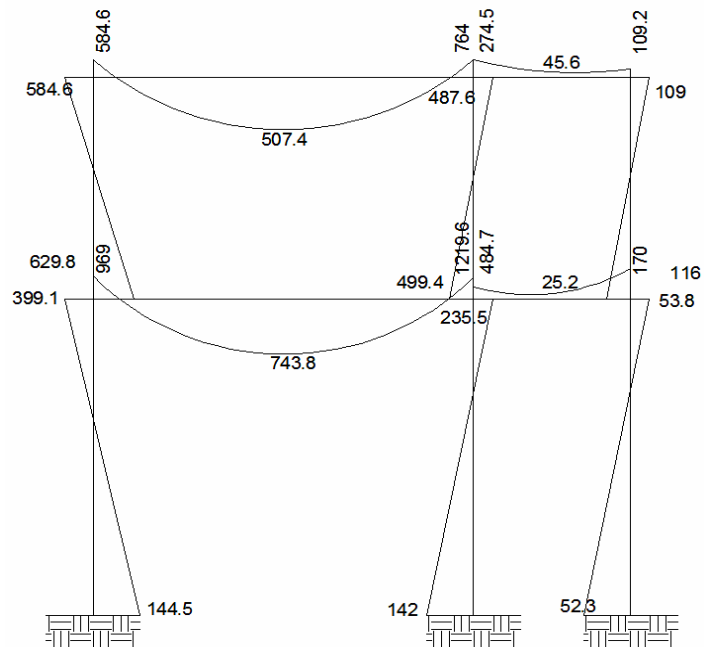


Figura 47. Momentos por carga de sismo – marco crítico eje Y

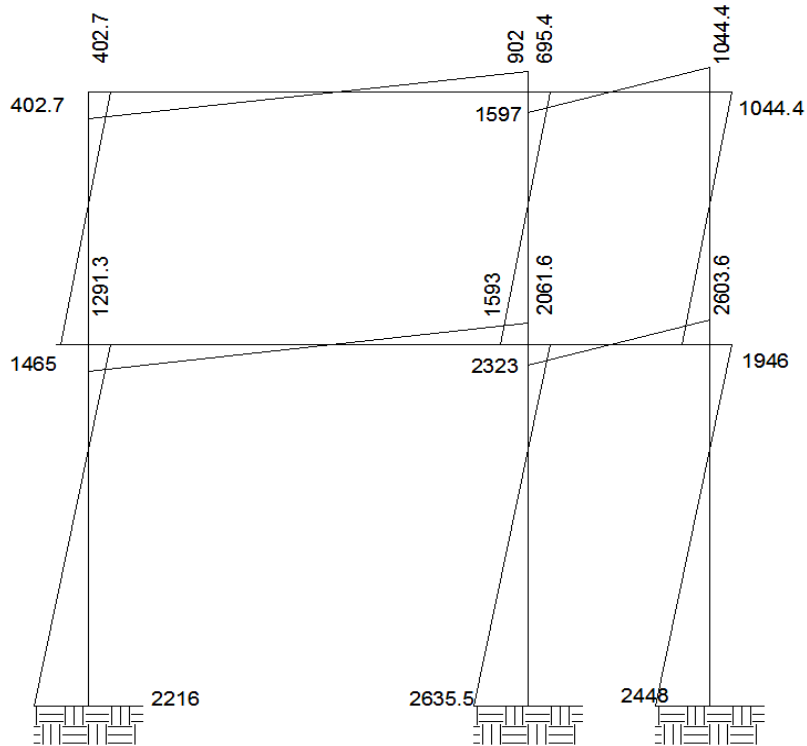
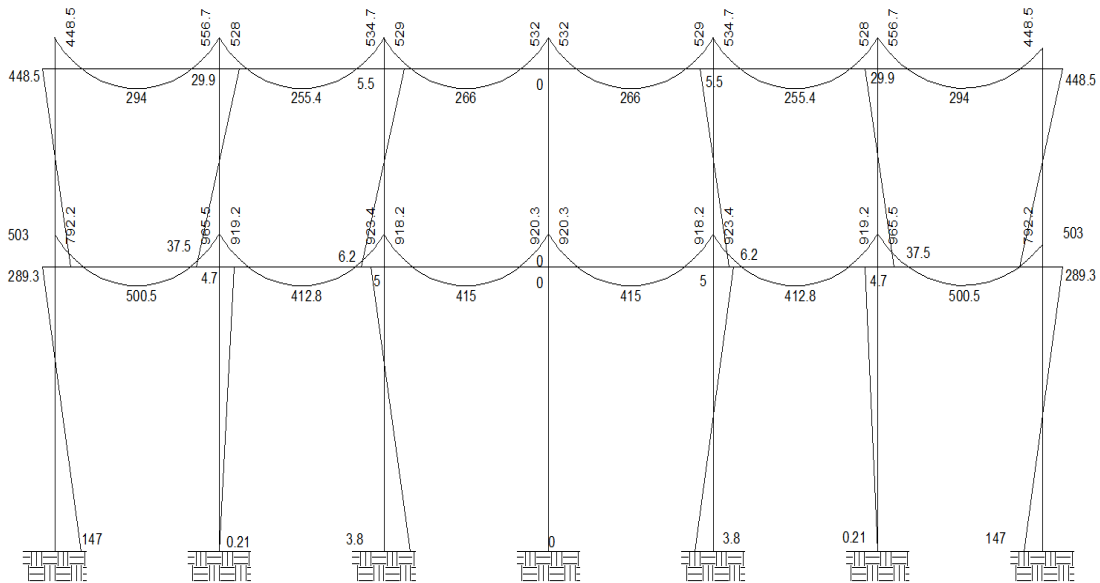
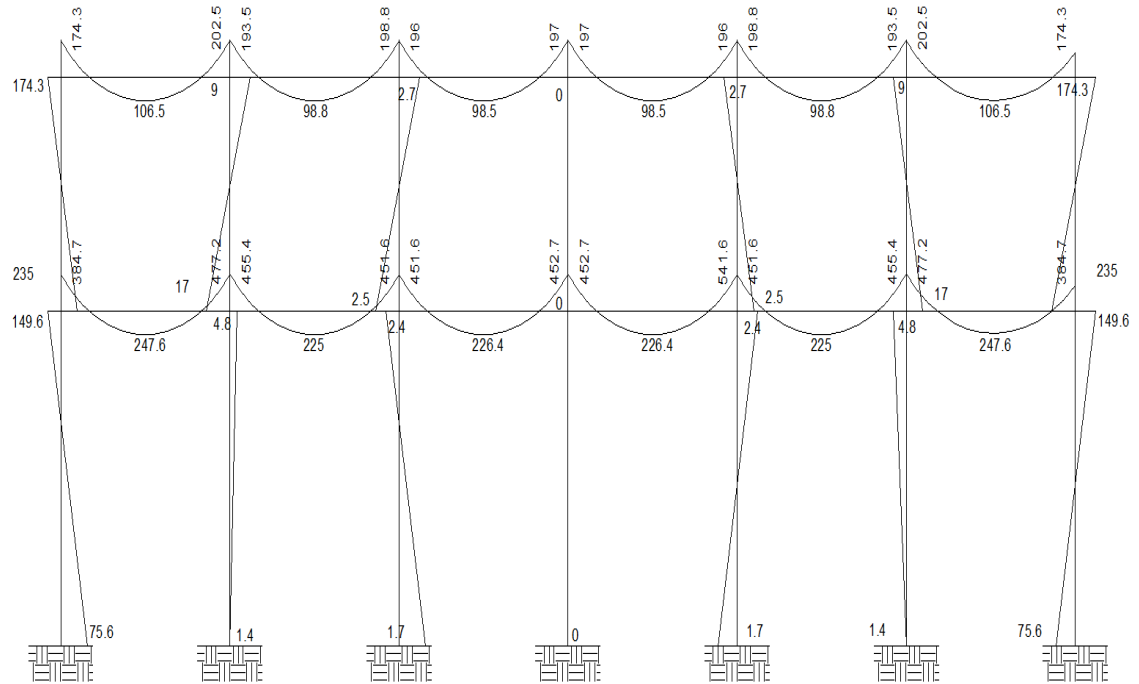


Figura 48. Momentos por carga muerta – marco crítico eje X

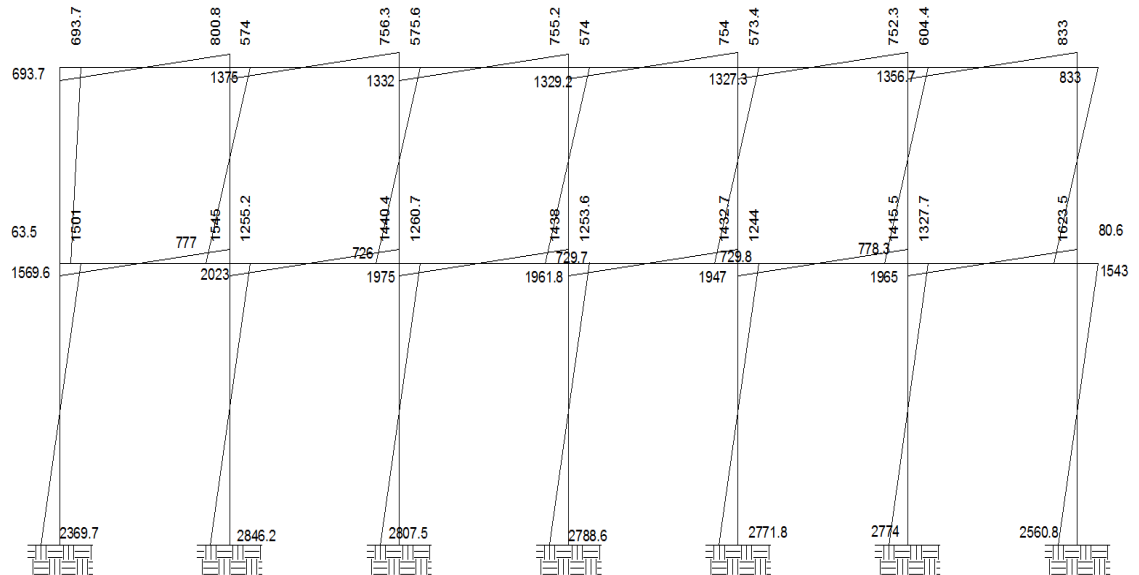




**Figura 49. Momento por carga viva – marco crítico eje X**



**Figura 50. Momento por carga de sismo – marco crítico eje X**



#### 2.2.4.2.5. Momentos últimos, por envolvente de momentos

Con los momentos de las cargas separadas de los marcos, se calculan los momentos últimos que actúan sobre estos, aplicando la envolvente de momentos, que según ACI es la superposición de los momentos de carga muerta, viva y sísmica. Las diferentes combinaciones para la envolvente de momentos que recomienda ACI son:

- **Para los momentos últimos negativos en vigas:**

$$M_{(-)} = 0,75( 1,4M_{CM} + 1,7M_{CV} + 1,87M_s )$$

$$M_{(-)} = 0,75( 1,4M_{CM} + 1,7M_{CV} - 1,87M_s )$$

- **Para los momentos últimos positivos en vigas:**

$$M_{(+)} = 1,4M_{CM} + 1,7M_{CV}$$

- **Para los momentos últimos en columnas:**

$$M_c = 0,75(1,4M_{CM} + 1,7M_{CV} + 1,87M_s )$$

$$M_c = 0,75(1,4M_{CM} + 1,7M_{CV} - 1,87M_s )$$

Debe usarse el más crítico de los casos, de todas las combinaciones, la crítica es cuando se agrega el momento de sismo.

