



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

**COMPARACIÓN ENTRE MARCO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS
Y MARCO DE CONCRETO CON SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICOS**

Otto Gian Carlo Urbina Castro
Asesorado por el Ing. Daniel Alfredo Cruz Pineda

Guatemala, marzo de 2014

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**COMPARACIÓN ENTRE MARCO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS Y
MARCO DE CONCRETO CON SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICOS**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

OTTO GIAN CARLO URBINA CASTRO

ASESORADO POR EL ING. DANIEL ALFREDO CRUZ PINEDA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MARZO DE 2014

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	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
VOCAL V	Br. Sergio Alejandro Donis Soto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Daniel Alfredo Cruz Pineda
EXAMINADOR	Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
EXAMINADOR	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
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:

COMPARACIÓN ENTRE MARCO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS Y MARCO DE CONCRETO CON SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICOS

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha febrero de 2012.

A handwritten signature in black ink, consisting of several overlapping loops and lines, positioned above the printed name.

Otto Gian Carlo Urbina Castro

Guatemala, 01 de Noviembre de 2013

Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Coordinador Área de Estructuras
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala

Estimado Ingeniero:

Por medio de la presente le informo que fue aprobado por mi persona el trabajo de graduación del estudiante Otto Gian Carlo Urbina Castro que se identifica con el número de camé 2009-24827, trabajo que lleva por título "COMPARACIÓN ENTRE MARCO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS Y MARCO DE CONCRETO CON SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICOS".

Por lo tanto recomiendo y autorizo el mismo.

Atentamente



Ing. Daniel Alfredo Cruz Pineda
Colegiado 9613



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala,
24 de febrero de 2014

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **COMPARACIÓN ENTRE MARCO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS Y MARCO DE CONCRETO CON SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICOS**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Otto Giancarlo Urbina Castro, quien contó con la asesoría del Ing. Daniel Alfredo Cruz Pineda.

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.

Mas de **134** años de Trabajo Académico y Mejora Continua





USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Daniel Alfredo Cruz Pineda y del Jefe del Departamento de Estructuras, Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera, al trabajo de graduación del estudiante Otto Gian Carlo Urbina Castro, titulado **COMPARACIÓN ENTRE MARCO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS Y MARCO DE CONCRETO CON SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICOS**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, marzo 2014.

/bbdeb.

Mas de **134** años de Trabajo Académico y Mejora Continua



Universidad de San Carlos
de Guatemala

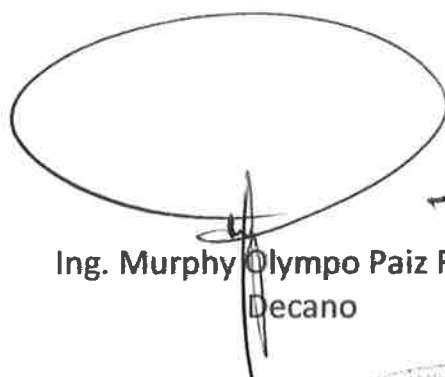


Facultad de Ingeniería
Decanato

DTG. 111 .2014

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: **COMPARACIÓN ENTRE MARCO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS Y MARCO DE CONCRETO CON SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICOS**, presentado por el estudiante universitario **Otto Gian Carlo Urbina Castro**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, 11 de marzo de 2014



/gdech

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por darme la vida y el impulso necesario para poder terminar mis estudios universitarios.
San Judas Tadeo	Por darme la sabiduría y sobretodo el entendimiento para lograr mis metas.
Mis padres	Otto Raúl Urbina Castro, por ser un ejemplo a seguir, por el apoyo y amor infundado en todo este tiempo. Brenda Lucrecia Urbina Castro por ser la razón de mi vida, mi mejor amiga, mi ánimo, mi todo.
Mi abuela	Blanca Armenia Castro Palomo, por su cariño, paciencia y sobre todo su amor incondicional.
Mis hermanas	Adriana y Alina Urbina Pérez, por acompañarme y apoyarme en todos los momentos de éxito y logro.
Mi familia	Mario y Fredy Urbina, Mirna Pérez, Rodolfo Paz, Carolina y Estuardo Aviche, Israel, Carlos, Rudy, Álvaro, Haroldo, Edgar Haroldo y Guísela Ruiz, Augusto, Carlos Alberto, Odilia, Milvia y Gloria Castro, Jorge Ortiz, Nicole de León y Luis de León; por su apoyo moral en todos los momentos.

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Por darme la vida y la oportunidad de estudiar.
Facultad de Ingeniería	Por darme enseñanza y permitirme ser un profesional.
Liceo Victoria y Libertad	Por mi formación y brindarme conocimientos para salir adelante.
Ing. Daniel Cruz	Por su apoyo incondicional en todo momento y lograr que sea un profesional.
Mis amigos	Emerson Escobar, Luis Fernando Azurdia, Eduardo Osoy, Omar Ozaeta, Rafael Lara, Matías Cholac, David Dávila, Daniel López, Mauricio Ramírez, Oscar Ordóñez y Teddy Lahm; por su apoyo.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XV
RESUMEN.....	XIX
OBJETIVOS.....	XXI
INTRODUCCIÓN	XXIII
1. CONCEPTOS GENERALES.....	1
1.1. Sismo.....	1
1.2. Tipos de ondas sísmicas	2
1.2.1. Ondas primarias (P).....	3
1.2.2. Ondas superficiales (S)	3
1.2.2.1. Ondas Rayleigh	4
1.2.2.2. Ondas Love	5
1.3. Sismicidad y niveles de protección sísmica.....	6
1.4. Zonificación sísmica para la República de Guatemala	7
1.5. Placas tectónicas en Guatemala	9
2. SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA PASIVO	11
2.1. Introducción	11
2.2. Sistemas de absorción de energía	11
2.2.1. Aisladores sísmicos	12
2.2.1.1. Aislador elastomérico convencional.....	14
2.2.1.2. Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento	15

2.2.1.3.	Aislador elastomérico de alto amortiguamiento.....	16
2.2.1.4.	Aislador de péndulo friccional.....	17
2.2.2.	Sistemas de amortiguamiento histéretico.....	18
2.2.2.1.	Disipadores de energía	19
2.2.2.2.	Disipadores por flexión	20
2.2.2.3.	Disipadores por cortante	24
2.2.3.	Sistemas de amortiguamiento viscoso	27
2.2.3.1.	Osciladores resonantes.....	29
3.	SISTEMAS DE CONTROL ACTIVO	31
3.1.	Introducción.....	31
3.2.	Sistemas sísmicos activos	31
3.2.1.	Sistemas de efecto masa	35
4.	DISEÑO DE MARCO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS.....	39
4.1.	Predimensionamiento de miembros estructurales	39
4.1.1.	Vigas	40
4.1.2.	Columnas	41
4.2.	Cálculo de corte basal.....	42
4.2.1.	Repartición de cortante basal.....	47
4.3.	Integración de cargas gravitacionales	48
4.4.	Determinación de centro de rigidez y centro de masa	51
4.5.	Torsión	52
4.6.	Distribución de corte traslacional y sismo	53
4.6.1.	Cálculo de deriva a flexión	53
4.6.2.	Cálculo de deriva a corte.....	54
4.6.3.	Índice de estabilidad.....	58

4.7.	Analisis estructural	60
4.7.1.	Análisis de cargas gravitacionales.....	60
4.7.2.	Análisis de cargas de sismo	65
4.7.3.	Modelación de marco de concreto resistente a momento por el programa Sap 2000	66
4.7.3.1.	Diagramas de corte	66
4.7.3.2.	Diagramas de momentos.....	70
4.7.3.3.	Diagramas de carga sísmica	73
4.8.	Diseño de elementos estructurales	75
4.8.1.	Diseño a flexión viga.....	75
4.8.1.1.	Diseño de refuerzo longitudinal	75
4.8.2.	Diseño a corte viga	79
4.8.2.1.	Diseño de refuerzo transversal	79
4.8.3.	Diseño de columna	82
4.8.3.1.	Efectos de esbeltez	82
4.8.3.2.	Amplificación de momentos	85
4.8.3.3.	Diseño de refuerzo longitudinal	86
4.8.3.4.	Diseño de refuerzo transversal	94
5.	ANÁLISIS DE MARCO DE CONCRETO CON AISLAMIENTO BASAL.....	97
5.1.	Diseño de aislador elastomérico.....	97
5.2.	Análisis estructural	104
5.2.1.	Análisis de cargas gravitacionales.....	105
5.2.2.	Análisis de cargas de sismo	107
5.2.3.	Modelación de marco de concreto por el programa Sap 2000	108
5.2.3.1.	Diagramas de corte	108
5.2.3.2.	Diagramas de momentos.....	111

5.2.3.3.	Diagramas de carga sísmica	113
5.3.	Diseño de elementos estructurales	115
5.3.1.	Diseño a flexión viga	115
5.3.1.1.	Diseño de refuerzo longitudinal	115
5.3.2.	Diseño a corte viga.....	118
5.3.2.1.	Diseño de refuerzo transversal.....	118
5.3.3.	Diseño de columna.....	122
5.3.3.1.	Efectos de esbeltez	122
5.3.3.2.	Amplificación de momentos.....	124
5.3.3.3.	Diseño de refuerzo longitudinal	126
5.3.3.4.	Diseño de refuerzo transversal.....	133
6.	COMPARACIÓN DE MARCO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS CON MARCO DE CONCRETO CON SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA	137
6.1.	Comparación entre las respuestas de dos marcos de concreto idénticos, exceptuando la inclusión de sistemas de protección sísmica.....	137
	CONCLUSIONES.....	139
	RECOMENDACIONES	141
	BIBLIOGRAFÍA.....	143
	ANEXOS.....	145

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Propagación de ondas primarias.....	3
2.	Propagación de ondas superficiales	4
3.	Trayectoria de ondas Rayleigh.....	5
4.	Trayectoria de ondas Love.....	6
5.	Zonificación sísmica para la República de Guatemala.....	8
6.	Placas tectónicas en Guatemala.....	9
7.	Esquema de dos tipos de edificios (a) estructura sin aislador sísmico; (b) estructura con aislador sísmico	13
8.	Apoyo elastomérico convencional.....	15
9.	Apoyo elastomérico de bajo amortiguamiento	16
10.	Apoyo elastomérico de alto amortiguamiento	17
11.	Aislador de péndulo friccional	18
12.	Disipador de energía	19
13.	Disipador por flexión.....	20
14.	Disipador por flexión tipo ADAS	21
15.	Disipador por flexión tipo TADAS.....	22
16.	Disipador por flexión tipo <i>Honeycomb</i>	23
17.	Disipador por flexión tipo DUR.....	23
18.	Disposición de paneles por cortante	24
19.	Disipador por cortante con su cuerpo disipador	25
20.	Disipador por cortante (TSAI ET AL).....	26
21.	Disipador por cortante con soldadura TIC.....	27
22.	Dispositivo viscoelástico.....	27

23.	Dispositivo osciladores resonantes.....	29
24.	Esquema de funcionamiento de un sistema de control activo	32
25.	Dispositivo S-TMD	36
26.	Dispositivo SSD	38
27.	Marco de concreto vista en elevación.....	39
28.	Marco de concreto vista en planta	40
29.	Predimensionamiento de viga.....	41
30.	Predimensionamiento de columna.....	42
31.	Repartición de fuerzas por nivel	48
32.	Áreas tributarias todos los niveles	49
33.	Vista en planta de edificio	51
34.	Distribución de carga muerta eje 1(kip/in).....	61
35.	Distribución de carga muerta eje a (kip/in).....	62
36.	Distribución de carga viva eje 1 (kip/in)	63
37.	Distribución de carga viva eje a (kip/in)	64
38.	Diagrama de corte carga muerta (ton)	65
39.	Diagrama de corte carga muerta (kip)	67
40.	Diagrama de corte carga viva (kip)	68
41.	Diagrama de corte combinación (1,2 cm + 1,6 cv + 0,4 e) (kip).....	69
42.	Diagrama de momentos carga muerta (kip-in).....	70
43.	Diagrama de momentos carga viva (kip-in)	71
44.	Diagrama de momentos combinación (1,2 cm + 1,6 cv + 0,4 e) (kip-in).....	72
45.	Diagrama de corte debido al sismo (kip).....	73
46.	Diagrama de momentos debido al sismo (kip).....	74
47.	Columna cuadrada 50 x 50 cm	88
48.	Diagrama de interacción nominal y de diseño	93
49.	Apoyo elastomérico de alto amortiguamiento HDR.	103
50.	Inclusión de apoyos elastomericos basales a marco estructural	104