Ver los diagramas de envolvente de momentos en vigas y columnas para los marcos A y 3. Ver figuras de la 51 a la 52.

Figura 51. **Envolvente de momentos – marco crítico eje Y**

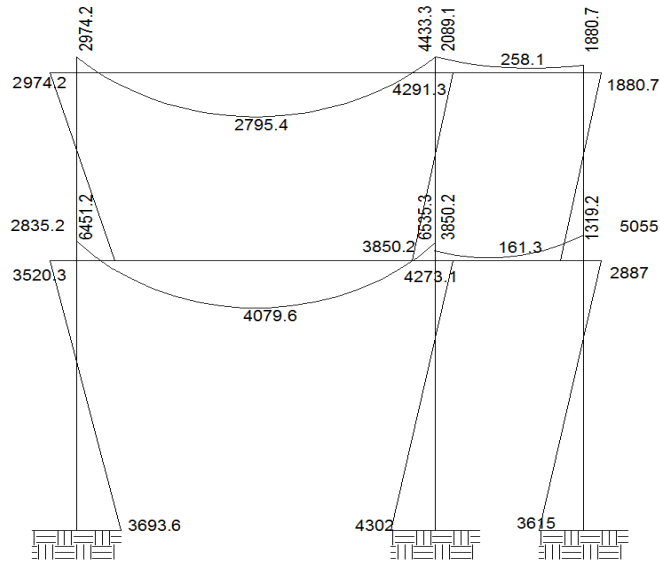
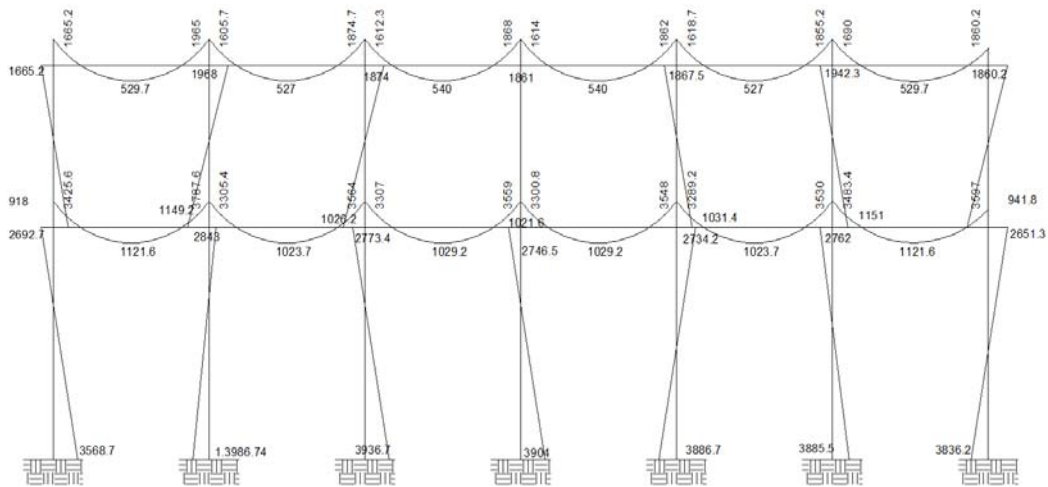


Figura 52. **Envolvente de momentos – marco crítico eje X**



### 2.2.4.2.6. Diagrama de corte y momento

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

$$\text{Corte en vigas} = V_v = 0,75 * \left[ \frac{1,4(W_{cm} * L)}{2} + \frac{1,7(W_{cv} * L)}{2} + \frac{1,87(\sum Ms)}{L} \right]$$

**Corte en columnas =** 
$$V_c = \frac{\sum M_{col}}{L}$$

Las siguientes tablas muestran los valores de corte último para las vigas y columnas de ambos marcos.

**Tabla XIX. Corte último en vigas del segundo nivel, marco crítico Y**

	W cm	W cv	Ms1	Ms2	L	Vu
V1	861	210	2 974,2	4 433,3	5	5 007,3
V2	498	100	2 089,1	1 880,7	2	3 434,2

**Tabla XX. Corte último en vigas del primer nivel, marco crítico Y**

	W cm	W cv	Ms1	Ms2	L	Vu
V1	1 412	420	6 451,2	6 535,5	5	8 688
V2	996	500	3 850,2	5 055	2	7 928

**Tabla XXI. Corte último en columnas del segundo nivel, marco crítico Y**

	M1	M2	L	Vu
C1	2 974,2	2 835,2	3	1,936,5
C2	4 291,3	3 850,2	3	2,713,8
C3	1 880,7	5 055	3	1,066,6

**Tabla XXII. Corte último en columnas del primer nivel, marco crítico Y**

	M1	M2	L	Vu
C1	3 520,3	3 693,6	4,3	1 677,7
C2	4 273,1	4 302	4,3	1 994,2
C3	2,887	3 615	4,3	1 512,3

**Tabla XXIII. Corte último en vigas del segundo nivel, marco crítico X**

	W cm	W cv	Ms1	Ms2	L	Vu
V1	587,5	142	1 665,2	1 964,9	3	2 894
V2	587,5	142	1 605,7	1 874,7	3	2 824
V3	587,5	142	1 612,3	1 868	3	2 824
V4	587,5	142	1 614	1 862	3	2 822
V5	587,5	142	1 618,7	1 855,2	3	2 821
V6	587,5	142	1 689,9	1 860,2	3	2 856,6

**Tabla XXIV. Corte último en vigas del primer nivel, marco crítico X**

	W cm	W cv	Ms1	Ms2	L	Vu
V1	1 105	483	3 425,6	3 787,6	3	6 037,6
V2	1 105	483	3 305,4	3 564,2	3	5 877
V3	1 105	483	3 307	3 559	3	5 875,3
V4	1 105	483	3 300,8	3 548	3	5 867,3
V5	1 105	483	3 289,2	3 529,8	3	5 853,3
V6	1 105	483	3 483,4	3 597,1	3	5 975,6

**Tabla XXV. Corte último en columnas del segundo nivel, marco crítico X**

	M1	M2	L	Vu
C1	1 665,2	917,9	3	861
C2	1 967,9	1 149,2	3	1 039
C3	1 874	1 026,2	3	966,7
C4	1 860,9	1 021,6	3	960,8
C5	1 867,5	1 031,4	3	966,3
C6	1 942,3	1 150,9	3	1 031
C7	1 860,2	941,8	3	934

**Tabla XXVI. Corte último en columnas del primer nivel, marco crítico X**

	M1	M2	L	Vu
C1	2 692,7	3 568,7	4,3	2 087,1
C2	2 843	3 986,7	4,3	2 276,6
C3	2 773,4	3 936,7	4,3	2 236,7
C4	2 746,5	3 904	4,3	2 116,8
C5	2 734,2	3 886,7	4,3	2 207
C6	2 762	3 885,5	4,3	2 215,8
C7	2 655,3	3 836,2	4,3	2 163,8

Las figuras 53 y 54 muestran los diagramas con los valores.

Figura 53. Envolvente de corte – marco crítico eje Y

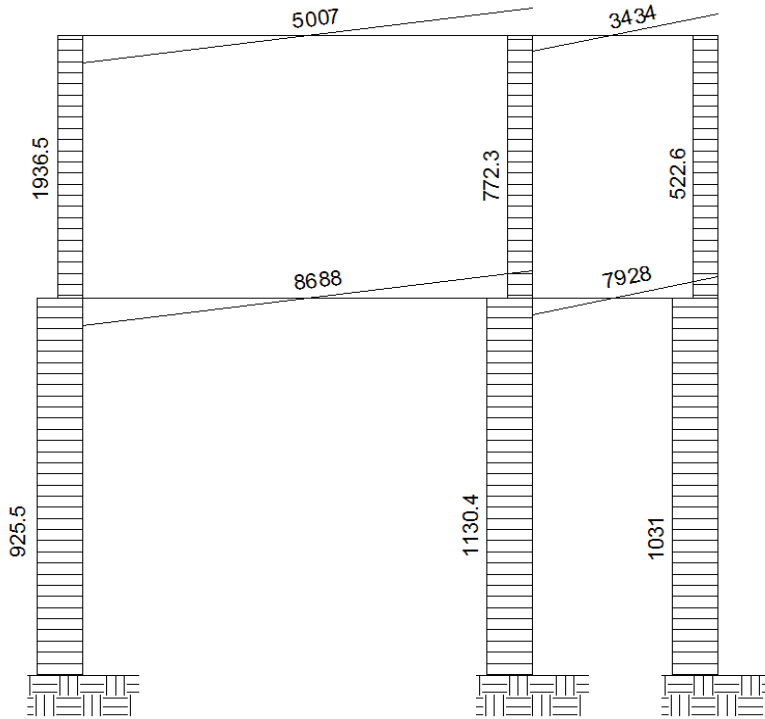
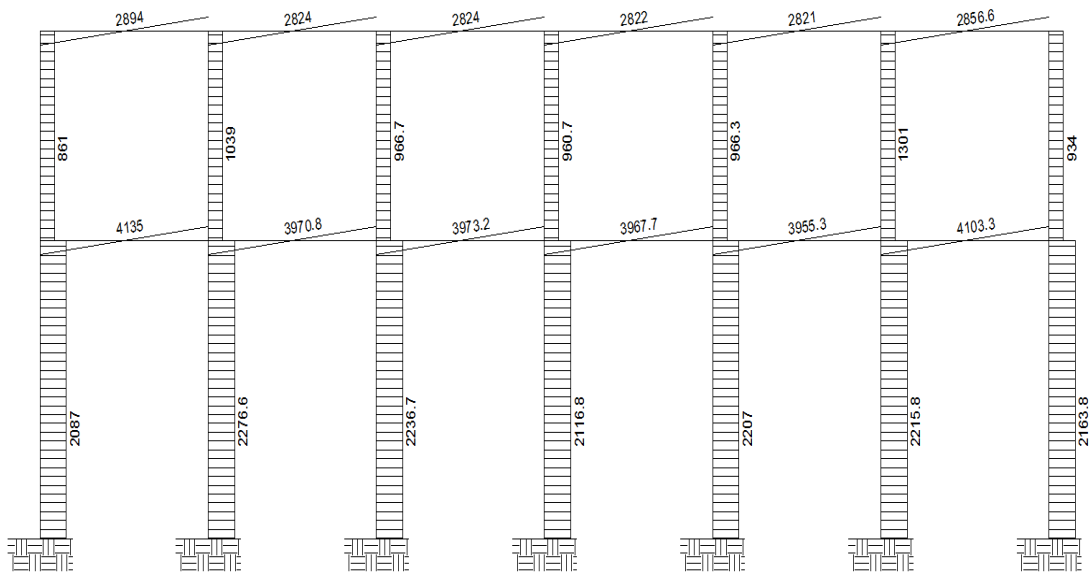


Figura 54. Envolvente de corte – marco crítico eje X



### 2.2.4.3. Diseño de elementos

El diseño estructural, consiste en determinar la cantidad necesaria de acero de refuerzo para los distintos elementos estructurales, para que estos puedan soportar las condiciones más críticas de combinación de momentos, de esta manera, la estructura es funcional y segura.

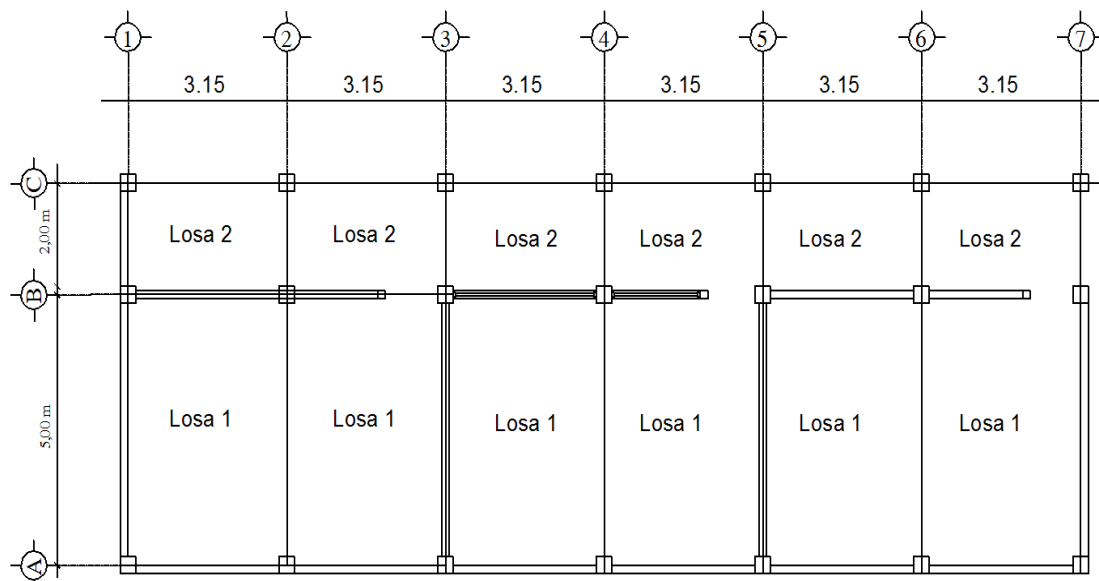
Los diseños de los respectivos elementos se presentan a continuación:

#### 2.2.4.3.1. Diseño de losas

Para diseñar las losas se utilizó el método 3 del ACI, el cálculo del espesor se presentó en la sección 2.1.4.2.1.

En la figura 30 se especifica la planta de distribución de losas que se utilizó en los dos niveles, las cargas de diseño fueron expuestas en la sección 2.1.3.5.1, así como la integración de las mismas.

Figura 55. Planta de distribución de losas



## Diseño de losas del nivel 1

Carga muerta:

Losa: $(2\,400\text{ kg/m}^3)(0,12\text{ m}) =$	288 kg/m <sup>2</sup>
Acabados =	90 kg/m <sup>2</sup>
Muros =	150 kg/m <sup>2</sup>
Total =	528 kg/m <sup>2</sup>

Carga viva

Aulas =	200 kg/ m <sup>2</sup>
Pasillo =	500 kg/ m <sup>2</sup>

$$\begin{aligned} \text{Carga última} &= 1,4 * \text{CM} + 1,7 * \text{CV} \\ &= 1,4 * 528\text{ kg/m}^2 + 1,7 * 200\text{ kg/m}^2 \\ &= 739,20\text{ kg/m}^2 + 340\text{ kg/m}^2 = 1\,079,20\text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

### Cálculo de los momentos actuantes:

Para los momentos se consideran franjas unitarias de un metro de ancho.

$$\text{CUu} = 1\,079,20\text{ kg/m}^2 * 1\text{ m} = 1\,079,20\text{ kg/m}$$

### Momentos negativos

$$\begin{aligned} Ma^- &= Ca^-(Cu)(a)^2 \\ Mb^- &= Cb^-(Cu)(b)^2 \end{aligned}$$

### Momentos positivos

$$\begin{aligned} Ma^+ &= Ca^+(Cmu)(a)^2 + Ca^+(Cvu)(a)^2 \\ Mb^+ &= Cb^+(Cmu)(b)^2 + Cb^+(Cvu)(b)^2 \end{aligned}$$

Dónde:

- M = momento actuante
- C = coeficiente de tablas de ACI 318-99
- CVu, CMu = carga viva y muerta últimas
- a, b = dimensión considerada en el análisis

Losa 1:

$m = 3/5 = 0,60$ , por lo que trabaja en dos sentidos.

$m = 0,60$  caso 9



$$Ca^- = 0,085$$

$$Cb^- = 0,006$$

$$Ca^+_{CM} = 0,036$$

$$Cb^+_{CM} = 0,004$$

$$Ca^+_{CV} = 0,059$$

$$Cb^+_{CV} = 0,007$$

$$Ma^- = (0,085) * 1079,20 * (3)^2 = 825,60 \text{ kg-m}$$

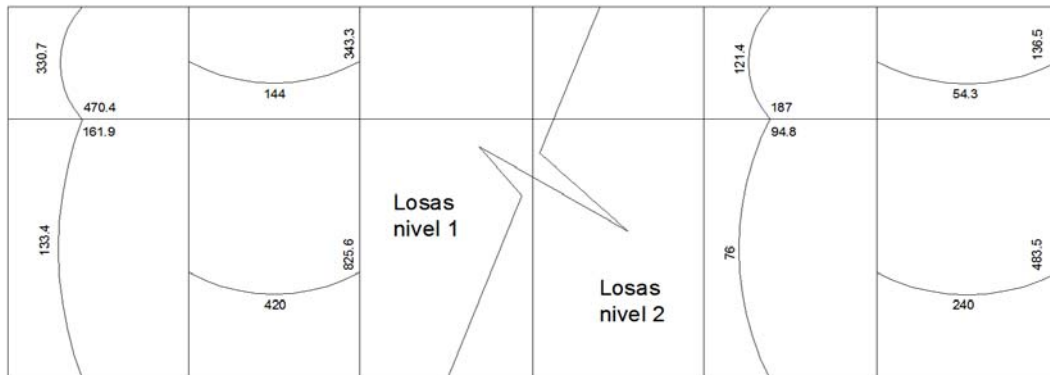
$$Mb^- = (0,006) * 1079,20 * (5)^2 = 161,90 \text{ kg-m}$$

$$Ma^+ = (0,036) * 739,20 * 3^2 + (0,059) * 340 * 3^2 = 420 \text{ kg-m}$$

$$Mb^+ = (0,004) * 739,20 * 5^2 + (0,007) * 340 * 5^2 = 133,42 \text{ kg-m}$$

Siguiendo el procedimiento anterior, se calculan los momentos en todas las losas, dando como resultado los datos de la figura 56.

Figura 56. **Planta de momentos actuantes en losas típicas**



### Balance de momentos

Cuando dos losas comparten un lado en común y en el mismo ambas presentan diferencia de momentos actuantes, deben balancearse, aplicando el siguiente criterio:

$$\text{Si } 0,8 * M_{\text{mayor}} \leq M_{\text{menor}}; \text{ entonces } MB = (M_{\text{mayor}} + M_{\text{menor}}) / 2$$

Si  $0,8 \cdot M_{\text{mayor}} > M_{\text{menor}}$ ; entonces MB = proporcional a su rigidez

Balance de momentos en Losa 1 y 2

$$M_1 = 470,40 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 161,90 \text{ kg-m}$$

$0,8 \cdot 470,40 = 376,32 > 161,90$ , por lo que el balance se hace por rigideces.

$$K_1 = \frac{1}{L_1} \quad K_2 = \frac{1}{L_2}$$

$K_1, K_2$  = las rigideces de las losas a y b

$L_1, L_2$  = longitudes de losa consideradas

$D_a, D_b$  = los factores de distribución de las losas a y b

Dónde:

$$D_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} \quad D_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2}$$

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

D1	D2
M1	M2
$(M_2 - M_1) \cdot D_1 + M_1$	$(M_2 - M_1) \cdot -D_2 + M_2$
<b>MB</b>	<b>MB</b>

Dónde:

MB = Momento balanceado.

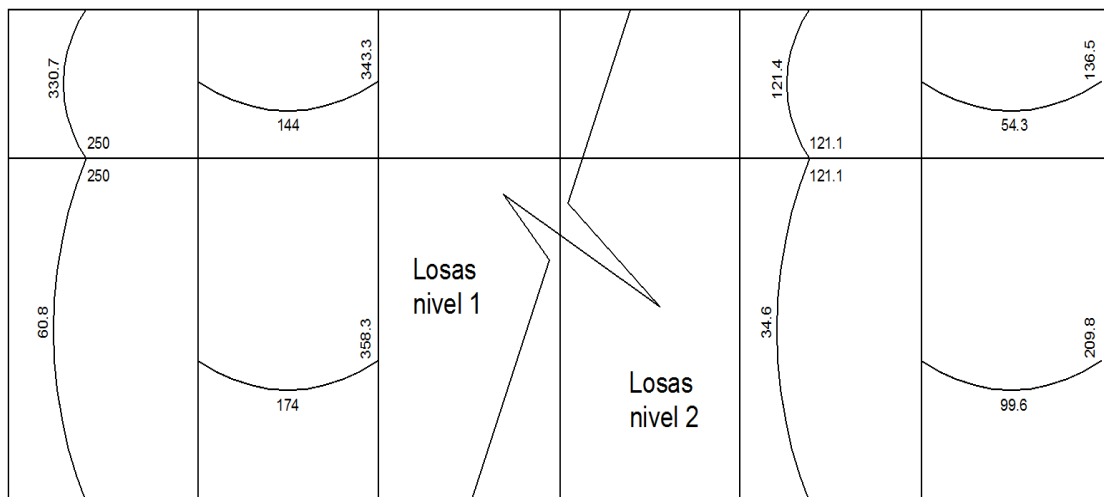
$$K_1 = \frac{1}{2} = 0,5 \quad K_2 = \frac{1}{5} = 0,2$$

$$D1 = \frac{0,5}{0,5+0,2} = 0,714$$

$$D2 = \frac{0,2}{0,5+0,2} = 0,286$$

0,714	0,286
470,40	161,90
$(470,40 - 161,90) * 0,708 - 470,40$	$(470,40 - 161,90) * 0,292 + 161,90$
-250,04 kg-m	250,04 kg-m

Figura 57. **Momentos balanceados (kg-m) en losas de entrepiso**



### Diseño del armado de losa

Primero se debe establecer el acero mínimo y el momento que resiste, para luego calcular el acero de refuerzo para los momentos mayores al mínimo. Basado en el Código del ACI 318-99.

Datos:

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

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

$$B = 100 \text{ cm (franja para un metro)}$$

Para calcular el acero mínimo:

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

$$\rho_{\min} = 14,1 / F_y$$

Dónde:

b = franja unitaria.

t = espesor de la losa.

d = peralte efectivo.

Entonces:

$$d = 12 - 2,5 = \mathbf{9,5 \text{ cm}}$$

$$A_{s\min} = (14,1 / 2810) * 100 * 9,5 = \mathbf{4,77 \text{ cm}^2}$$

Separación para  $A_{s\min}$  con varillas No. 3 ( $A_s = 0,71 \text{ cm}^2$ )

$$4,77 \text{ cm}^2 \text{ _____ } 100 \text{ cm}$$

$$0,71 \text{ cm}^2 \text{ _____ } S$$

$$S = 14,89 \text{ cm}$$

Separación máxima

$$S_{\max} = 2t$$

$$S_{\max} = 2 (12 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$$

Cálculo del momento que resiste el  $A_{s\min} = 4,77 \text{ cm}^2$

$$M_{A_{s\min}} = \phi * \left( A_s * f_y * \left( d - \frac{A_s * f_y}{1,7 * f'_c * b} \right) \right)$$

$$M_{A_{s\min}} = 0,9 * (4,77 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ kg/cm}^2 * \left( 9,5 \text{ cm} - \frac{4,77 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ kg/cm}^2}{1,7 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm}} \right))$$

$$M_{A_{s\min}} = 1100,72 \text{ kg} - m$$

Para los momentos menores que resiste el  $A_{s\min}$ , se armaran a  $S_{\max} = 14 \text{ cm}$ , para momentos mayores se armaran según indique el cálculo.