51.	Distribución de carga muerta eje 1 (kip/in)	105
52.	Distribución de carga viva eje 1 (kip/in).....	106
53.	Distribución de carga viva eje 1 (kip/in).....	107
54.	Diagrama de corte carga muerta (kip/in)	109
55.	Diagrama de corte carga viva (kip/in).....	110
56.	Diagrama de momentos carga muerta (kip/in).	111
57.	Diagrama de momentos carga viva (kip/in)	112
58.	Diagrama de corte debido al sismo (kip/in)	113
59.	Diagrama de momentos debido al sismo (kip/in)	114
60.	Diagrama de interacción nominal y de diseño.....	132

TABLAS

I.	Niveles de protección sísmica.....	7
II.	Cálculo de peso octavo nivel	42
III.	Cálculo de peso séptimo a segundo nivel.....	43
IV.	Cálculo de peso primer nivel.....	43
V.	Resumen de pesos por nivel	43
VI.	Repartición de fuerzas por nivel.....	47
VII.	Integración de cargas por nivel	48
VIII.	Integración de cargas todos los niveles	50
IX.	Cálculo de deriva a flexión	54
X.	Cálculo de deriva a corte	55
XI.	Cálculo de deriva total y deriva permisible.....	55
XII.	Cálculo de fuerza por torsión	56
XIII.	Cálculo de fuerza sísmica	57
XIV.	Cálculo de deriva total y deriva permisible.....	58
XV.	Índice de estabilidad	59
XVI.	Cálculo de As.....	77

XVII.	Determinación de A_s	78
XVIII.	Cálculo de A_s real	78
XIX.	Cálculo de a	79
XX.	Cálculo de momentos.....	80
XXI.	Cálculo de d y A_s	89
XXII.	Cálculo de e_s	89
XXIII.	Cálculo de f_s	90
XXIV.	Cálculo de P_s	90
XXV.	Cálculo de M_s	90
XXVI.	Resumen de datos para diagrama de interacción	91
XXVII.	Cálculo de ϕ	91
XXVIII.	Cálculo de ϕP_s	92
XXIX.	Cálculo de ϕM_s	92
XXX.	Resumen de datos para diagrama de interacción de diseño.....	92
XXXI.	Cálculo de A_s	117
XXXII.	Determinación de A_s	117
XXXIII.	Cálculo de A_s real	118
XXXIV.	Cálculo de a	119
XXXV.	Cálculo de momentos.....	119
XXXVI.	Cálculo de d y A_s	128
XXXVII.	Cálculo de e_s	129
XXXVIII.	Cálculo de f_s	129
XXXIX.	Cálculo de P_s	129
XL.	Cálculo de M_s	130
XLI.	Resumen de datos para diagrama de interacción	130
XLII.	Cálculo de ϕ	130
XLIII.	Cálculo de ϕP_s	131
XLIV.	Cálculo de ϕM_s	131
XLV.	Resumen de datos para diagrama de interacción de diseño.....	131

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
h	Altura del elemento.
hn	Altura en del edificio.
bw	Ancho del alma o diámetro de la sección circular.
Ag	Área bruta de la sección.
Asmax	Área de acero máximo.
Ach	Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal.
As	Área de refuerzo a tracción o compresión.
Asmin	Área mínima de refuerzo de flexión.
Ash	Área total de refuerzo transversal. (incluyendo ganchos suplementarios) colocado dentro del espaciamiento.
Ash	Área total de refuerzo transversal (incluyendo ganchos suplementarios) colocado dentro del espaciamiento s.
CM	Carga Muerta.
CV	Cargas vivas, o momentos y fuerzas internas correspondientes.
f1	Coefficiente de momento positivo por carga muerta.
f2	Coefficiente de momento positivo por carga viva.
f	Coefficiente de momento negativo.

R	Coeficiente numérico representativo de la sobre resistencia inherente y capacidad de ductilidad global de los sistemas resistentes a fuerzas laterales.
Ca,v	Coeficiente sísmico.
CMx,y	Coordenadas o posición de centro de masa.
CRx,y	Coordenadas o posición de centro de rigidez.
Pb	Cuantía de refuerzo A_s evaluada sobre el área b_d que produce condiciones balanceadas de deformación unitaria.
ρ_{max}	Cuantía de refuerzo máximo.
ρ_{min}	Cuantía de refuerzo mínimo.
Δ_s	Desplazamiento de respuesta del nivel de diseño, que es el desplazamiento total o desplazamiento total del piso que ocurre cuando la estructura está sujeta a las fuerzas sísmicas de diseño.
Δ_{max}	Desplazamiento de respuesta inelástica máxima.
Δ_o	Desplazamiento lateral relativo (deriva) medido entre la parte superior e inferior de un piso debida a las fuerzas laterales.
D	Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.
db	Diámetro de la varilla de refuerzo.
Di	Distancia medida desde el centro de rigidez al marco en consideración.
M2	El mayor momento mayorado de uno de los extremos de un elemento en compresión.
Vs	Esfuerzo de valor soporte de suelo.
hx	Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna.

S	Espaciamiento medido centro a centro de unidades tales como refuerzo longitudinal, refuerzo transversal.
T	Espesor de losa.
$e_{x,y}$	Excentricidad.
Δs	Factor de amplificación de momento en pórticos no arriostrados contra desplazamiento lateral, refleja el desplazamiento lateral causado por las cargas gravitacionales y laterales.
Δn_s	Factor de amplificación de momento para pórticos arriostrados contra desplazamiento lateral, refleja los efectos de la curvatura entre los extremos del elemento en compresión.
$N_{a,v}$	Factor de cercanía a la fuente utilizado para determinar C_v y C_a .
F_{cu}	Factor de carga ultima utilizado para obtener carga de servicio.
I	Factor de importancia.
k	Factor de longitud efectiva para elementos en compresión.
Φ	Factor de reducción de resistencia.
Z	Factor de zona sísmica.
$\Psi_{A,B}$	Factor usado para determinar el factor de longitud efectiva.
C_m	Factor que relaciona el diagrama real de momentos con un diagrama equivalente de momento uniforme.
ct	Factor que se utiliza para determinar T.
F	Fuerza.
V_u	Fuerza cortante mayorada en la sección.
F'	Fuerza o corte trasnacional.
F''	Fuerza o corte inducido por sismo.

V	Fuerza lateral o esfuerzo cortante total de diseño en la base.
Fm	Fuerza en el nivel de un marco.
y	Fuerzas internas.
Fx	Fuerza sísmica de diseño aplicada al nivel.
Q	Índice de estabilidad del piso en consideración.
b	Lado largo de losa.
Wx	La parte de W ubicada o asignada al nivel.
L	Longitud, de columna medida entre los ejes del pórtico.
Lo	Longitud, medida desde la cara del nudo a lo largo del eje del elemento estructural, dentro de la cual debe colocarse refuerzo transversal especial.
G	Módulo de cortante.
Ec	Módulo de elasticidad del concreto.
Es	Módulo de elasticidad del refuerzo y del acero estructural,
Mc	Momento mayorado amplificado por los efectos de curvatura del elemento para usarse en el diseño de un elemento en compresión.
Ig	Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.
Mn	Momento nominal.
Mnb	Momento nominal a flexión de viga.
Mnc	Momento nominal a flexión de columna.
Ft	Parte del esfuerzo de corte basal, que se considera concentrada en la parte superior de la estructura.
T	Período de vibración elástico fundamental, en la dirección en consideración.
W	Peso muerto de la estructura.

γ_c	Pesor específico de hormigón.
q	Presión que genera la estructura sobre el suelo.
R	Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.
rec	Recubrimiento mínimo de refuerzo.
Bd	Relación de carga permanente mayorada por la carga total mayorada.
μ	Relación de Poisson.
Ps	Relación entre el volumen de refuerzo en espiral y el volumen total del núcleo confinado por la espiral (medido hasta el diámetro exterior de la espiral).
f'c	Resistencia especificada a la compresión del hormigón.
fy	Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.
Mpr	Resistencia probable a la flexión de los elementos, con o sin carga axial, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de al menos $1,25 f_y$ y un factor de reducción de la resistencia ϕ de 1,0.
Pn	Resistencia axial nominal de la sección transversal.
EI	Rigidez a la flexión de un elemento en compresión.
kc	Rigidez de columna.
U	Resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas o momentos.
SC	Sobre carga.

GLOSARIO

ACI	American Concrete Institute (Instituto Americano de Concreto).
Análisis	Estudio que abarca cálculo para determinar el comportamiento de una estructura a través de los diagrama de momentos, corte y deflexión.
ASTM	American Society for Testing and Materials.
Carga axial	Fuerza que es aplicada en el centro geométrico de la sección transversal de un miembro.
Carga de servicio	Todas las cargas estáticas o transitorias que se imponen a la estructura o elemento estructural debido al uso de la edificación sin factores de cargas.
Carga gravitacional	Cargas que actúan hacia abajo y que son causadas por la aceleración de la gravedad, actuando sobre la masa de los elementos generando las cargas muertas y vivas.
Carga mayorada	Carga que es multiplicada por un factor dando, siempre un incremento a la carga original.

Cargas	Fuerzas y otras acciones resultantes del peso de los materiales de construcción, los ocupantes y sus pertenencias, efectos ambientales, movimiento diferenciales y restricciones a la deformación.
Centro de masa	Punto en el cual se concentra la masa de un piso.
Centro de rigidez	Punto en el cual se concentra la rigidez de un piso.
Corte traslacional	Fuerza que tiene por efecto desplazar a una estructura de su posición original.
Diagrama de momentos	Dibujo por el cual se representan los efectos de las cargas.
Diseño	Planificación sobre algo.
Estribo	Pieza de acero de forma rectangular.
Estructura	Distribución y orden de las partes importantes de una edificación.
Factor de carga última	Factor que determina las cargas de servicio.

Factor de reducción	Coeficiente menor que la unidad empleado para reducir la resistencia nominal y convertirla en resistencia de diseño.
Flexión	Encorvamiento transitorio que experimenta un elemento por una fuerza que lo deforma elásticamente.
IBC	International Building Code (Código Internacional de la Edificación).
Incombustible	Que no se puede quemar.
Interfaz	Conexión física y funcional entres dos aparatos o sistemas independientes.
Magma	Masa ígnea en fusión existente en el interior de la tierra, que se consolida por enfriamiento.
Masa	Magnitud física que expresa la cantidad de materia que contiene un cuerpo.
Momento	Magnitud que resulta de la multiplicación de una fuerza por una distancia a un punto referente.
Pórtico	Parte de una estructura compuesto por columnas y vigas.

Predimensionar	Efecto de colocarle dimensiones a los miembros estructurales de forma parcial.
Recubrimiento mínimo	Espesor de hormigón medido entre la parte externa del refuerzo hasta la cara exterior cercana del elemento.
Resistencia	Propiedad que tiene un elemento para aguantar una carga o fuerza.
UBC-97	Uniform Building Code (Código Uniforme de la Edificación).

RESUMEN

En los últimos años, la ingeniería sísmica en Guatemala ha enfocado muchos de sus esfuerzos a investigar e implementar métodos para poder solucionar problemas en edificaciones, por lo cual la aislación basal e inclusión de disipadores de energía son las técnicas más viables a realizar, porque produce una significativa disminución en los esfuerzos inducidos por varios elementos estructurales; tales como los cimientos, columnas y vigas.

Tomando en consideración que la función principal es lograr una estructura más eficiente, los aisladores basales pueden absorber la mayor cantidad de energía producida por un evento sísmico y así lograr el cometido antes mencionado, sin que la estructura tenga un daño mayor o deje de ser funcional y en situaciones extremas disminuir pérdidas humanas durante un sismo.

Además, la inclusión de sistemas de protección sísmica puede ser de menor costo, al hacer la comparación de una reparación de alguna edificación al momento de presentar daños.

OBJETIVOS

General

Mostrar el comportamiento de un marco de concreto resistente a momento, cuando se incluyen sistemas de protección sísmicos, para disminuir concentración de esfuerzos en elementos estructurales de un marco estructural durante un evento sísmico.

Específicos

1. Diseñar un marco concreto resistente a momento, incluyéndole sistemas de protección sísmica, en este caso aisladores basales, analizando las ventajas y desventajas que puedan producir en una estructura.
2. Realizar la comparación del diseño de un marco concreto resistente a momentos rígidos por código ACI 318-08, con un marco concreto al que se le han incorporado sistemas de protección sísmicos.
3. Determinar fuerzas sísmicas de diseño hacia marcos de concreto utilizando el Código AGIES NSE 2-10, con las mejoras y nuevas disposiciones que presenta, estando de esta forma al día con las últimas recomendaciones a nivel nacional.
4. Mostrar directamente el comportamiento de los apoyos elastoméricos al momento de ocurrir un sismo.

5. Observar la correcta aplicación de apoyos elastoméricos en estructuras a nivel mundial.
6. Determinar correctamente cargas gravitacionales que actúan directamente en un marco de concreto.

INTRODUCCIÓN

Guatemala es un territorio de alta magnitud sísmica, debido a que se encuentra situada dentro de tres placas tectónicas: Norteamérica, Caribe y Cocos, tratando de evitar la mayor pérdida de seres humanos en una edificación, durante un evento sísmico, la aislación sísmica en edificaciones y la colocación de disipadores de energía en marcos de concreto resistentes a momento, tiene como función principal disminuir los efectos de los sismos en las estructuras, un ejemplo: en Chile se esta utilizando la aislación sísmica de base o de cimientos.

La aislación sísmica se basa en aislar toda estructura del suelo mediante elementos estructurales que reducen el efecto de los sismos sobre la edificación, estos elementos estructurales se denominan aisladores sísmicos y son dispositivos que absorben mediante deformaciones elevadas la energía que un sismo transmite a una estructura. Estos dispositivos pueden ser de diferentes tipos y formas, los más conocidos son los basados en goma de alto amortiguamiento, neoprenicos o friccionales. Al utilizar estos elementos, la estructura sufre un cambio en la forma, como se deforman durante un sismo y una reducción importante de las fuerzas que actúan sobre la estructura.

Tratando de seguir esta metodología se ha demostrado a nivel mundial que son capaces de disminuir notoriamente los daños que producen los sismos en una estructura.

Por lo que esta investigación profesional esta orientada directamente hacia el planteamiento de soluciones en marcos dúctiles, donde se desee realizar la aislación basal.

1. CONCEPTOS GENERALES

1.1. Sismo

Los sismos son vibraciones de la corteza terrestre, provocadas por fallas subterráneas del suelo. Estos ocurren varias veces al día en diversas partes del planeta, aunque cada año solo unos cuantos son de magnitud suficiente para producir daños significativos en edificios. Los sismos fuertes ocurren con mayor frecuencia, en regiones particulares de la superficie terrestre, que se conocen como zonas de alto riesgo sísmico, estas zonas pueden afectar a todo un país o partes como por ejemplo Chile, Japón, Guatemala y otros países.

Entre los fenómenos de origen sísmico están: los movimientos en fallas, dispersiones laterales, licuefacción y los maremotos, estos fenómenos se caracterizan por un rápido inicio, impacto geográfico limitado y gran poder destructivo.

Uno de los aspectos más importantes es conocer el punto de origen de un sismo, que es donde inicia la ruptura y donde se originan las ondas sísmicas, es el hipocentro, también llamado foco o centro. El epicentro es el punto sobre la superficie de la tierra proyectada verticalmente desde el hipocentro. La acción sísmica se propaga desde el foco a través de una región focal, mientras mayor es el sismo, más grande es la región focal, comúnmente se usan dos sistemas de medición de temblores, por varias razones; ninguno es realmente satisfactorio desde el punto de vista de diseño estructural.

La intensidad de un sismo indica la violencia del movimiento terrestre; la escala de intensidad se basa en los efectos observados en personas y objetos inanimados. La intensidad de un sismo varía según el tipo de terreno, distancia al epicentro y el tipo de construcción en el área, en Guatemala los niveles de intensidad lo indica la escala de Mercalli.

La magnitud de un sismo se refiere a la energía total liberada en la fuente de la perturbación sísmica. Para cada sismo solo hay una magnitud y lo indica la escala de Richter.

1.2. Tipos de ondas sísmicas

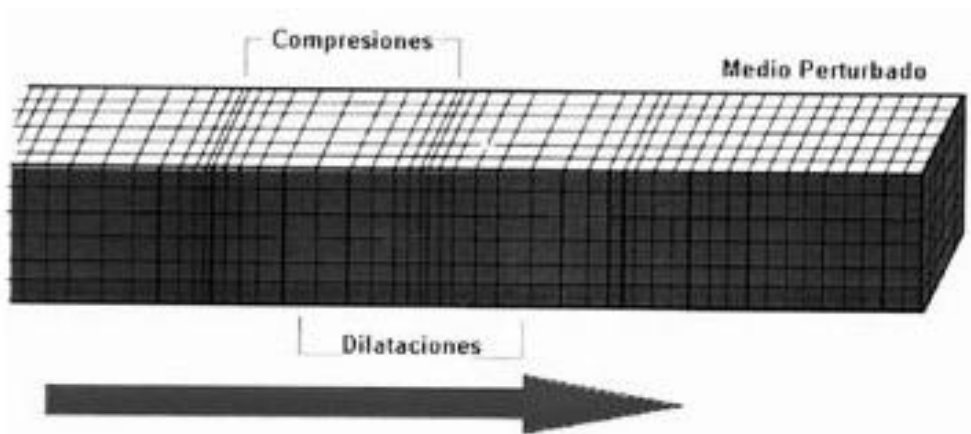
En un sismo se transmiten ondas que viajan por el interior de la tierra, siguen caminos curvos debido a la variada densidad y composición del interior de la tierra. A este tipo de ondas se llaman ondas internas, centrales o de cuerpo, transmiten los temblores preliminares de un sismo, pero poseen poco poder destructivo. Las ondas de cuerpo son divididas en dos grupos: ondas primarias (P) y secundarias (S).

También se propagan ondas por la superficie. Son las que más tardan en llegar, debido a su baja frecuencia, provocan resonancia en edificios con mayor facilidad que las ondas de cuerpo, causando los efectos más devastadores. Hay ondas superficiales de dos tipos: Rayleigh y Love.

1.2.1. Ondas primarias (P)

Las ondas (P) o también llamadas ondas primarias; son longitudinales, lo cual significa que el suelo es alternadamente comprimido y dilatado en la dirección de la propagación. Estas ondas generalmente viajan a una velocidad 1,73 veces de las ondas S y pueden viajar a través de cualquier tipo de material.

Figura 1. Propagación de ondas primarias

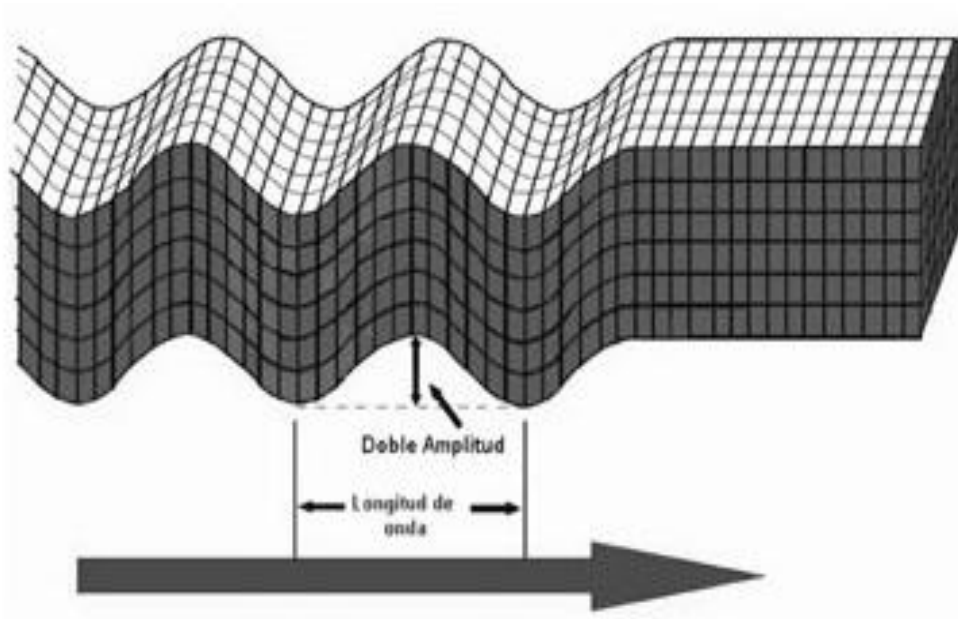


Fuente: Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (SMIS).

1.2.2. Ondas superficiales (S)

Las ondas (S) o también llamadas ondas superficiales; son transversales o de corte, lo cual significa que el suelo es desplazado perpendicularmente a la dirección de propagación, alternadamente hacia un lado y hacia el otro. Las ondas S pueden viajar únicamente a través de sólidos, debido a que los líquidos no pueden soportar esfuerzos de corte. Usualmente la onda S tiene mayor amplitud que la P y se siente más fuerte que esta.

Figura 2. **Propagación de ondas superficiales**

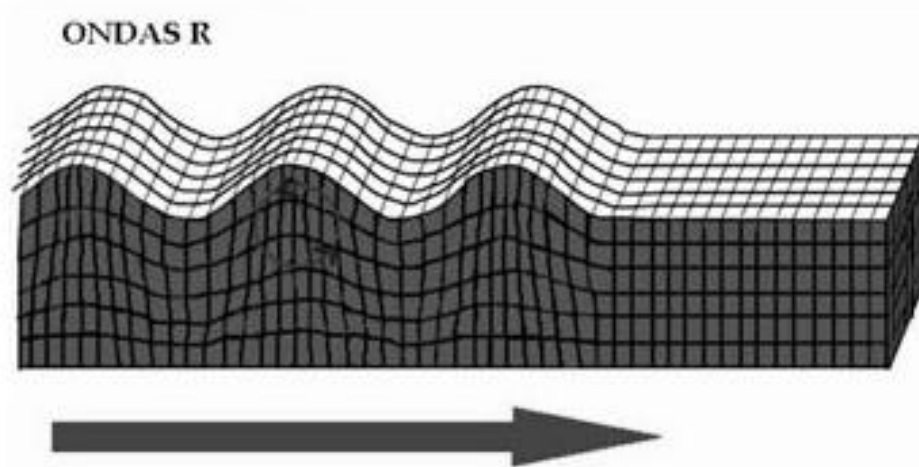


Fuente: Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (SMIS).

1.2.2.1. **Ondas Rayleigh**

Cuando un sólido posee una superficie libre, como es la de la tierra; pueden generarse ondas que viajan a lo largo de la superficie. Estas ondas tienen su máxima amplitud en la superficie libre, la cual decrece con la profundidad y son conocidas como ondas *Rayleigh*. La trayectoria que describen las partículas del medio al propagarse la onda es elíptica y ocurre en el plano de propagación de la onda.

Figura 3. **Trayectoria ondas Rayleigh**

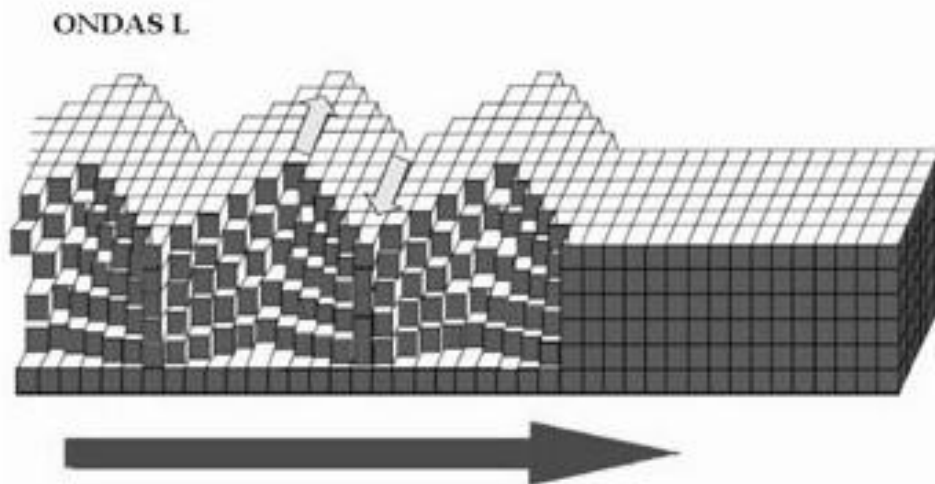


Fuente: Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (SMIS).

1.2.2.2. Ondas Love

Estas se generan sólo cuando un suelo se encuentra estratificado, situación que se cumple en el planeta, pues se encuentra formado por capas de diferentes características físicas y químicas. Las ondas Love se propagan con un movimiento de las partículas perpendicular a la dirección de propagación. También pueden considerarse como ondas S atrapadas en la superficie, ya que en las ondas Rayleigh su amplitud decrece rápidamente con la profundidad y en general su existencia se puede explicar por la presencia del vacío o un medio de menor rigidez, tiende a compensar la energía generando este tipo especial de vibraciones.