En los dos sentidos, todos los momentos son resistidos por el  $S_{m\acute{a}x}$ , por lo que se utilizara el  $A_{s_{m\acute{a}n}}$ , para todos los armados de losa del primer nivel con el espaciamiento indicado.

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

#### **Cálculo del corte máximo actuante**

$$V_{\max} = \frac{C_u * L}{2} = \frac{1\,079,20 * 3}{2} = 1\,618,80 \text{ kg}$$

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

B= base, franja unitaria, 100 cm

#### **Cálculo de corte máximo resistente**

$$V_{res} = \phi \sqrt{f'_c} * b * d = 0.85 * \sqrt{210} * 100 * 9,5 = 11\,701,79 \text{ kg}$$

Comparar  $V_r$  con  $V_{m\acute{a}x}$

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

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

#### **Losas del segundo nivel**

El procedimiento es similar al anterior, variando los datos de carga viva y carga muerta, el armado final es con varillas No. 3 @ 18cm.

#### **2.2.4.3.2. Diseño de vigas**

Las vigas son elementos estructurales que transmiten cargas externas de manera transversal, las cuales provocan momentos flexionantes y fuerzas

cortantes en su longitud, soportan el peso de losa y el propio, y las transmiten a las columnas y muros si es el caso.

El procedimiento seguido para diseñar vigas, se describe a continuación, aplicado a la viga del primer nivel del marco 3. Los datos se obtienen del análisis estructural.

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

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

$$\text{Sección} = 20 * 35 \text{ cm}$$

$$\text{Rec.} = 3 \text{ cm}$$

$$d = 35 - 3 = 32 \text{ cm}$$

$$E_s = 2,1 * 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$M(-)1 = 6\,451,20 \text{ kg - m}$$

$$M(-)2 = 6\,535,50 \text{ kg - m}$$

$$M(+) = 4\,079,60 \text{ kg - m}$$

$$V_{\text{crítico}} = 8\,688 \text{ kg}$$

### Límites de acero

$$\text{Fórmulas: } \quad A_s \text{ mín} = \frac{14,1}{F_y} b * d \quad A_s \text{ máx} = 0,50 * \rho_{bal} * b * d$$

$$A_s \text{ mín} = \frac{14,1}{2\,810} * 20 * 32 = 3,21 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{bal} = \frac{\beta_1 * 0,85 * f'_c}{f_y} * \frac{6\,115}{6\,115 + f_y} = \frac{0,85 * 0,85 * 210}{2\,810} * \frac{6\,115}{6\,115 + 2\,810} = 0,03699$$

$$A_s \text{ máx} = 0,50 * 0,03699 * 20 * 32 = 11,84 \text{ cm}^2$$

### Refuerzo longitudinal

$$A_s = (b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M * b}{0,003825 * f'_c}}) \left( \frac{0,85 * f'_c}{f_y} \right)$$

$$A_s = \left( 20 * 32 - \sqrt{(20 * 32)^2 - \frac{6\,451,20 * 20}{0,003825 * 210}} \right) \left( \frac{0,85 * 210}{2\,810} \right) \rightarrow A_s = 8,96 \text{ cm}^2$$

Los resultados para los momentos se observan en la tabla XXVIII.

Tabla XXVII. **Cálculo del área de acero**

	Momento	As Req	As Mín	As Máx
M(-)1	6 451,20	8,96	3,21	11,84
M(+)	4 079,60	5,40	3,21	11,84
M(-)2	6 535,50	9,09	3,21	11,84

Para calcular el armado de la viga, se debe cumplir con los siguientes requisitos sísmicos, según el código ACI-318 Cáp. 21:

a) Cama superior:

Colocar 2 varillas como mínimo

Asmín	3,21 cm <sup>2</sup>	}	→	Se coloca el mayor
33% As(-) mayor	3,03 cm <sup>2</sup>			

**Armado propuesto 2 varillas No. 5 corridas = 3,96 cm<sup>2</sup>, si cumple**

b) Cama inferior:

Colocar 2 varillas como mínimo

As mín	3,21 cm <sup>2</sup>	}	→	Se coloca el mayor	
50%As(+)	2,70 cm <sup>2</sup>				Asmín. = 3,21 cm <sup>2</sup>
33%As(-) mayor	3,03 cm <sup>2</sup>				

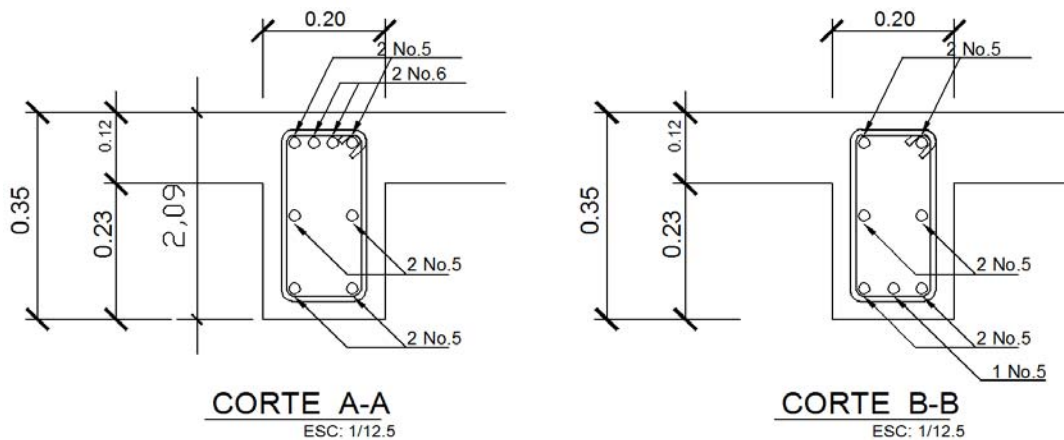
**Armado propuesto 2 varillas No. 5 corridas = 3,96 cm<sup>2</sup>, si cumple**

Tabla XXVIII. **Armado de viga**

Momento		As Req	Armado de la viga	chequeo	Ver figura 44
M(-)1	6 451 kg-m	8,96	2 varillas No. 5 corridas + 2 No. 6 bastones = 9,66 cm <sup>2</sup>	Si cumple	Sección A
M(+)	4 079,60 kg-m	5,40	2 varillas No.5 corridas + 1 No. 5 bastón = 5,94 cm <sup>2</sup>	Si cumple	Sección B
M(-)2	6 535 50 kg-m	9,09	2 varillas No.5 corridas + 2 No. 6 bastones = 9,66 cm <sup>2</sup>	Si cumple	Sección C

Debido a que la separación entre varillas de la cama superior y la inferior es casi 30 cm, es necesario colocar una varilla en medio como refuerzo adicional, equivalente a  $0,58 \text{ pulg}^2$  por 1 ft de separación. Este refuerzo se coloca para que absorba los esfuerzos internos de corte del concreto.

Figura 58. Secciones de viga



### Cálculo de corte resistente

$$V_r = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 20 * 32 = 4\,178,15 \text{ kg}$$

Comparar corte resistente con corte último:

Si  $V_r > V_u$  la viga necesita estribos solo por armado, a  $S_{\text{máx.}} = d/2 < 30 \text{ cm}$ .

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

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

$$S_{\text{máx}} = d/2 = 32/2 \text{ cm} = 16 \text{ cm} \text{ usar mínimo acero No. 3}$$

En este caso,  $V_r = 4\,178,15 \text{ kg} < V_u = 8\,688 \text{ kg}$ , entonces, se utiliza la ecuación anterior:

$$S = \frac{2 * 0,71 * 2\,810 * 32}{8\,688} = 14,70 \text{ cm} = 14 \text{ cm}$$



Este espaciamiento se utilizará en la sección donde no resiste el concreto. Esta zona se obtiene mediante relación de triángulos.

$$\frac{5/2}{8\ 688} = \frac{x}{4\ 178,15}, \quad x = 1,20 \text{ m}$$

Además, los requisitos mínimos para corte en extremos de viga según el código ACI -318 en el artículo 21.3.3.

a)  $2d$  en ambos extremos =  $2 \cdot 32 = 64 \text{ cm}$

b) Primer estribo a no más de  $5 \text{ cm}$

c)  $S_{\text{máx.}}$  no debe ser mayor que

-  $d/4 = 32/4 = 8 \text{ cm}$

-  $8 \text{ fb longitudinal menor diámetro} = 8 \cdot 1,9 = 15,20 \text{ cm}$

-  $24 \text{ fb estribo} = 24 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ cm}$

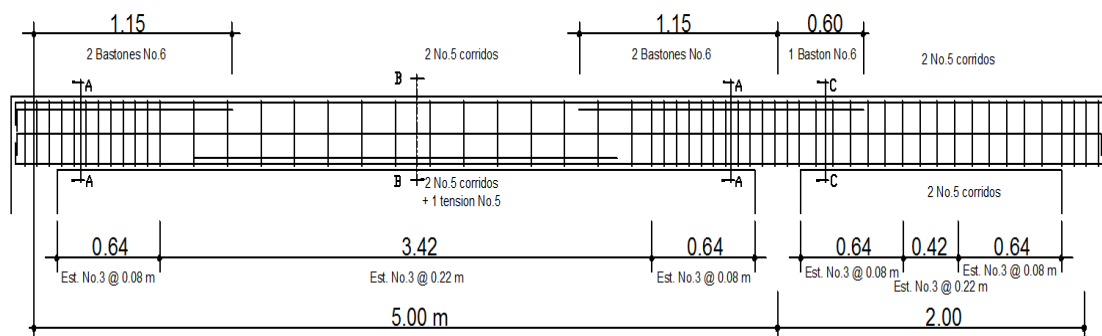
- No mayor de  $30 \text{ cm}$

} se coloca el  
menor de todos

$S_{\text{máx}}$  en zona confinada es de  $8 \text{ cm}$

El armado de estribos final para la viga es el siguiente: el primer estribo No. 3 a  $0,05 \text{ m} + 16$  Estribos No. 3 a  $0,08$  en zona confinada en ambos extremos y el resto @  $0,16$  en zona no confinada. Ver figura 59, sección longitudinal de viga.

Figura 59. Sección longitudinal de viga



### 2.1.4.3.3. Diseño de columnas

Son elementos estructurales sometidos a carga axial y momentos flexionantes. La carga axial es el valor de todas las cargas últimas verticales que soporta la columna, está determinada por el área tributaria.

Los momentos flexionantes provienen del análisis estructural, para diseñar la columna, se toma el mayor de los dos momentos actuantes en extremos de ésta.

Se diseñaran únicamente las columnas críticas por cada nivel, es decir, las que están sometidas a mayores esfuerzos. El diseño resultante para cada columna es aplicado a todas las columnas del nivel respectivo, en esta sección se describe el procedimiento que se sigue para diseñar la columna típica del primer nivel.