Figura 4. Trayectoria ondas Love



Fuente: Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (SMIS).

1.3. Sísmicidad y niveles de protección sísmica

La sísmicidad se mide correspondientemente desde su índice de sísmicidad (I_0), que es una medida relativa de la severidad esperada del sismo en un lugar específico. Indica el nivel de protección sísmica que se hace necesario para diseñar una edificación e indica la selección del espectro sísmico de diseño.

El territorio de la República de Guatemala se divide en macrozonas de amenaza sísmica, caracterizadas por su índice de sísmicidad que varía desde $I_0 = 2$ a $I_0 = 4$.

Adicionalmente la aplicación del índice de sísmicidad $I_0 = 5$ a nivel de microzona, para tomar en cuenta condiciones sísmicas, severas geográficamente localizadas (como fallas geológicas activas o laderas empinadas).

Tabla I. **Niveles de protección sísmica**

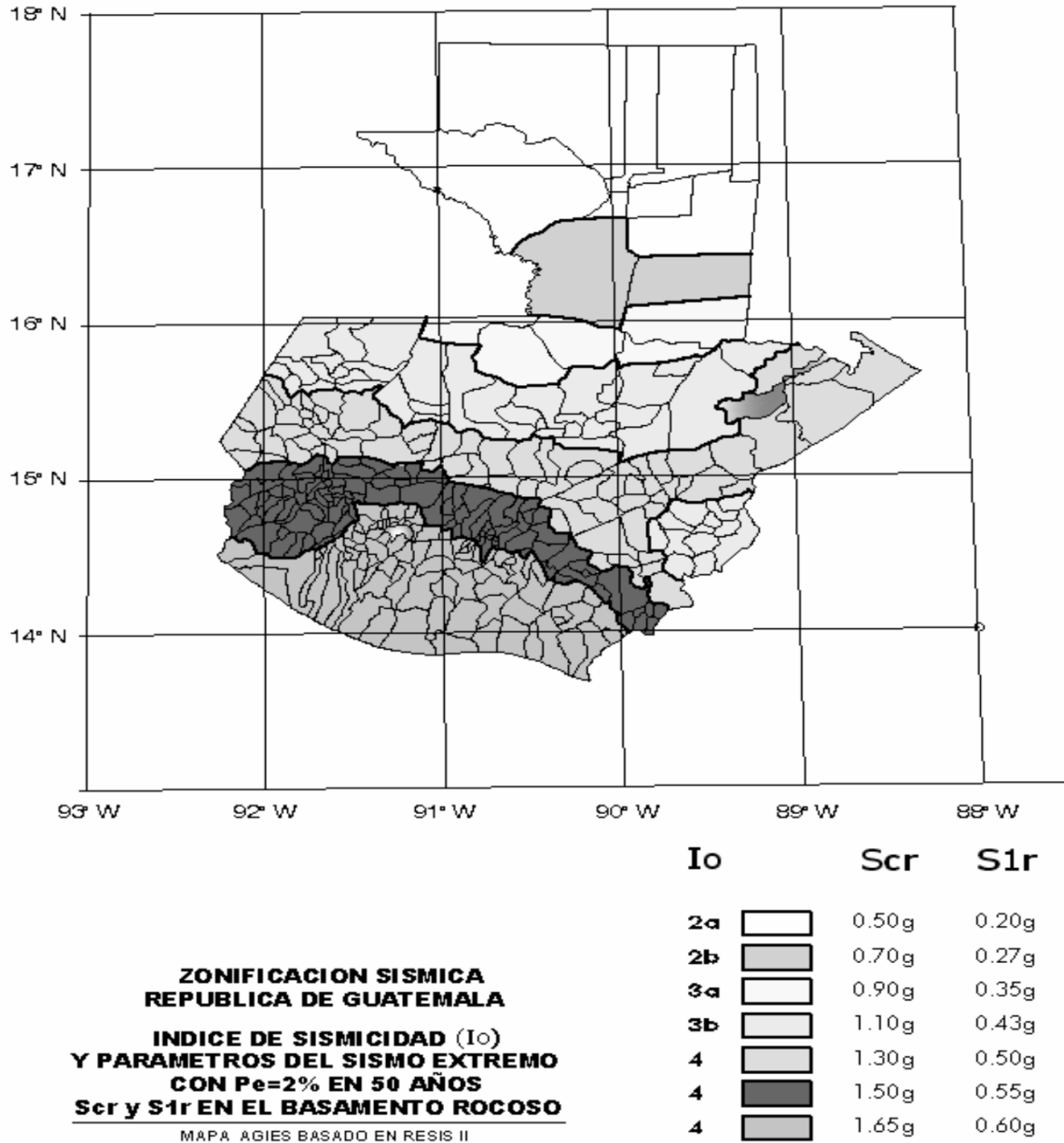
Índice de Sismicidad	Clase de obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
$I_0 = 5$	E	E	D	C
$I_0 = 4$	E	D	D	C
$I_0 = 3$	D	C	C	B
$I_0 = 2$	C	B	B	A
Probabilidad de exceder un sismo de diseño	5% en 50 años	5% en 50 años	10% en 50 años	No aplica

Fuente: Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (SMIS).

1.4. **Zonificación sísmica para la República de Guatemala**

Guatemala es uno de los países de América Latina, que en la actualidad presenta mayores condiciones de riesgo por actividad sísmica. Está clasificado como uno de los 5 principales países de alto riesgo en el mundo en términos de la vulnerabilidad, y es uno de los pocos países en donde convergen tres placas tectónicas; la de Cocos, Caribe y Norteamericana, condición que lo hacen propenso a deslizamientos, inundaciones, derrumbes, sismos y a la actividad volcánica

Figura 5. Zonificación sísmica para la República de Guatemala



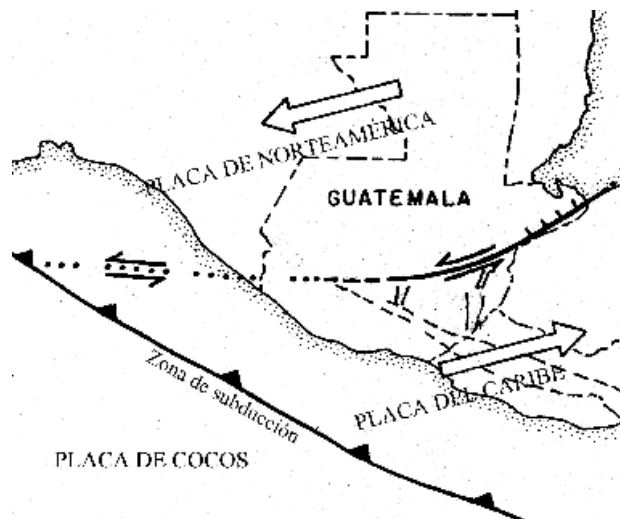
Fuente: AGIES NSE 2-10 Demandas Estructurales, Condiciones De Sitio Y Niveles De Protección, p. 14.

1.5. Placas tectónicas en Guatemala

El territorio nacional está repartido en tres placas tectónicas: Norteamérica, Caribe y Cocos. Los movimientos relativos entre estas determinan los principales rasgos topográficos del país y la distribución de los sismos y volcanes.

El contacto entre las placas de Cocos y del Caribe es de tipo convergente, en el cual la placa de Cocos se mete por debajo de la placa del Caribe, a este fenómeno se le conoce como subducción. Este proceso da origen a una gran cantidad de sismos y formación de volcanes, a su vez estos dos procesos generan deformaciones al interior de la placa del Caribe, produciendo fallas secundarias como: Jalpatagua, Mixco, Santa Catarina Pínula, entre otras.

Figura 6. Placas tectónicas en Guatemala



Fuente: Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH).

2. SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA PASIVO

2.1. Introducción

Los sistemas de protección sísmica pasivo emplean dispositivos bastante simples, que reducen la respuesta dinámica por medios totalmente mecánicos. Los sistemas pasivos más comunes son: los aisladores sísmicos, los disipadores de energía, entre otros. Cada sistema emplea diferentes enfoques para el control de la respuesta estructural y son más efectivos para diferentes tipos de estructuras.

Como forma de disminuir los efectos de los sismos en las estructuras o edificios, en países como Chile se está utilizando la aislación sísmica de base y la disipación de energía. Ambas metodologías han demostrado a nivel mundial que son capaces de disminuir notoriamente los daños que producen los sismos en las estructuras o edificios.

2.2. Sistemas de absorción de energía

Los sistemas de absorción de energía están basados en amortiguadores, los cuales absorben la energía de entrada de los sismos para reducir la respuesta de vibración en la estructura.

Utilizan el desplazamiento en pisos que ocurre en las estructuras durante actos sísmicos. Estos desplazamientos que ocurren en la estructura causan el desplazamiento o velocidad del amortiguador, haciendo que este trabaje.

Los sistemas de absorción de energía pueden ser usados independientemente o en conjunto con otros sistemas. También existen amortiguadores que utilizan el desplazamiento entre estructuras, durante sismos o vientos fuertes para reducir la vibración de la estructura.

Las razones para adoptar este tipo de sistemas son para disminuir las respuestas estructurales causadas por fuertes sismos.

2.2.1. Aisladores sísmicos

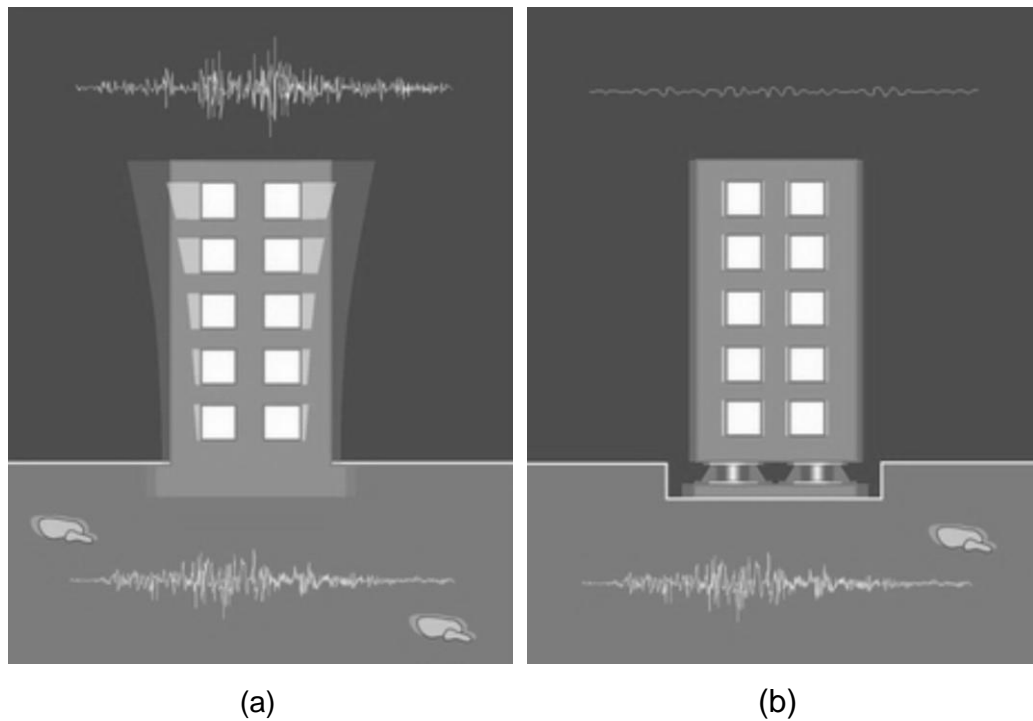
El aislamiento sísmico es una estrategia de diseño, basada en separar una estructura de los movimientos del suelo mediante la introducción de elementos flexibles entre la estructura y el suelo. Los aisladores reducen notablemente la rigidez del sistema estructural, haciendo que el período de diseño de la estructura aislada sea mucho mayor que el de la misma estructura con una base fija.

Existen básicamente dos tipos de sistemas de aislamiento: los apoyos elastoméricos y los apoyos deslizantes. Los apoyos elastoméricos emplean un elastómero de caucho natural o neopreno reforzado con delgadas láminas de acero.

La flexibilidad lateral en el apoyo elastómero permite el desplazamiento lateral de los extremos del aislador, mientras que las láminas de refuerzo evitan el abultamiento del elastómero y le proporcionan una gran rigidez vertical.

Los apoyos deslizantes poseen una superficie de deslizamiento que permite la disipación de energía por medio de las fuerzas de rozamiento. Uno de los dispositivos más innovadores es el sistema pendular friccional, que combina la acción del deslizamiento con la generación de una fuerza restitutiva, debido a la geometría del deslizador.