#### Datos

Sección de columna = 30 cm \* 30 cm     $M_y = 4\,302 \text{ kg} - \text{m}$   
Sección de viga 1 = 20 cm \* 35 cm     $M_x = 3\,986,60 \text{ kg} - \text{m}$   
Sección de viga 2 = 20 cm \* 25 cm     $V_x = 2\,276,60 \text{ kg}$   
Longitud de columna = 4,30 m     $V_y = 1\,994,20 \text{ kg}$   
Longitud de vigas = (6 + 7)m    Área tributaria = 10,80 m<sup>2</sup>  
Espesor de losa = 0,12 m

La carga axial  $P_u$  que resiste la columna, es el peso de las columnas sobre la columna que se analizará, incluyendo el área tributaria de las columnas por encima de la que se está analizando.

$$C_U = 1,4 C_M + 1,7 C_V$$

Segundo nivel:  $CU = 1,4 (330) + 1,7 (100) = 632 \text{ kg/m}^2$

Primer nivel:  $CU = 1,4 (528) + 1,7 (200) = 1\ 079,20 \text{ kg/m}^2$

Cálculo del factor de carga última

$$F_{cu} = \frac{CU}{CM + CV} = \frac{1\ 079,20}{728} = 1,48$$

Cálculo de la carga axial:  $P_u = (A_T * CU) + \{(PP_{\text{vigas}} * F_{cu}) + (PP_{\text{col}}) * F_{cu}\} =$

2do. Nivel  $P_u = (10,50 * 632) + \{(0,20 * 0,25 * 2\ 400 * 6) + (0,20 * 0,35 * 2\ 400 * 7) + (3 * 0,3 * 0,3 * 2\ 400) * 1,48\} = 10\ 401 \text{ kg}$

1er. Nivel  $P_u = (10,50 * 1\ 079,20) + \{(0,20 * 0,25 * 2\ 400 * 6) + (0,20 * 0,35 * 2\ 400 * 7) + (4,30 * 0,3 * 0,3 * 2\ 400) * 1,48\} = 15\ 512,32 \text{ kg}$

$P_u = 10\ 401 + 15\ 512,32 = \mathbf{25\ 913,30 \text{ kg}}$

### **Clasificar las columnas por su esbeltez (E)**

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

La esbeltez se calcula por la fórmula  $E = \frac{k * Lu}{R}$ ;

$k$  = coeficiente de rigidez de la columna.

$Lu$  = longitud efectiva

$R$  = radio de giro ( $0,3 h$ )

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

$$\psi = \frac{0,7 * (\sum K_{col})}{0,35 * (\sum k_{viga.})}$$

$K_{(rigidez)} = I / L; I =$  Inercia,  $L =$  Longitud del elemento

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

$$I_{viga y} = \frac{20 * 35^3}{12} = 71\,458,33 \text{ cm}^4$$

$$I_{viga x} = \frac{20 * 25^3}{12} = 26\,041,67 \text{ cm}^4$$

$$I_{col} = \frac{30 * 30^3}{12} = 67\,500 \text{ cm}^4$$

Eje x:

$$K_{viga} = \frac{26\,041,67}{300} * 2_{vigas} = 173,61$$

$$K_{col} = 2 * \frac{67\,500}{300} = 450$$

$$\psi = \frac{0,70 * 450}{0,35 * 173,61} = 1,89$$

Extremo inferior por estar empotrado  $\psi_b = 0$

$$\psi_p = \frac{\psi_a + \psi_b}{2} = \frac{1,89 + 0}{2} = 0,95$$

Coefficiente K

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

$$K = 0,9 * \sqrt{1 + \psi_p} \quad \text{para } \psi_p \geq 2$$

$$K = \frac{20 + 0,95}{20} * \sqrt{1 + 0,95} = 1,46$$

Esbeltez de columna

$$E = \frac{k * Lu}{\sigma} \quad \text{donde } \sigma = 0,3 * \text{lado menor para columnas rectangulares}$$

$$E = \frac{1,46 * 3}{0,30 * 0,30} = 48,67 > 22 \text{ y } < 100$$

Por lo tanto es una columna intermedia

El cálculo de la esbeltez de esta columna, en el sentido Y, se resume a continuación:

$$\Psi_p = 0,90$$

$$K = 1,44$$

$$E = 48 > 22 \text{ y } < 100$$

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

### **Magnificación de momentos**

Utilizando el método ACI de magnificación de momentos.

#### **Sentido X**

Cálculo del factor de flujo plástico del concreto:

$$\beta_d = \frac{CMu}{CU} = \frac{1,4 * 528}{1\ 079,20} = 0,685$$

Cálculo del EI total del material

$$E_c = 15\ 100 \sqrt{f'c} \quad I_g = \frac{1}{12} * bh^3$$

$$EI = \frac{E_c * I_g}{2,5 * (1 + \beta d)}$$

$$EI = \frac{15\,100 \sqrt{210} * \left(\frac{30 * 30^3}{12}\right)}{2,5 * (1 + 0,685)} = 3,5063 * 10^9 \text{ kg} - \text{cm}^2 = 350,63 \text{ ton} - \text{m}^2$$

Cálculo de la carga crítica de pandeo de Euler:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(K * Lu)^2} = \frac{\pi^2 * 350,6}{(1,46 * 3)^2} = 180,37 \text{ ton}$$

Cálculo del magnificador de momentos

$\delta > 1$  y  $\phi = 0,70$  si se usan estribos

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{Pu}{\phi P_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{25,913}{0,70 * 180,37}} = 1,2582$$

Cálculo de momentos de diseño:

$$M_{dx} = \delta * M_u = 1,2582 * 3\,986,60 = 5\,016 \text{ kg} - \text{m}$$

### Sentido Y

$$\beta d = 0,685$$

$$EI = 350,63 \text{ ton} - \text{m}^2$$

$$P_{cr} = 185,41 \text{ ton}$$

$$\delta = 1,249$$

$$M_{dy} = \delta * M_u = 1,249 * 4\,302 = 5\,375,20 \text{ kg} - \text{m}$$

### Cálculo del acero longitudinal por el método BRESLER

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

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

El procedimiento a seguir es:

Cálculo de límites de acero: según ACI, el área de acero en una columna debe estar dentro de los siguientes límites  $1\% A_g < A_s < 6\% A_g$  en zona sísmica.

$$A_{s\text{mín}} = 0,01 (30*30) = 9 \text{ cm}^2 \quad A_{s\text{máx}} = 0,06 (30*30) = 54 \text{ cm}^2$$

Se propone un armado, se aconseja iniciar con un valor cerca de  $A_{s\text{mín}}$ .  
Armado propuesto 8 No 6 = 22,80 cm<sup>2</sup>

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

Valor de la gráfica

$$Y = X = \frac{H_{\text{nucleo}}}{H_{\text{columna}}} = \frac{b - 2rec}{h} = \frac{0,30 - 2*0,03}{0,30} = 0,80$$

Valores de la curva:

$$\rho_{tu} = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c A_g} = \frac{22,80 * 2810}{0,85 * 210 * 900} = 0,399$$

Excentricidades:

$$e_x = \frac{Mdx}{Pu} = \frac{5016}{25913} = 0,1936$$

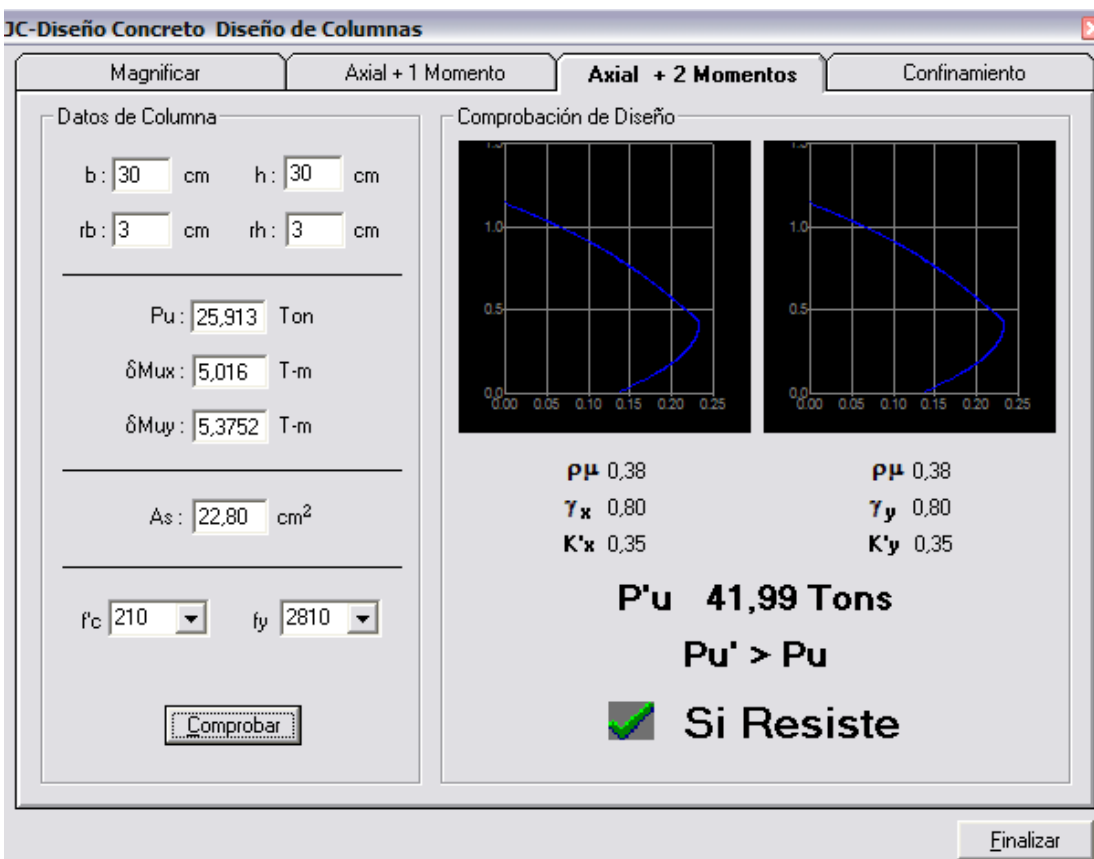
$$e_y = \frac{M_{dy}}{P_u} = \frac{5\,375,20}{25\,464} = 0,2074$$

Al conocer las excentricidades se calcula el valor de las diagonales

$$e_x/h_x = 0,197/0,8 = 0,242 \quad e_y/h_y = 0,296/0,8 = 0,26$$

Con los valores obtenidos en los últimos cuatro pasos, se buscan los valores de los coeficientes  $K_x$  y  $K_y$ , en la gráfica de los diagramas de interacción. La grafica se encontró aplicando el programa JC Diseño de concreto, ver figura 60.

Figura 60. Gráfica programa JC-Diseño de concreto





### Cálculo de cargas

Carga de resistencia de la columna a una excentricidad ex:

$$P'_{ux} = K_x * f'_c * b * h = (0,35)(210)(30 * 30) = 66 150 \text{ kg}$$

Carga de resistencia de la columna a una excentricidad ey:

$$P'_{uy} = K_y * f'_c * b * h = (0,35)(210)(30 * 30) = 66 150 \text{ kg}$$

Carga axial de resistencia de la columna

$$P'_o = \phi(0,85 * f'_c(A_g - A_s) + A_s * F_y) = 0,70 * (0,85 * 210 * (900 - 20,80) + 20,80 * 2 810)$$
$$P'_o = 154 453,73 \text{ kg.}$$

Carga de la resistencia de la columna:

$$P'_u = \frac{1}{\frac{1}{P'_{ux}} + \frac{1}{P'_{uy}} - \frac{1}{P'_o}} = \frac{1}{\frac{1}{66 150} + \frac{1}{66 150} - \frac{1}{154 453}} = 42 087,74 \text{ kg}$$

El valor de P'u debe ser mayor o igual a Pu/0,7.

$$\frac{25 913}{0,7} = 37 018,60 < 42 087,74 \text{ kg}$$

Como P'u > Pu/0,7 el armado propuesto resiste las fuerzas aplicadas, si esto no fuera así se debe aumentar el área de acero hasta que cumpla.

### Refuerzo transversal

Además de diseñar las columnas para resistir flexocompresión, es necesario dotarlas con suficiente ductilidad, para que absorban parte de la energía del sismo, esto se logra mediante un mayor confinamiento en los extremos. Se ha determinado que si las columnas se confinan, su capacidad de carga es mucho mayor y mejora notablemente la ductilidad de la columna.

Se debe chequear  $V_r$  con  $V_u$  con los siguientes criterios:

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

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

Se calcula el corte resistente

$$V_r = 0,85 * 0,53 \sqrt{f'c} * b * d = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 30 * 27 = 5\,288 \text{ kg}$$

$V_u = 2\,276,60 \text{ kg}$   $V_r > V_u$ ; los estribos se colocaran en zona no confinada a  $d/2$ .

Para ambas opciones debe considerarse que la varilla utilizada en este diseño será la número 3.

En este caso  $V_r > V_u$ , se colocan estribos a  $S = d / 2 = 27 / 2 = 13,5$ .

Los estribos se colocaran a cada 13 cm con varillas No. 3

### Refuerzo por confinamiento

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

$$L_o \left\{ \begin{array}{l} L_u / 6 = 3 / 6 = 0,5 \text{ m} \\ \text{Lado mayor de la columna} = 0,30 \text{ m} \\ 48\emptyset \text{ varilla transv.} = 0,46 \text{ m} \\ 16\emptyset \text{ varilla long.} = 0,41 \text{ m} \end{array} \right.$$

**Longitud de confinamiento: 0,45 m**

Cálculo de la relación volumétrica.

$$\rho_s = 0,45 * \left( \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right) \left( \frac{0,85 * f'c}{f_y} \right) : \text{ Pero debe cumplir con } \rho_s \geq 0,12 * \left( \frac{f'c}{f_y} \right)$$

Donde Ach = Area chica = dx\*dy = 24\*24=576 cm<sup>2</sup>

$$\rho_s = 0,45 * \left( \frac{30^2}{24^2} - 1 \right) \left( \frac{0,85 * 210}{2810} \right) = 0,01608$$

$$0,12 * \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) = 0,12 * \left( \frac{210}{2810} \right) = 0,00897$$

0,01608 ≥ 0,00897 Por lo que se utiliza  $\rho_s$ , utilizando varillas número 3 para los estribos, el espaciamiento en la zona confinada es:

$$S_1 = \frac{2A_v}{\rho_s L_e} = \frac{2 * 0,71}{0,01608 * 24} = 3,68 \text{ cm} \approx 4 \text{ cm}$$

Figura 61. Detalle refuerzo a corte columnas

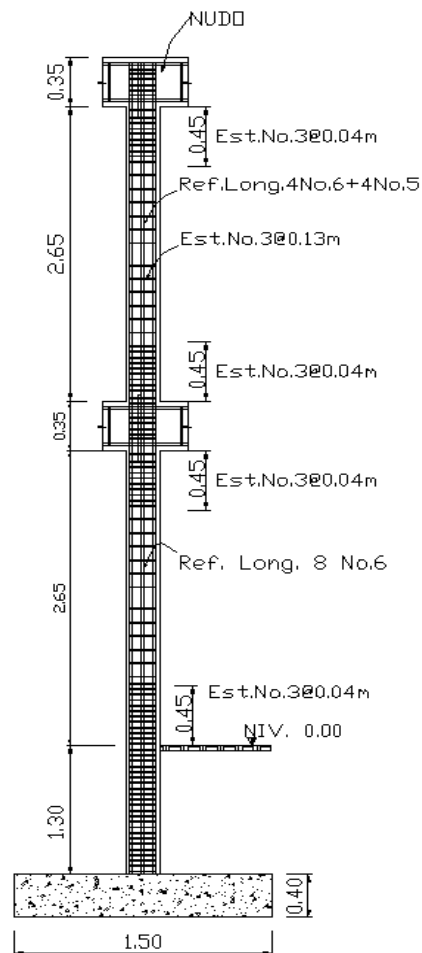
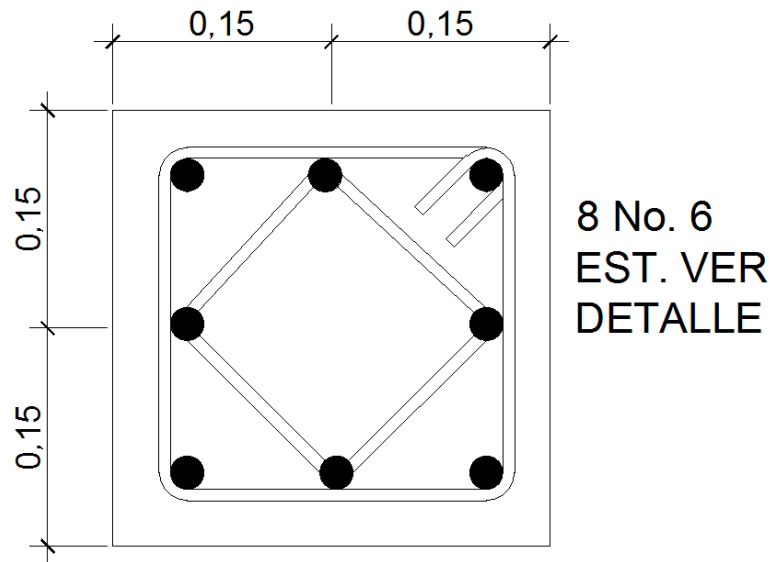


Figura 62. **Sección columna primer nivel**



Debido a la existencia de varillas en las caras de las columnas, se colocaran estribos intermedios rotados a 45°, para proveer mayor confinamiento y adherencia del concreto.

Este procedimiento se aplicó a las columnas del segundo nivel, los resultados obtenidos son:

**Segundo nivel:**

$$M_x = 1\,968 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_y = 4\,291,30 \text{ kg} - \text{m}$$

$$V_x = 1\,039 \text{ kg}$$

$$V_y = 2\,713,80 \text{ kg}$$

$$P_u = 9\,841,50 \text{ kg}$$

Eje x:

$$\Psi_p = 1,89$$

$$K = 1,86$$

$$E = 62 > 22 \text{ y } < 100$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(K * Lu)^2} = \frac{\pi^2 * 350,63}{(1,86 * 3)^2} = 180,50 \text{ ton}$$

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{Pu}{\phi P_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{9,8415}{0,70 * 180,50}} = 1,08447$$

$$M_{dx} = \delta * M_u = 1,08447 * 1968 = 2134,24 \text{ kg} - m$$

Eje y:

$$\Psi_p = 0,9$$

$$K = 1,44$$

$$E = 48 > 22 \text{ y } < 100$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(K * Lu)^2} = \frac{\pi^2 * 350,63}{(1,44 * 3)^2} = 180,50 \text{ ton}$$

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{Pu}{\phi P_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{9,8415}{0,70 * 180,50}} = 1,0845$$

$$M_{dy} = \delta * M_u = 1,0845 * 4291,30 = 4653,80 \text{ kg} - m$$

$$A_s = 4 \text{ No.6} + 4 \text{ No.5} = 19,32 \text{ cm}^2$$

$$P'u = 19,45 \text{ ton}$$

$P_u/0,7 = 9,8415/0,7 = 14,06 < 19,45$ , por lo que si resiste el armado propuesto de 4 No. 6 + 4 No.5.

Longitud de confinamiento = 0,45 cm est. No. 3 @ 4 cm.

#### 2.1.4.3.4. Diseño de cimientos

Los cimientos son los elementos que recibirán todas las cargas, tanto propias como externas y transmitirá la acción de las cargas al suelo. Existen varios tipos de cimientos y para elegir cual se usará, se deben considerar el tipo de estructura, la naturaleza de las cargas, las condiciones del suelo y el costo

de la misma. Para este proyecto se utilizaron cimientos corridos bajo los muros de mampostería y dos tipos de zapatas, concéntrica y de colindancia en L.

### Zapata tipo A

$$M_x = 3,987 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 4,302 \text{ ton-m}$$

$$P_u = 26,839 \text{ ton}$$

$$V_s = 21,60 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 0,77 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2,40 \text{ ton/m}^3$$

$$F_{cu} = 1,48$$

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

$$\text{Desplante } D_f = 1,30 \text{ m}$$

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

La carga axial viene dada por la carga axial que soporta la columna del primer nivel, más el peso de la columna:

$$P_u = 25\ 913 + (0,3 * 0,3 * 4,3 * 2\ 400) * 1,48 = 27\ 287,62 \text{ kg}$$

Cálculo de las cargas de trabajo:

$$P'_t = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{27,288}{1,48} = 18,44 \text{ ton}$$

$$M_{tx} = \frac{M_x}{F_{cu}} = \frac{3,987}{1,48} = 2,69 \text{ ton-m} \quad M_{ty} = \frac{M_y}{F_{cu}} = \frac{4,302}{1,48} = 2,91 \text{ ton-m}$$

### Predimensionamiento del área de la zapata

$$A_z = \frac{1,5 P'_t}{V_s} = \frac{1,5 * 18,44}{21,6} = 1,28 \text{ m}^2. \text{ Se propone usar dimensiones aproximadas}$$

$$A_z = 1,50 * 1,50 = 2,25 \text{ m}^2 > 1,28 \text{ m}^2$$

### Revisión de presión sobre el suelo

Se debe tomar en cuenta que  $q$  no debe ser negativo, ni mayor que el valor soporte ( $V_s$ ).

$$S_x = S_y = \frac{1}{6} * b * h^2 = \frac{1,90 * 1,90^2}{6} = 0,5625 \text{ m}^3$$

$$P = P' + P_{\text{columna}} + P_{\text{suelo}} + P_{\text{cimiento}}$$

$$P = 18,44 + (0,30 * 0,30 * 3,40 * 2,4) + (0,77 * (1,30 - 0,40) * (1,90^2 - 0,30^2)) + (2,4 * 0,40 * 1,90^2)$$

$$Pt = 18,44 + 0,7344 + 2,44 + 3,465 = 25,05 \text{ ton.}$$

$$q = Pt/Az \pm Mtx/Sx \pm Mty/Sy$$

$$q = \frac{25,05}{2,25} \pm \frac{2,69}{0,562} \pm \frac{2,91}{0,562}$$

$q_{\text{máx}} = 21 \text{ ton/m}^2$  cumple, no excede el  $V_s$

$q_{\text{mín}} = 1,177 \text{ ton/m}^2$  cumple, mayor que cero, por lo que no hay empuje del suelo

Presión última:

$$q_u = q_{\text{máx}} * F_{cu} = 21 * 1,48 = 31,08 \text{ ton/m}^2$$

Peralte efectivo

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

$$t \text{ asumido} = 0,35 \text{ m}$$

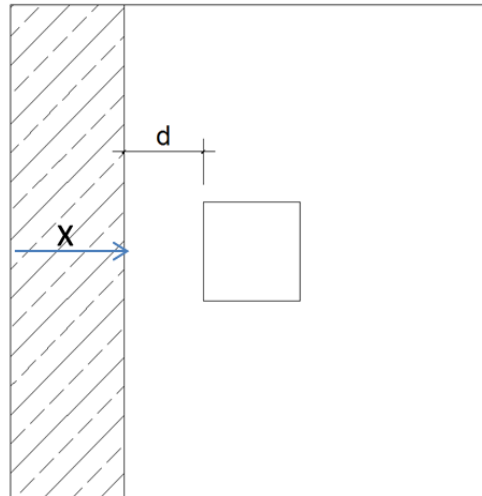
$$d = 0,35 - 0,075 - 0,016/2$$

$$d = 26,70 \text{ cm}$$

### Chequeo por corte simple

La falla de las zapatas por esfuerzo cortante, ocurre a una distancia igual a  $d$  (peralte efectivo) del borde de la columna, por tal razón se debe comparar en ese límite si el corte resistente es mayor que el actuante, ver figura 63.