Figura 7. **Esquema de dos tipos de edificios (a) estructura sin aislador sísmico; (b) estructura con aislador sísmico**



Fuente: Universidad Austral de Chile, Aislación Sísmica En Edificio. p. 12.

2.2.1.1. Aislador elastomérico convencional

Los aisladores elastoméricos han ido evolucionando desde su creación, para poder cumplir de mejor manera con los requerimientos deseados, llegando a la configuración actual, la cual entrega la seguridad de que tendrá un buen desempeño. Estos aisladores son apoyos elastoméricos laminados, intercalando un conjunto de láminas de goma con delgadas placas de acero unidas por un proceso de vulcanización; las láminas alternadas de goma pueden deformarse en un plano horizontal, entregando la flexibilidad que permite al edificio moverse lateralmente bajo el movimiento producido por un sismo.

Estos apoyos poseen una alta rigidez vertical, además de sufrir una expansión lateral en la goma que resulta por la presión vertical de la estructura. Los aisladores elastoméricos laminados cuentan en sus extremos superior e inferior con dos placas de acero, con las cuales se conecta a la superestructura en su parte superior y al suelo en su parte inferior.

En la mayoría de los diseños de aisladores elastoméricos se utiliza la geometría de un cilindro, ya que con esto las propiedades del aislador no se ven afectadas por la dirección de la carga horizontal aplicada, repartiéndose los esfuerzos uniformemente.

Dentro de los apoyos elastoméricos laminados se puede distinguir dos tipos principalmente; aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDR) y los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR).

Figura 8. **Apoyo elastomérico convencional**

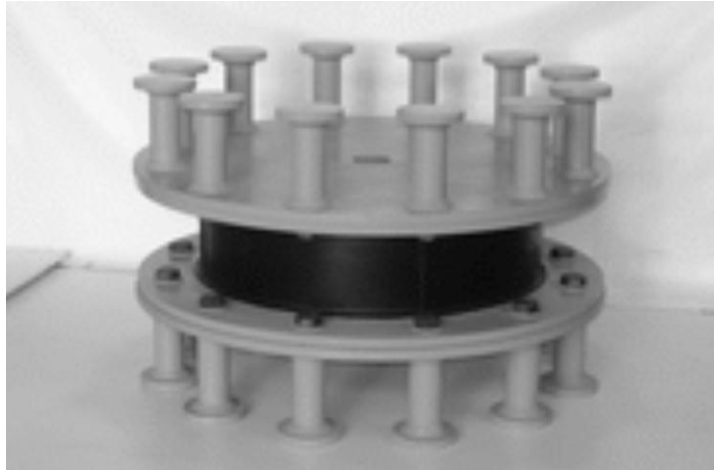


Fuente: Universidad de Santiago de Chile, Departamento de Ingeniería en Obras Civiles. p. 3.

2.2.1.2. Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento

El aislador elastomérico convencional consiste en utilizar goma natural con un punto bajo de amortiguación, ya que este posee las mismas características mencionadas en el punto anterior, con la salvedad que se utiliza una goma de baja capacidad de amortiguación, las láminas de acero impiden las expansiones laterales de la goma y proveen de alta rigidez vertical, pero no tienen efecto sobre la rigidez horizontal que es controlada por el bajo módulo al esfuerzo de corte que posee el aislador elastómerico.

Figura 9. **Apoyo elastomérico de bajo amortiguamiento**



Fuente: Universidad de Santiago de Chile, Departamento de Ingeniería en Obras Civiles. p. 15.

2.2.1.3. Aislador elastomérico de alto amortiguamiento

El aislador elastomérico de alto amortiguamiento HDR tiene las mismas características que fueron mencionadas en el punto anterior; de ir intercalando láminas de goma con delgadas capas de acero, pero en este caso se utiliza una goma que además de entregar la flexibilidad y rigidez requerida, se diferencia de los elastómeros comunes por que posee como propiedad natural un alto amortiguamiento, logrado a través de agregar sustancias químicas al compuesto.

Estos dispositivos han sido usados e instalados en una variedad de edificios en Japón, Estados Unidos e Italia.

Figura 10. **Apoyo elastomérico de alto amortiguamiento**

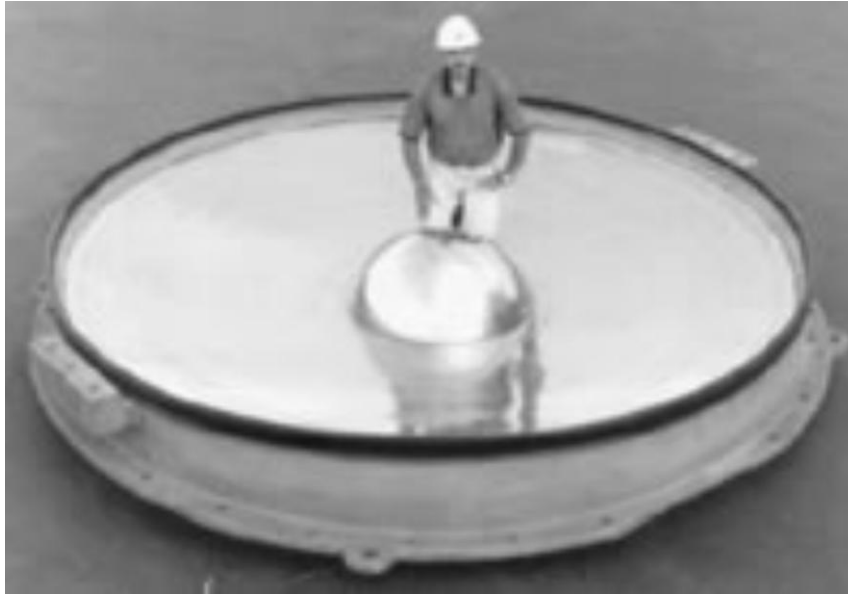


Fuente: Universidad de Santiago de Chile, Departamento de Ingeniería en Obras Civiles p. 15.

2.2.1.4. Aislador de péndulo friccional

El sistema de péndulo friccional es un dispositivo que consigue el efecto de aislación a través de un mecanismo deslizante unido a un efecto pendular. El aislador consiste en un deslizador articulado o también llamado *slider* que se mueve sobre una superficie de acero inoxidable, que tiene la característica de ser esférica cóncava, ante un movimiento sísmico se producirá un desplazamiento del *slider*, a lo largo de esta superficie disipando energía por fricción, y a la vez como el desplazamiento se produce sobre una superficie curva hace que la misma carga vertical transmitida por el *slider* genere una componente tangencial que es la responsable de centrar el sistema.

Figura 11. **Aislador de péndulo friccional**



Fuente: Universidad de Santiago de Chile, Departamento de Ingeniería en Obras Civiles. p. 16.

2.2.2. Sistemas de amortiguamiento histerético

Los mecanismos de amortiguamiento histeréticos, por lo general utilizan la plasticidad del acero. Estos mecanismos tienen la ventaja de tener una gran capacidad de amortiguamiento, desde un volumen del dispositivo relativamente pequeño. El efecto de amortiguamiento varía con la amplitud de su vibración. Los efectos de amortiguamiento en los amortiguadores de histéresis, dependen del nivel sísmico y de la razón de la fuerza total de los amortiguadores instalados en el edificio al peso total de estructura, que en muchos casos, la fuerza de amortiguamiento total es alrededor de un 2 por ciento del peso total de la estructura. Los amortiguadores de histéresis son económicos, no se deterioran en largos períodos de tiempo y son altamente confiables.

2.2.2.1. Disipadores de energía

La disipación de energía esta basada en la idea de colocar en la estructura, dispositivos destinados a aumentar la capacidad de perder energía de una estructura durante un sismo.

Al colocar un dispositivo de disipación de energía en una estructura, estos van a experimentar fuertes deformaciones con los movimientos de la estructura durante un sismo. Estos dispositivos se conocen como disipadores de energía o amortiguadores sísmicos, y pueden ser de diversas formas y principios de operación. Los más conocidos son en base a un elemento viscoso que se deforma o con un elemento metálico que logra la fluencia fácilmente.

Figura 12. Disipador de energía

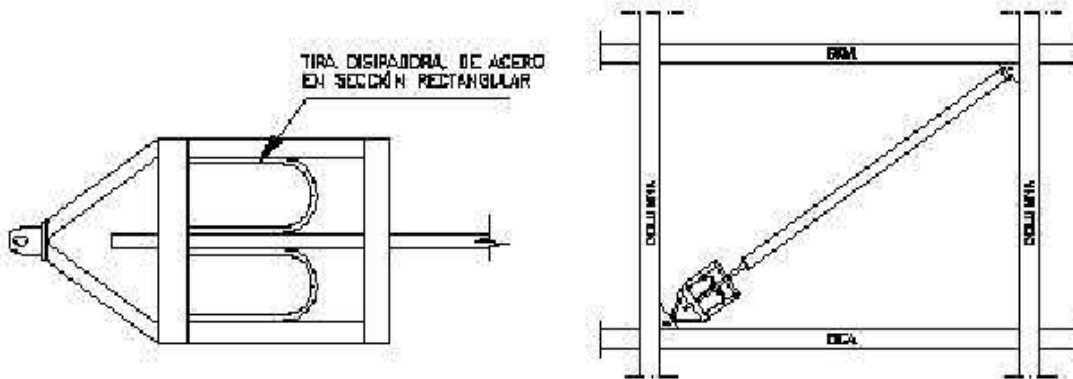


Fuente: Universidad de Santiago de Chile, Departamento de Ingeniería en Obras Civiles. p. 4.

2.2.2.2. Disipadores por flexión

Los disipadores de energía tienen un comportamiento de dos placas en forma de U, que disipan energía por flexión pura al enrollarse por efecto del desplazamiento entre sus extremos.

Figura 13. Disipador por flexión



Fuente: VILLAREAL CASTRO, Genner. *Disipadores de Energía*. p. 33

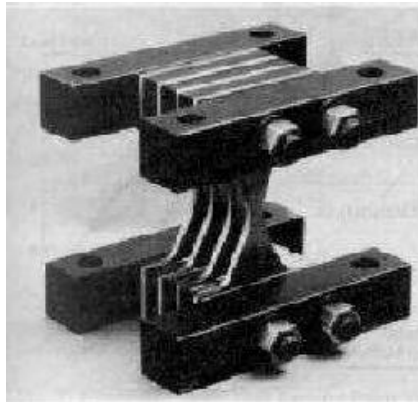
Uno de los disipadores más conocidos es el sistema con el nombre de Added Damping And Stiffness (ADAS), el cual es un dispositivo formado por un conjunto de chapas en paralelo, de espesor constante y sección variable en forma de X.

Este sistema frontalmente es similar a dos trapecios unidos por la base menor, el número frontal de chapas en paralelo resulta variable, permitiendo ajustar el disipador a las necesidades de la estructura a la cual se incorpora.

Cada placa del dispositivo se encuentra impedida de giro en ambos extremos, de forma que un desplazamiento entre estos en dirección perpendicular al plano de la placa, produce una distribución de momentos de flexión, simétricos y con doble curvatura.

El ancho del disipador se proporciona con la distribución de momentos de flexión, lo cual deriva en un corto intervalo de desplazamiento. La plastificación se produce de forma uniforme y estable, optimizando el proceso de disipación de energía.

Figura 14. **Disipador por flexión tipo ADAS**

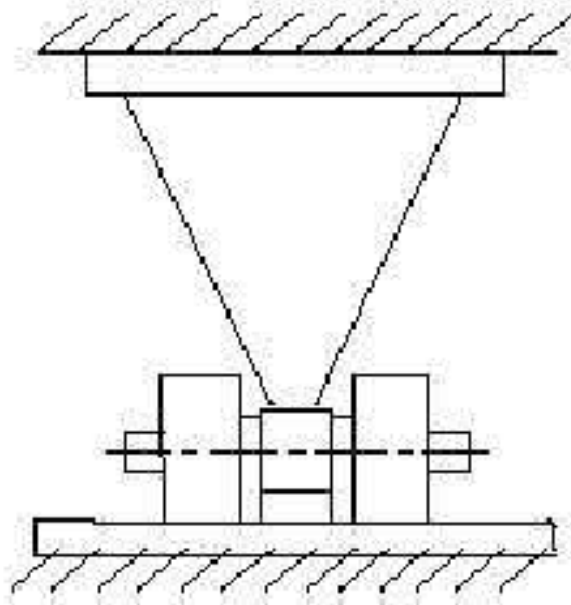


Fuente: VILLAREAL CASTRO, Genner. *Disipadores de Energía*. p. 33

Otro dispositivo de energía por flexión es el sistema TADAS, al igual que el ADAS esta formado por un conjunto de placas de acero paralelas y de espesor constante. El hecho de que las placas se encuentren con un extremo empotrado y el otro articulado, posibilita una distribución global de la plastificación.