Figura 63. Corte simple en zapata



t asumido = 0,40 m

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

$$x = 1,50/2 - 0,30/2 - 0,2670 = 0,333 \text{ m}$$

$$V_{act} = \text{área} * q_u = 1,50 * 0,333 * 31,08 = 15,524 \text{ ton}$$

$$V_r = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * B * d = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 150 * 26,70$$

$$V_r = 26,146 \text{ ton}$$

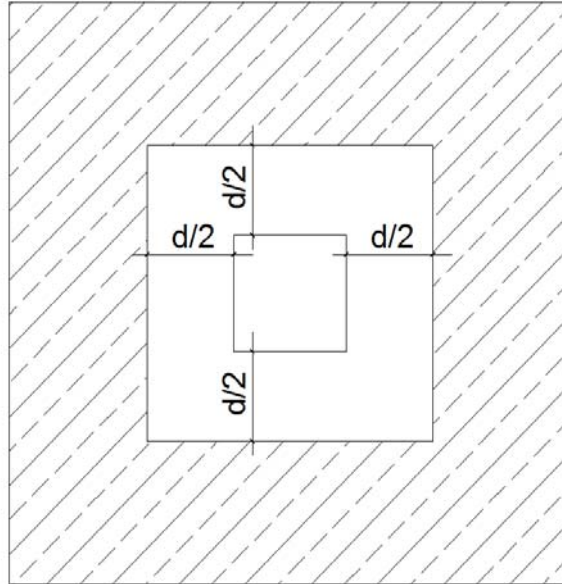
$V_{act} < V_r$  si cumple; el peralte propuesto resiste al corte simple

### Revisión de corte punzonante

La columna tiende a punzonar la zapata debido a los esfuerzos de corte que se producen en el perímetro de la columna; el límite donde ocurre la falla se encuentra a una distancia =  $a d / 2$  del perímetro de la columna. Ver figura 39.



Figura 64. **Corte punzonante en zapata**



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

$d + \text{sección de columna} = 26,70 + 30 = 56,70 \text{ cm}$

$b_o = 4 \cdot 56,70 = 226,80 \text{ cm}$

$V_{act} = A \cdot q_u = (1,50^2 - 0,5670^2) \cdot 31,08$

$V_{act} = 59,94 \text{ ton}$

$V_r = \phi \cdot 1,06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 0,85 \cdot 1,06 \cdot \sqrt{210} \cdot 226,80 \cdot 26,7$

$V_r = 79,066 \text{ ton}$

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

### **Diseño del refuerzo**

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

## Momento último

Se define tomando la losa en voladizo con la fórmula:

$$M_u = \frac{qu * L^2}{2} = \frac{31,08 * (1,50 / 2 - 0,30 / 2)^2}{2} = 5,594 \text{ ton-m}$$

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

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

$$A_s = (b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 * 210}}) * \frac{0,85 * f'c}{F_y}$$

$$A_s = (100 * 26,7 - \sqrt{(100 * 26,7)^2 - \frac{5.594 * 100}{0,003825 * 210}}) * \left(\frac{0,85 * 210}{2.810}\right)$$

$$A_s = 8,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2.810} * 100 * 26,7$$

$$A_{s_{\min}} = 13,40 \text{ cm}^2 \text{ Por tanto colocar } A_{s_{\min}}.$$

Por ser una masa de concreto grande, se agregará una cama superior de refuerzo.

Espaciamiento entre varillas.

Usando var # 5

$$13,40 \text{ cm}^2 \longrightarrow 100 \text{ cm}$$

$$1,98 \text{ cm}^2 \longrightarrow S \quad S = 14.8 \text{ cm}$$

## Cama superior

### Acero por temperatura

$$A_{st} = 0,002 * b * t$$

$$A_{st} = 0,002 * 100 * 35 = 7 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento entre varillas con varilla No. 5

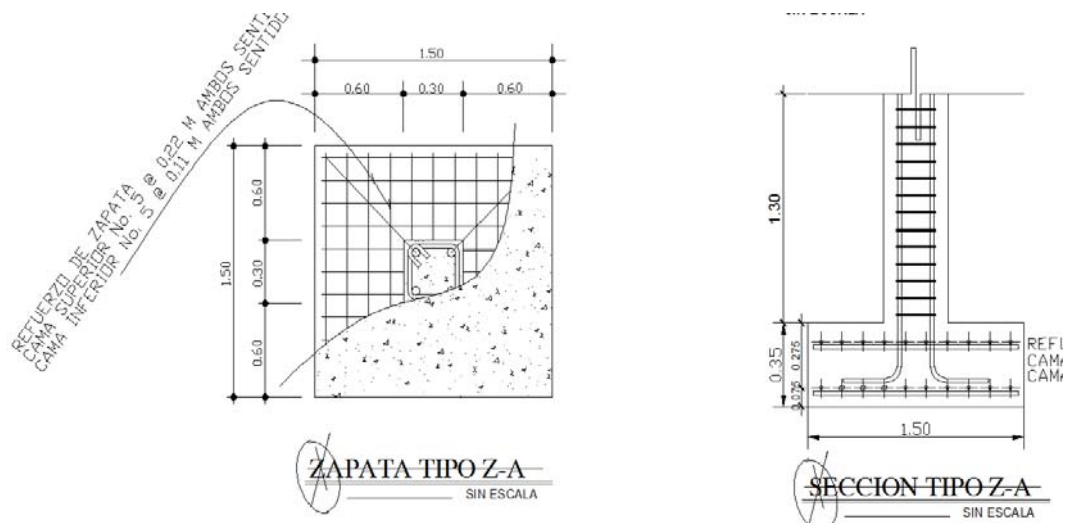
7 cm<sup>2</sup>                      →                      100 cm

1,98 cm<sup>2</sup>                    →                    S

S = 28.3 cm

Por lo tanto, el armado de la zapata será var. No. 5 @ 11 cm en ambos sentidos en cama inferior, en la cama superior var. No. 5 @ 22 cm en ambos sentidos. Ver figura 65.

Figura 65. Detalle de zapata tipo A



### Diseño de módulo de gradas

Las gradas deben ser cómoda y segura dependiendo de la relación de los peldaños es decir, la relación de huella y contrahuella.

$C < 20 \text{ cm}$                        $H > c$

$2c + H \leq 64 \text{ cm}$  (valor cercano)

$c + H = 45 - 48 \text{ cm};$

$c \times H = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$

$$CM = PP(\text{escalera}) + PP(\text{acabados}) \quad PP_{\text{escalera}} = Wc * \left( t \frac{c}{2} \right)$$

Numero de escalones mínimo.

$$No. \text{ de escalones mínimo} = \frac{h}{cm_{\text{máx}}} = \frac{3,2}{0,20} = 16 \text{ Escalones}$$

Integración de cargas:

Peso propio de la escalera	=	2 400 kg/m <sup>3</sup> * (0,15 m)	=	360 kg/m <sup>2</sup>
Acabados	=		=	<u>100 kg/m<sup>2</sup></u>
Total	=		=	460 kg/m <sup>2</sup>
Carga viva	=		=	600 kg/m <sup>2</sup>
Cu=1,4 CM + 1,7 CV				
Cu= 1,4 (460)+1,7 (600)	=		=	1 664 kg/m <sup>2</sup>

Considerando una franja unitaria de 1 m = **1 664 kg/m**

$$d = \sqrt{(1,74)^2 + (2,70)^2} = 3,21 \text{ m}$$

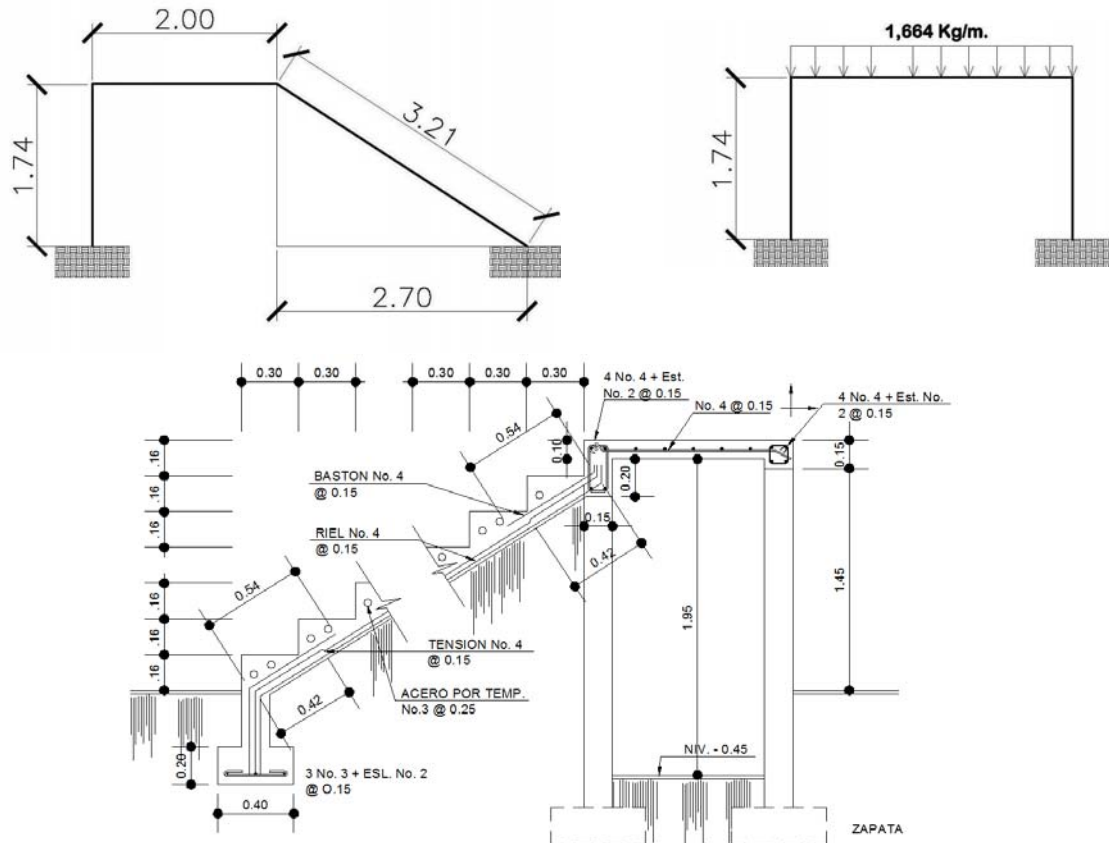
$$M_{(-)} = \frac{1\,664 * 3,21^2}{12} = 14\,22,8 \text{ kg} - m \quad M_{(+)} = \frac{1\,664 * 3,21^2}{8} = 2143 \text{ kg} - m$$

$$As_{\text{min}} = \frac{14,1}{2\,810} 100 * 12 = 6,02 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{máx}} = 0,50 \rho_b b d = 0,50 * 0,03695 * 100 * 12 = 22,17 \text{ cm}^2$$

$$As \left[ b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{Mu}{0,003825 * 210}} \right] * \left( \frac{0,85 * f'c}{Fy} \right)$$

Figura 66. Detalle de cargas y momentos



**El armado de las gradas queda de la siguiente manera**

$M (+) = A_s = 7,40 \text{ cm}^2$ ; varilla No.4 @ 0,19 m;

$M (-) = A_s = 4,85 \text{ cm}^2$ ; varilla No.4 @ 0,22 m;

Acero por temperatura =  $A_s = 0,002 * b * t = 0,002 (100) * (15) = 3 \text{ cm}^2$

$S_{max} = 3 * t = 3 * 15 = 45 \text{ cm}$ ; varilla No. 3 @ 0,25 m

### 2.2.5. Instalaciones eléctricas

Para las instalaciones de iluminación, se tendrán dos circuitos en cada nivel, cada uno tendrá un máximo de doce unidades.

### 2.2.6. Planos constructivos

Para este proyecto se elaboraron 6 planos divididos en tres fases: arquitectura, estructuras e instalaciones.

Los planos están distribuidos así:

- A. Planta arquitectónica y elevaciones
- B. Planta de acabados y planta acotada
- C. Planta de cimentación y columnas
- D. Planta de vigas y armado de losas
- E. Planta de iluminación y fuerza e Instalación

### 2.2.7. Presupuesto del proyecto

El presupuesto se elaboró con el mismo criterio del presupuesto anterior por la similitud en la estructura.

Se consideró un porcentaje de indirectos del 30% (utilidades y gastos administrativos), el cual se distribuyó en los renglones de precios unitarios.

Tabla XXX. **Presupuesto general, del nuevo módulo de la escuela del cantón San Lorencito, Zunilito Suchitepéquez**

No.	REGLÓN	und.	CANT.	P. UNT.	P. TOTAL
<b>1</b>	<b>Trabajos preliminares</b>				
1.1	Demolición y limpieza	m <sup>2</sup>	126	91	11 466
1.2	Trazo y nivelación	ml	110	28,60	3 146
<b>2</b>	<b>Cimentación</b>				
2.1	Excavación y relleno	m <sup>3</sup>	58	65	3 770
2.2	Zapata tipo A	Und.	21	4 140	86 940
2.4	Cimiento corrido	ml	58	338	19 604
<b>3</b>	<b>Soleras</b>				
3.1	Solera de humedad	ml	58	95	5 510
3.2	Solera intermedia y/o dintel	ml	58	95	5 510
3.3	Solera de corona	ml	58	95	5 510

Continúa tabla XXX.

<b>4</b>	<b>Columnas</b>				
4.1	Columna C-1	Und.	21	2 420,15	42 885,15
4.2	Columna C-2	Und.	21	1 402,75	29 457,75
4.3	Columna C-3	Und.	44	745	32 780
4.4	Columna C-4	Und.	6	520	3 120
<b>5</b>	<b>Muros</b>				
5.1	Block de 0.15*0.20*0.40	m <sup>2</sup>	419	145,60	61 006,40
<b>6</b>	<b>Vigas</b>				
6.1	Viga tipo I	ml	49	379,60	18 600,40
6.2	Viga tipo II	ml	54	357,95	19 329,30
6.3	Viga tipo III	ml	49	322,66	15 810,34
6.4	Viga tipo IV	ml	54	330,45	17 844,30
<b>7</b>	<b>Losa</b>				
7.1	Losa tradicional t=12 cm.	m <sup>2</sup>	126	663	85 538
7.2	Losa tradicional t=10 cm.	m <sup>2</sup>	126	641,42	80 818,92
7.3	Módulo de gradas	Und.	1	26 293	26 293
<b>8</b>	<b>Acabados</b>				
8.1	Piso cerámico		252	188,65	47 539,80
8.3	Repello + cernido en muro	m <sup>2</sup>	419	183,19	76 756,61
8.4	Ganseado en cielo	m <sup>2</sup>	252	24,31	6 126,12
8.5	Puertas				
8.5.1	Puerta tipo 1	Und.	6	1 495	8 970
8.6	Ventanas				
8.6.1	Ventana tipo 1	Und.	6	1 625	9 750
8.6.2	Ventana tipo 2	Und.	6	2 080	12 480
8.6.3	Ventana tipo 3	und.	12	800	9 600
<b>9</b>	<b>Iluminación y fuerza</b>	Global	1	16 100	16 100
<b>10</b>	<b>Limpieza general</b>	Global	1	900	900
<b>Total</b>					<b>Q 761 902,09</b>





## CONCLUSIONES

1. La realización del Ejercicio Profesional Supervisado, es un medio para complementar los conocimientos adquiridos en las aulas universitarias y de esta forma vincular la teoría y la práctica.
2. Para el diseño de un edificio escolar, es importante tomar en cuenta las normas establecidas en el ACI, UBC y AGIES, para que el mismo pueda proporcionar a los estudiantes el máximo beneficio, en cuanto a la comodidad de los ambientes se refiere.
3. Debido a la zona sísmica en que se encuentra Guatemala, los edificios escolares deben ser diseñados estructuralmente para que soporten las fuerzas sísmicas, a las cuales están propensos.
4. La ampliación de los edificios escolares es un avance en materia de educación para el municipio, ya que se tendrá un edificio con capacidad de albergar a 360 estudiantes, con un costo de Q 1 546 408,00.



## RECOMENDACIONES

### A la municipalidad de Zunilito

1. Garantizar la supervisión técnica profesional durante la ejecución de los proyectos de construcción de las escuelas, a cargo de un profesional de la ingeniería civil, para que se cumpla con todas las especificaciones y requerimientos contenidos en los planos y para que se verifique que los materiales utilizados sean de calidad.
2. Desarrollar campañas de educación, para que hagan el uso correcto de los proyectos diseñados, para garantizar el buen funcionamiento de los mismos.
3. Actualizar los precios presentados en los presupuestos, antes de la contratación de las obras, ya que éstos son una referencia y no se deben de tomar como definitivos al momento de cotizar, debido a los cambios ocasionados por variaciones en la economía.
4. Asegurarse que los acabados del edificio sean de calidad y estéticamente atractivos, para brindar un bonito paisaje a los pobladores y visitantes, tratando de mejorar el turismo del municipio.



## BIBLIOGRAFÍA

1. (American Concrete Institute) Código de diseño de hormigón armado y comentarios. [ACI – 318-99] USA: 2 000.
2. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. 13<sup>a</sup> ed. Colombia: Editorial McGraw-Hill, 2 001. 722 p.
3. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES). *Normas estructurales de diseño y construcción recomendadas para la República de Guatemala*. Guatemala: 2 002.
4. TAMPAN CORADO, Rolando Antonio. “Guía teórica y práctica para uso de *software* ETABS para diseño de estructuras de concreto”. Trabajo de Graduación de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala, 2 006. 185 p.



## **ANEXO 1**





Figura 67. Ensayo de compresión triaxial



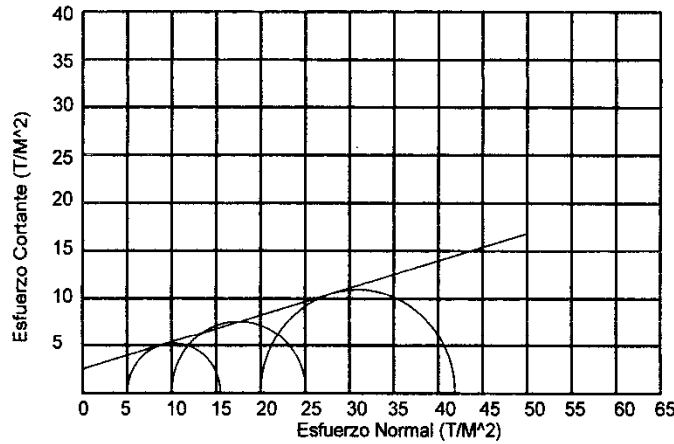
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 003284

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No. 159 S.S. O.T.No.: 24.653  
 INTERESADO: Jorge Eduardo Montenegro M. carne 2002-12349  
 PROYECTO: EPS. Diseño de las Edificaciones Escolares de Dos Niveles.  
 UBICACIÓN: San Lorencito, Municipio de Zunilito, Dep. de Suchitepequez.  
 pozo: 1 Profundidad: 1.20 m. Muestra: 1  
 Fecha: 18 de Mrzo de 2009.



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA :  $\phi = 15.99^\circ$       COHESIÓN:  $C_u = 3.15 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.  
 DESCRIPCION DEL SUELO: Arcilla Limosa, color Café Oscuro  
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"  
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m <sup>2</sup> )	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q (T/m <sup>2</sup> )	11.16	16.30	24.59
PRESION INTERSTICIAL u (T/m <sup>2</sup> )	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	4.5	7.5	12.0
DENSIDAD SECA (T/m <sup>3</sup> )	0.77	0.77	0.77
DENSIDAD HUMEDA (T/m <sup>3</sup> )	1.04	1.04	1.04
HUMEDAD (%H)	48.40	48.40	48.40



Vo. Bo.

Inga. Teima Marcela Cano Morales  
DIRECTORA CII/USAC



Atentamente,

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos



## **ANEXO 2**



Figura 68. Ensayo de compresión triaxial



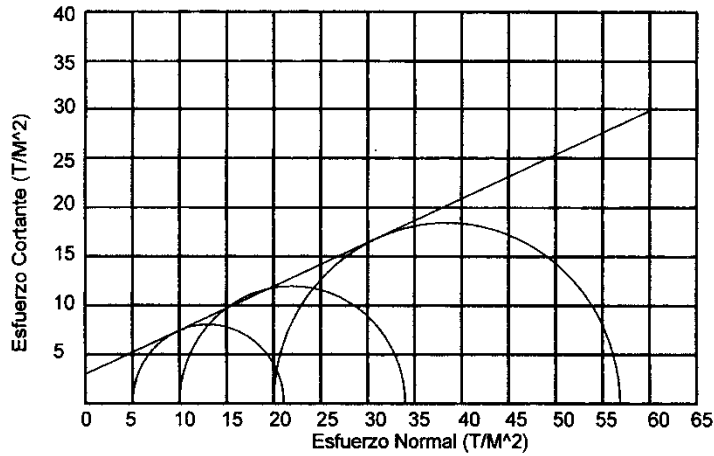
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 003255

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No. 160 S.S. O.T.No.: 24.653  
 INTERESADO: Jorge Eduardo Montenegro M. carne 2002-12349  
 PROYECTO: EPS. Diseño de las Edificaciones Escolares de Dos Niveles.  
 UBICACIÓN: San Lorencito, Municipio de Zunilito, Dep. de Suchitepequez.  
 pozo: 1 Profundidad: 1.50 m. Muestra: 2  
 Fecha: 18 de Mrzo de 2009.



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA :  $\phi = 24.15^\circ$  COHESIÓN:  $C_u = 6.22 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.  
 DESCRIPCION DEL SUELO: Limo Arcillos, color Café.  
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"  
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m <sup>2</sup> )	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m <sup>2</sup> )	15.93	25.15	36.46
PRESION INTERSTICIAL u(T/m <sup>2</sup> )	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	4.0	6.5	13.5
DENSIDAD SECA (T/m <sup>3</sup> )	0.77	0.77	0.77
DENSIDAD HUMEDA (T/m <sup>3</sup> )	1.27	1.27	1.27
HUMEDAD (%H)	70.94	70.94	70.94

Vo. Bo.

Inga. Telma Maripela Cano Morales  
DIRECTORA CI/USAC



Atentamente,

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos





### **ANEXO 3**

#### **Planos escuela cantón Chitá**

- Figura 69. Planta arquitectónica y elevaciones**
- Figura 70. Planta de acabados y planta acotada**
- Figura 71. Planta de cimentación y columnas**
- Figura 72. Planta de vigas y armado de losas**
- Figura 73. Planta drenajes y detalles**
- Figura 74. Planta de iluminación y fuerza**





## **ANEXO 4**

### **Planos escuela cantón San Lorencito**

- Figura 75. Planta arquitectónica y elevaciones**
- Figura 76. Planta de acabados y planta acotada**
- Figura 77. Planta de cimentación y columnas**
- Figura 78. Planta de vigas y armado de losas**
- Figura 79. Planta drenaje y detalles**
- Figura 80. Planta de iluminación, fuerza y drenaje**