La base menor de la placa se conecta al nivel de viga a una estructura de concreto, mientras que la otra se articula con una unión a dos contravientos dirigidos a la base de las columnas del marco de concreto.

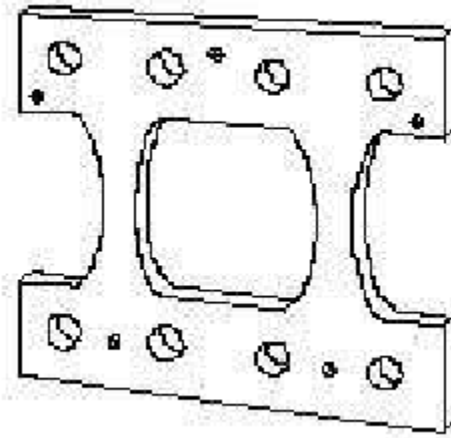
Figura 15. **Disipador por flexión tipo TADAS**



Fuente: VILLAREAL CASTRO, Genner. *Disipadores de Energía*. p. 34

Debido a los espacios vacíos que deja entre disipadores, se le conoce genéricamente como disipador de tipo panel, y se comercializa con el nombre de Honeycomb. Su geometría tiene como objeto una disipación lo más uniforme posible en la zona donde se desea.

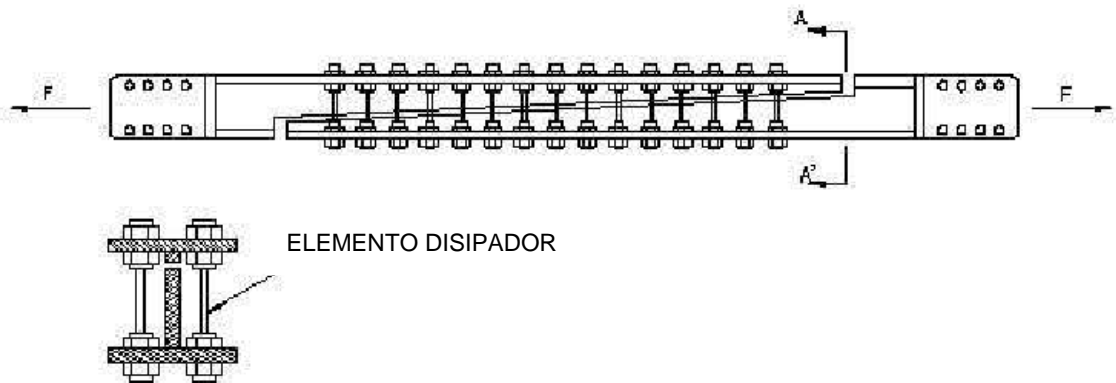
Figura 16. **Disipador por flexión tipo Honeycomb**



Fuente: VILLAREAL CASTRO, Genner. *Disipadores de Energía*. p. 35

También se han desarrollado disipadores establecidos a partir de la flexión de pernos y otro basado en la plastificación por cortante, que permiten ser colocados como diagonales de arriostramiento en el marco de concreto, logrando así unos elementos prácticamente independientes de las acciones verticales y que resultan muy fáciles de instalar.

Figura 17. **Disipador por flexión tipo DUR**

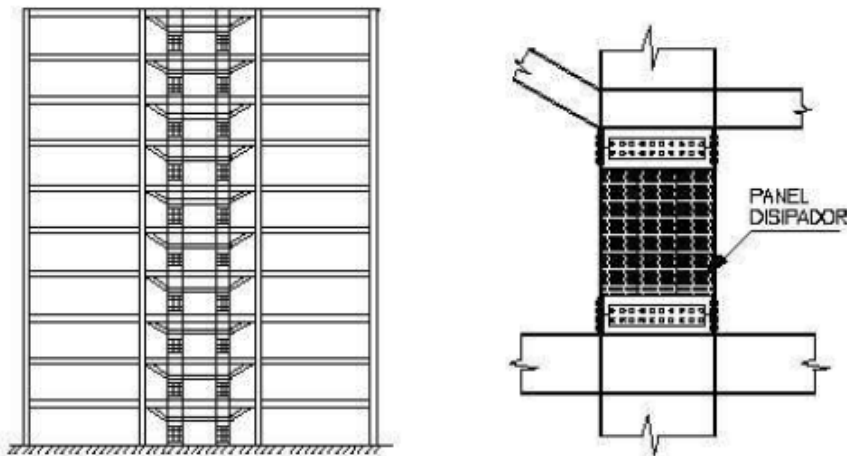


Fuente: VILLAREAL CASTRO, Genner. *Disipadores de Energía*. p. 35.

2.2.2.3. Disipadores por cortante

En un marco de concreto las excentricidades son los precursores en los disipadores a cortante, la mayoría de los disipadores adoptan una geometría similar: sección en doble T con alma rigidizada. Este sistema era de una gran ductilidad (según UBC-97 considera a las estructuras que lo incorporan de máxima ductilidad), y de gran capacidad de disipación siempre que la rigidización fuera correcta. Se han establecido criterios simples para poder determinar la aparición de abolladuras en el alma del elemento, los cuales han sido posteriormente validados para dispositivos disipadores.

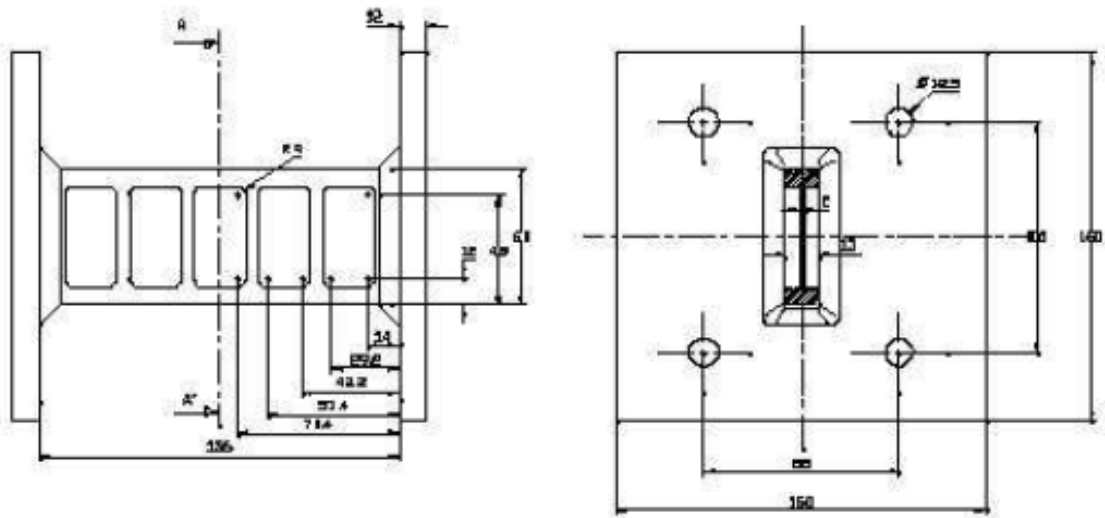
Figura 18. Disposición de paneles por cortante



Fuente: VILLAREAL CASTRO, Genner. *Disipadores de Energía*. p. 36

Los paneles de cortante son placas de acero rigidizadas, su estructura, con rigidizadores distanciados, obliga a espesores relativamente importantes para evitar el problema de abolladuras. Los aceros de alta ductilidad y bajo límite elástico, muestran un gran interés para permitir espesores mayores a iguales esfuerzos cortantes, con una inferior necesidad de rigidización.

Figura 19. **Disipador por cortante con su cuerpo disipador**

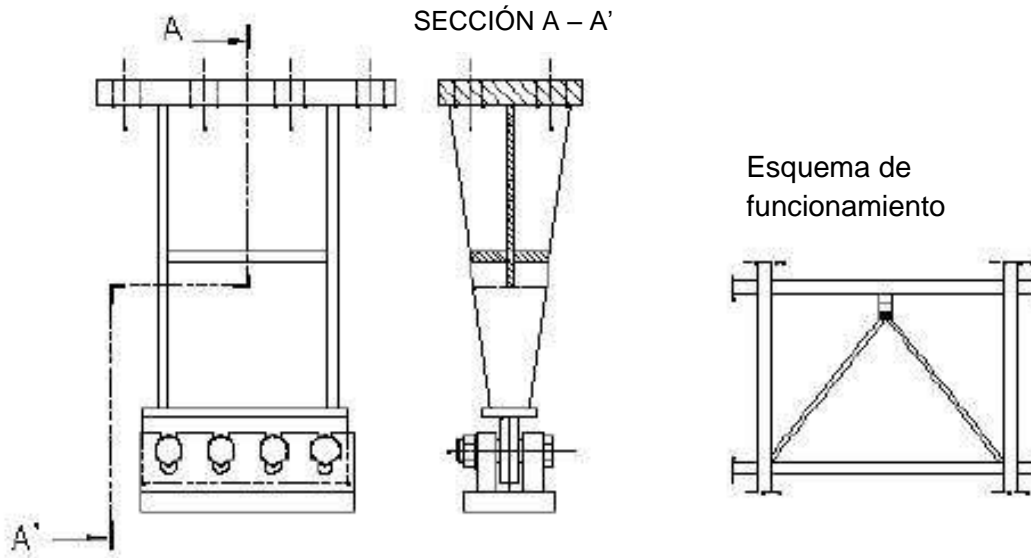


Fuente: VILLAREAL CASTRO, Genner. *Disipadores de Energía*. p. 36

En ensayos anteriores se elaboró un diseño preliminar del disipador de cortante, su cuerpo disipativo esta construido a partir de un solo bloque de acero de construcción mecanizado, lo que permite incluir rigidizadores de pequeñas dimensiones y sin necesidad de soldadura en la zona de plastificación. Los primeros resultados obtenidos señalaban una elevada rigidez bajo comportamiento elástico, un desplazamiento de inicio de plastificación pequeño (0,5 mm).

Anteriormente se analizó el comportamiento de un dispositivo de cortante con sección en doble T y alma rigidizada, diseñado para actuar entre los elementos estructurales del marco de concreto en forma de A. Su unión con los brazos se admite solo la acción horizontal, libre de momento y de acción vertical.

Figura 20. **Disipador por cortante** *TSAI ET AL*

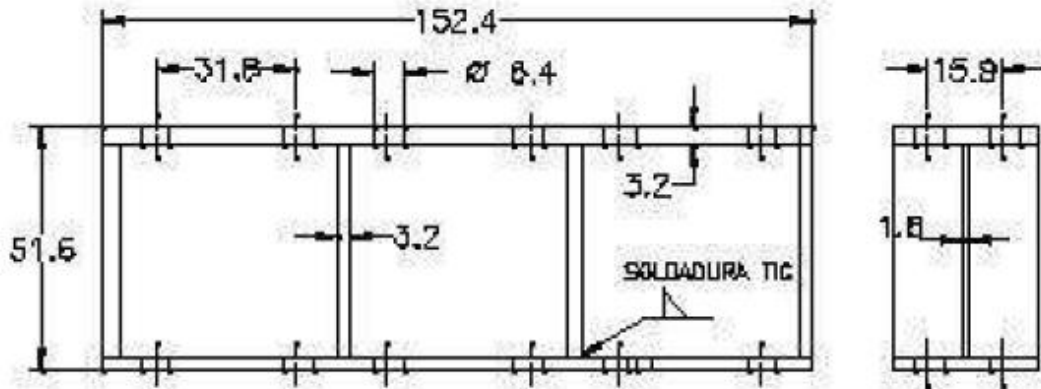


Fuente: VILLAREAL CASTRO, Genner. *Disipadores de Energía*. p. 37

Se desarrolló un dispositivo a partir de placas soldadas de aluminio, mediante varios procedimientos. El disipador permite cargas reducidas con espesores superiores a los necesarios con acero dúctil.

Para evitar problemas de fragilidad, los rigidizantes del alma están únicamente soldados a las alas y produce un normalizado final de tensiones. El resultado más significativo es la elevada ductilidad que se consigue. Debido a una insuficiente rigidización, los dispositivos manifiestan abolladura del alma, la cual deriva en una disminución de su capacidad disipativa.

Figura 21. **Disipador por cortante con soldadura TIC**



Fuente: VILLAREAL CASTRO, Genner. *Disipadores de Energía*. p. 38

2.2.3. **Sistemas de amortiguamiento viscoso**

Los disipadores viscoelásticos han sido empleados para reducir la respuesta de edificios altos ante la acción del viento. De forma más reciente se ha estudiado su utilización con fines sismorresistentes, los disipadores viscoelásticos sólidos están formados con chapas metálicas unidas con capas finas de material viscoelástico y presentan unos ciclos histeréticos característicos elípticos.

Figura 22. **Dispositivo viscoelástico**



Fuente: Universidad de Santiago de Chile, Departamento de Ingeniería en Obras Civiles. p. 5

Su acción disipativa se basa en el aumento del amortiguamiento estructural, presentan algunas ventajas con relación a los disipadores histeréticos, tales como:

- No precisan de una fuerza umbral para disipar energía
- No cambian significativamente los períodos de vibración, con lo cual resulta posible linealizar el comportamiento estructural y realizar una modelación más sencilla.
- El incremento en temperatura del dispositivo debido a la acción sísmica, apenas afecta a las propiedades dinámicas del sistema.

Como desventajas de su uso y aplicación se tienen:

- La poca variación del período fundamental no evita el comportamiento resonante.
- Los materiales viscoelásticos en general, son sensibles a los cambios de temperatura, frecuencia y deformación, resultando necesario minimizar la influencia de estas variables en sus rangos de servicio en estructuras sismorresistentes, para que su comportamiento resulte predecible.
- Para conseguir un aumento del amortiguamiento estructural a valores que reduzcan significativamente la respuesta estructural ante un sismo severo, es necesaria una gran cantidad de dispositivos.

2.2.3.1. Osciladores resonantes

Un oscilador resonante es un sistema de un grado de libertad constituido por una masa, un elemento restitutivo y un mecanismo de disipación de energía, usualmente montado en la parte superior de la estructura.

Para que el oscilador resonante pueda reducir la respuesta dinámica de una estructura, debe existir una coincidencia entre las frecuencias naturales de vibración de la estructura y del oscilador resonante.

Los osciladores resonantes son bastante efectivos en la reducción de las vibraciones producidas por el viento en edificios altos. También puede ser empleados para la reducción de la respuesta sísmica.

Figura 23. **Dispositivo osciladores resonantes**



Fuente: Universidad de Santiago de Chile, Departamento de Ingeniería en Obras Civiles. p. 5

3. SISTEMAS DE CONTROL ACTIVO

3.1. Introducción

Las medidas sismorresistentes tradicionales tienen como principal desventaja el hecho de que las características más importantes de las acciones de diseño, especialmente en las frecuencias predominantes, pueden producir en la estructura cargas que le provoquen daños importantes. Los sistemas de control pasivo tienen también como principal desventaja su dependencia frecuencial, superar este inconveniente requiere una predicción precisa del rango de frecuencias dominantes de la resonancia sísmica esperada, lo que no siempre es posible.

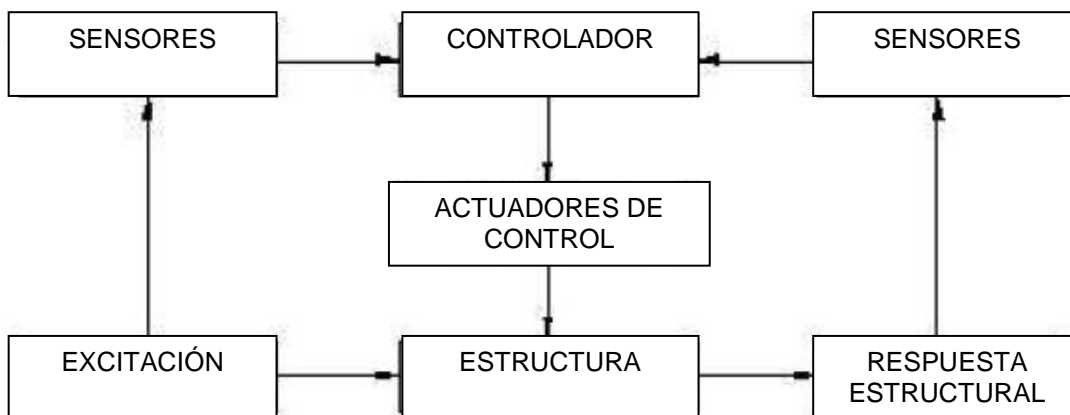
El control activo reduce las vibraciones de una estructura incorporándole mecanismos que son alimentados por una fuente de energía externa, capaces de ejercer un conjunto de fuerzas de control. Dichos mecanismos se incluyen en una red cerrada equipada con un computador que calcula continuamente, en tiempo real, las fuerzas de control que deben aplicarse a la estructura, en función de los valores de la respuesta estructural medida, utilizando algoritmos de control, siendo capaz de adecuarse automáticamente a las características de resonancia.

3.2. Sistemas sísmicos activos

Un sistema de control activo de estructuras de concreto u otro material es un sistema de control conformada por una red cerrada, cuyos elementos básicos son:

- Sensores: miden continuamente la respuesta de la estructura y la transforman en una señal analógica o digital.
- Controlador: a partir de la respuesta medida de la estructura, genera una señal de control, es decir; calculan la fuerza de control necesaria basado en un algoritmo de control.
- Actuadores: son dispositivos mecánicos que interpretan la señal de control y ejercen sobre la estructura un sistema de fuerzas denominado fuerzas de control. El tiempo de respuesta de los mecanismos actuadores, es decir; el tiempo que transcurre desde que estos reciben la señal hasta que aplican las fuerzas de control a la estructura introduce un desfase que debe ser tenido en cuenta en la generación del algoritmo de control.

Figura 24. **Esquema de funcionamiento de un sistema de control activo**



Fuente: Universidad Austral de Chile. *Dispositivos para el control de vibraciones*, p. 123.

En comparación con los sistemas pasivos, los sistemas activos presentan numerosas ventajas:

- Mayor efectividad en control de respuesta estructural.
- Afectividad menos sensible a las condiciones locales del suelo y a las características del sismo.
- Aplicación ante diversos eventos: viento o sismos.

Esto permite enfatizar el *confort* humano sobre aspectos del movimiento estructural en momentos no críticos e incrementar la seguridad estructural ante una acción dinámica severa, pero también presenta serios inconvenientes, tales como:

- Elevado costo de mantenimiento.
- Dependencia respecto a las fuentes de alimentación.
- La respuesta dinámica resulta imprevisible.

Para diseñar sistemas de control activo de estructuras, pueden utilizarse distintas estrategias, siendo las más relevantes la realimentación negativa, el control óptimo, la asignación de polos y, más recientemente el control predictivo.

- Control por realimentación negativa: el valor de la señal de control se obtiene a partir de la diferencia entre la salida del sistema y un valor de referencia, dicha diferencia se conoce con el nombre de error, que es utilizada como medio de control, la señal de control suele elegirse proporcional al error, a su derivada, integral a lo largo del tiempo o a una combinación de dichas magnitudes. Su aplicación al control activo de estructuras es limitada.

- Control óptimo: las fuerzas de control se hallan minimizando una función de costo cuadrática, que suele ser proporcional a la energía total desarrollada en la estructura a lo largo de todo el intervalo de tiempo que dura la excitación. En esta energía suele incluirse también el trabajo realizado por las fuerzas externas de control.
- Control por asignación de polos: consiste en determinar una matriz de ganancia, de forma que la ecuación que rige la evolución del sistema con red cerrada tenga unos polos iguales. La matriz de ganancia no es única para las distintas matrices de ganancia que generan los mismos polos, la respuesta del sistema es diferente.
- Control predictivo: es una estrategia de control en tiempo discreto que predice, en cada instante de muestreo, un valor de la salida para un instante posterior y obtiene la señal de control imponiendo la condición de que la salida predicha sea igual a una salida deseada.

Aunque utilizada preferentemente en aplicaciones de control de procesos industriales, la estrategia de control predictivo ha sido aplicada también, en los últimos años, al diseño de sistemas de control activo de estructuras.

En los casos habituales la acción de control, consiste en la aplicación de fuerzas de control que se ejercen sobre la estructura mediante dispositivos actuadores incorporados a la misma. Existen dispositivos electromecánicos para aplicar las fuerzas de control sobre la estructura. Sin embargo, los dispositivos más comúnmente propuestos se basan en principios mecánicos.

3.2.1. Sistemas de efecto masa

Los sistemas de efecto-masa consisten en amortiguadores de masa sintonizada, que son dispositivos que utilizan una gran masa colocada en la parte superior de la estructura. Los valores de la masa se determinan para que la frecuencia natural de vibración del dispositivo, se aproxime sensiblemente a la frecuencia fundamental de la estructura y de esta forma el comportamiento del sistema con dos grados de libertad, formado por el primer modo de vibración de la estructura y por el dispositivo, corresponda al de un sistema con menor rigidez que el modo propio fundamental, pero con un amortiguamiento más importante que el de este.

Los sistemas de amortiguadores de masa para estudio de ingeniería civil estructural, fueron propuestos inicialmente para reducir las oscilaciones horizontales de estructuras esbeltas sometidas a la acción dinámica del viento.

Los amortiguadores pasivos de masa sintonizada no reciben información de las características de la resonancia, ni de la respuesta de la estructura y no precisan de un aporte exterior de energía para su funcionamiento a diferencia de los amortiguadores activos de más asintonizadas, una de las importantes ventajas de los amortiguadores de masa sintonizada es que ellos pueden ser instalados sin modificaciones del esquema resistente de la estructura.

A continuación se describen distintos amortiguadores de masa:

- Dispositivo S-TMD: es un amortiguador de masa denominado Shimizu-Tuned Mass Dampers (S-TMD). El S-TMD está compuesto de una masa auxiliar soportada por apoyos de goma, los cuales son usados como resortes que al mismo tiempo se deforman suavemente en una dirección

horizontal. Las vibraciones del edificio son reducidas haciendo resonar la masa auxiliar del amortiguador con el edificio, es decir; se iguala la frecuencia del amortiguador de masa con la frecuencia del edificio.

Este tipo de dispositivo de control de vibraciones es efectivo si el período de este es bien sintonizado al del edificio. Sin embargo, si el período del dispositivo o el edificio adquiere cambios, o el período fundamental de la respuesta del edificio difiere con el del dispositivo, la efectividad del S-TMD no puede ser mantenida.

Figura 25. **Dispositivo S-TMD**



Fuente: Universidad Austral de Chile. *Dispositivos para el control de vibraciones*, p. 126.

- Amortiguador de masa pasivo IHI: este es un amortiguador de masa pasivo del tipo péndulo multiplataforma, el amortiguador de masa pasivo ha sido desarrollado con la visión de reducir la vibración inducida por la resonancia de sismos y vientos sobre grandes torres de puentes y estructuras de edificios de gran altura.

El amortiguador de masa pasivo IHI, consta de una estructura de cuatro columnas y vigas que suspenden la masa deslizante desde las cuatro columnas del marco, haciendo uso de la teoría del péndulo. Resortes en forma de espiral, son adheridos entre las superficies interiores de las columnas.

Para proveer el amortiguamiento necesario, el amortiguador pasivo consta de amortiguadores hidráulicos instalados entre el marco superior y las columnas con masas deslizantes suspendidas desde sus superficies interiores.

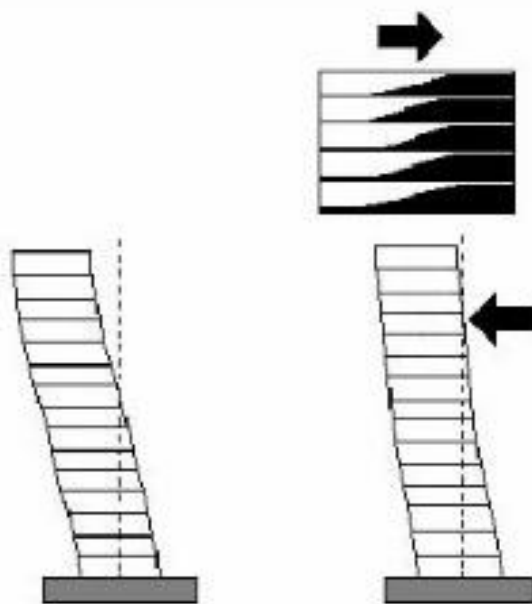
Este tipo de amortiguador, cuando la estructura vibra en el rango de su frecuencia natural, utiliza la resonancia para inducir el movimiento natural del amortiguador de masa, y de esta manera producir una disminución de la vibración de la estructura, controlando la respuesta.

La característica más importante del amortiguador es su habilidad para cambiar el valor de la frecuencia natural del amortiguador, el método para ajustar el valor de la frecuencia natural, es cambiando la posición de la conexión de las masas deslizantes que cuelgan entre los soportes.

- Dispositivo SSD: este dispositivo es un amortiguador de masa líquida denominado SSD, cuyo nombre proviene de Super Sloshing Damper. El SSD consiste en un tanque con varias divisiones horizontales que contienen agua. El propósito del principio del SSD es reducir la vibración del edificio utilizando la resonancia entre el agua y el edificio, es decir; sintonizar la frecuencia del amortiguador de masa líquido con la frecuencia del edificio.

Comportamiento dinámico de un edificio convencional con el dispositivo SSD. El SSD es efectivo para controlar las vibraciones en edificios altos producidas por vientos y no tan apropiado para sismos pequeños. Este tipo de dispositivo, se instala en la parte superior del edificio, que puede ser el último piso, necesitando un espacio amplio para su ubicación, además de instalaciones complementarias como tuberías y plomería en general. Sin embargo, su instalación es fácil y bastante económica comparado con otros tipos de dispositivos.

Figura 26. **Dispositivo SSD**



Fuente: Universidad Austral de Chile, *Dispositivos para el control de vibraciones*. p. 127.

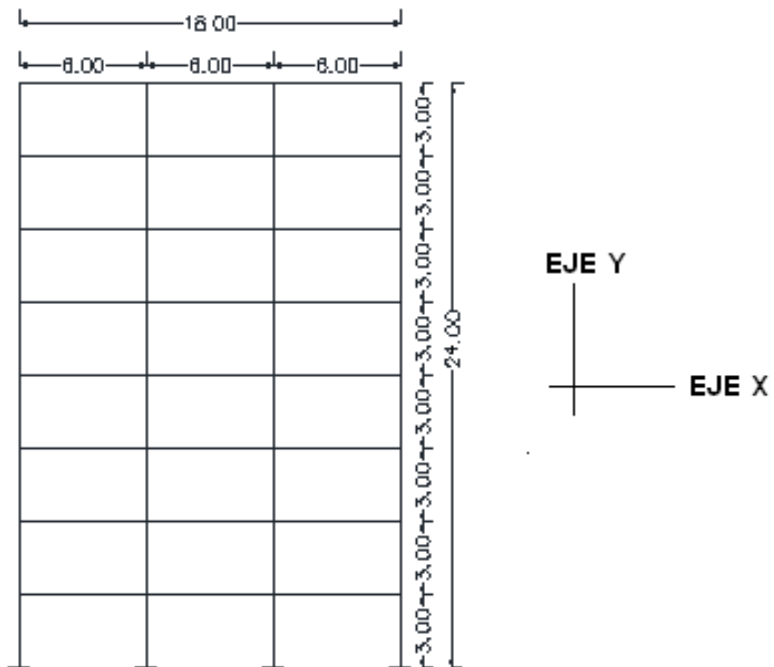
4. DISEÑO DE MARCO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS

4.1. Predimensionamiento de miembros estructurales

Para el predimensionamiento del marco resistente a momentos, se utilizará como ejemplo un marco de edificio que tendrá las siguientes características:

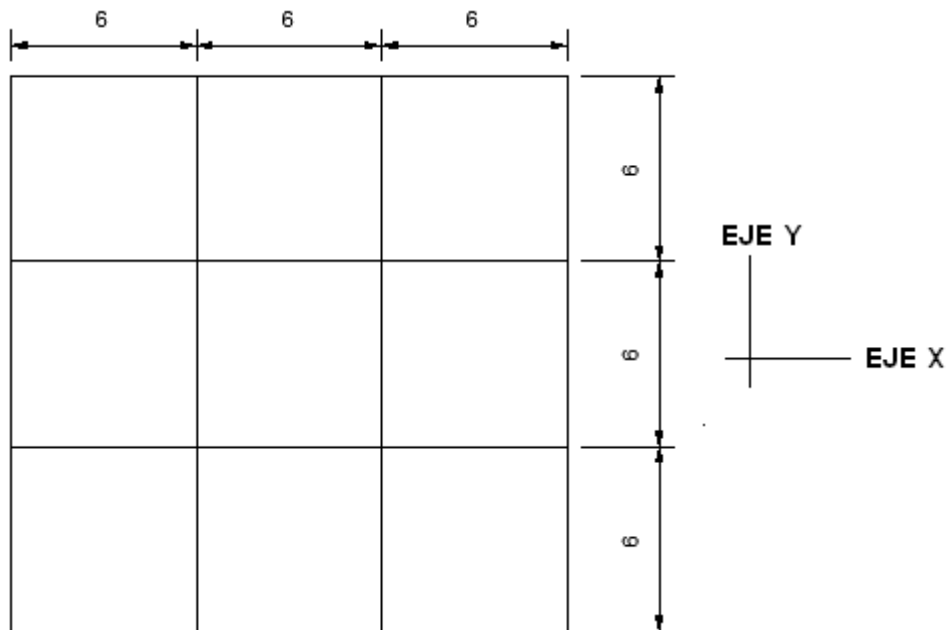
- Edificio de 8 niveles
- Uso oficinas

Figura 27. Marco de concreto vista en elevación



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCad 2007.

Figura 28. Marco de concreto vista en planta



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCad 2007.

4.1.1. Vigas

El Código ACI 318-08 en la sección 21.5.1.3, especifica que la dimensión mínima para elementos que trabajan a flexión no debe de ser menor que:

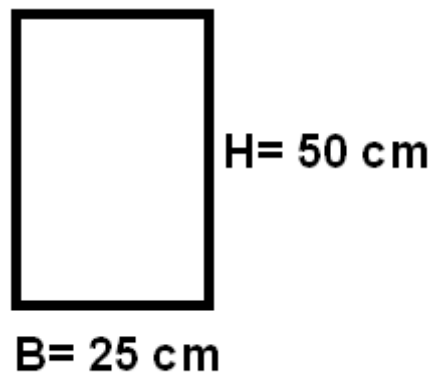
- 25 cm
- $0,3 * h$.

En este caso se tomaran las longitudes de las vigas que tiene el edificio y utilizando el criterio de 8 por ciento de la luz por metro lineal, se calcula el peralte de las vigas.

24 vigas por nivel en el edificio de 6 metros, el peralte $H = 6 * 8 \% = 48$ centímetros.

En este caso se observa que se tienen más vigas de 6 m, tomando un peralte de $H = 50$ centímetros, y una base igual a $B = H/2 = 50/2 = 25$ centímetros, finalmente la sección de las vigas quedan con las siguientes dimensiones:

Figura 29. **Predimensionamiento de viga**



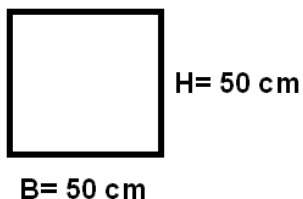
Fuente: elaboración propia, con programa AutoCad 2007.

4.1.2. Columnas

El Código ACI 318-08 en la sección 21.5.1.1, la fuerza mayorada de compresión axial en el elemento P_u , no debe exceder $(A_g * F'_c)/10$.

El Código ACI 318-08 en la sección 21.6.1.1, requiere que la dimensión mínima que se debe tomar para una columna es 30 centímetros, por lo cual se tomará una dimensión 50 centímetros.

Figura 30. **Predimensionamiento de columna**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCad 2007.

4.2. **Cálculo de corte basal**

Para el cálculo de corte basal en el marco de concreto resistente a momentos, se debe calcular el peso para cada uno de los niveles, por lo cual se propondrá.

- Espesor de losa de 10 cm.
- Sobrecarga de 50 kg/m².
- Carga Viva de AGIES NSE-10 250 kg/m².
- Peso específico del concreto 2 400 kg/m³.

Calculando peso por nivel:

Tabla II. **Cálculo de peso octavo nivel**

Octavo nivel		
Losa	$0,1 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 18 \text{ m} * 18 \text{ m}$	77 760
Columna cuadrada	$0,50 \text{ m} * 0,50 * 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 1,5 \text{ m} * 16$	14 400
Viga principal	$0,25 \text{ m} * 0,50 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 24$	7 200
Sobre carga	$50 \text{ kg/m}^2 * 18 \text{ m} * 18 \text{ m}$	16 200
Carga viva	$0,1 * 250 \text{ kg/m}^3 * 18 \text{ m} * 18 \text{ m}$	8 100
Peso total en kg		123 660

Fuente: elaboración propia.

Tabla III. **Cálculo de peso séptimo a segundo nivel**

Séptimo a segundo nivel		
Losa	$0,1 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 18 \text{ m} * 18 \text{ m} * 6 \text{ niveles}$	466 560
Columna cuadrada	$0.50 \text{ m} * 0,50 * 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 3 \text{ m} * 16 * 6 \text{ niveles}$	172 800
Viga principal	$0,25 \text{ m} * 0,50 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 24 * 6 \text{ niveles}$	43 200
Sobre carga	$50 \text{ kg/m}^2 * 18 \text{ m} * 18 \text{ m} * 6 \text{ niveles}$	97 200
Carga viva	$0,1 \text{ m} * 250 \text{ kg/m}^3 * 18 \text{ m} * 18 \text{ m} * 6 \text{ niveles}$	48 600
Peso total en kg		828 360

Fuente: elaboración propia.

Tabla IV. **Cálculo de peso primer nivel**

Primer nivel		
Losa	$0,1 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 18 \text{ m} * 18 \text{ m}$	77760
Columna cuadrada	$0,50 \text{ m} * 0,50 * 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 4,5 \text{ m} * 16$	43200
Viga principal	$0,25 \text{ m} * 0,50 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 24$	7200
Sobre carga	$50 * \text{kg/m}^2 * 18 \text{ m} * 18 \text{ m}$	16200
Carga viva	$0,1 * 250 \text{ kg/m}^3 * 18 \text{ m} * 18 \text{ m}$	8100
Peso total en kg		152460

Fuente: elaboración propia.

Tabla V. **Resumen de pesos por nivel**

Peso total por nivel	Octavo nivel	Séptimo a segundo nivel	Primer nivel	W total	% de peso
Losa	77 760	466 560	77 760	622 080	56,32%
Columna cuadrada	14 400	172 800	43 200	230 400	20,86%
Viga principal	7 200	43 200	7 200	57 600	5,22%
Sobre carga	16 200	97 200	16 200	129 600	11,73%
Carga viva	8 100	48 600	8 100	64 800	5,87%
Peso total en kg	123 660	828 360	152 460	1 104 480	100,00%

Fuente: elaboración propia.

El Código UBC 1997 en la sección 1630.2.1, requiere que el esfuerzo de corte basal total, diseñado en una dirección debe determinarse en base a la siguiente fórmula:

$$V_{\text{basal}} = \frac{C_v W}{RT} \text{ CASO 1}$$

El esfuerzo de corte basal total de diseño no debe exceder lo siguiente:

$$V_{\text{basal}} = \frac{2,5CaI W}{R} \text{ CASO 2}$$

El esfuerzo de corte basal total de diseño, no debe ser menor de lo siguiente:

$$V_{\text{basal}} = 0,11CaIW \text{ CASO 3}$$

Además para la zona sísmica 4, el esfuerzo de corte basal total también debe no ser menor de lo siguiente:

$$V_{\text{basal}} = \frac{0,8ZN_vIW}{R} \text{ CASO 4}$$

Donde:

C_v = coeficiente sísmico, como se establece en la tabla 16-R del UBC, usar 0,64 N_v

I = factor de importancia que proporciona la tabla 16-K del UBC, usar 1.

R = coeficiente numérico representativo de la sobre resistencia inherente y capacidad de ductilidad global de los sistemas resistentes a fuerzas laterales como se establecen en las tablas 16-N o 16- P, para este caso usar 8,5.

T = período de vibración elástico fundamental, en segundos de la estructura en la dirección bajo consideración.

Ca = coeficiente sísmico, como se establece en la tabla 16-Q del UBC, usar 0,44Na.

Z = factor de zona sísmica que proporciona la tabla 16-I del UBC, usar un factor de 0,4.

Nv = factor de cercanía a la fuente, utilizado en la determinación de Cv en la zona sísmica 4 relativo a la proximidad de la edificación o estructura a fallas conocidas con magnitudes y tasa de deslizamiento, como se establece en las tablas 16-T y 16-U del UBC, tomar un factor 1.

Na = factor de cercanía a la fuente de origen utilizado al determinar Ca en la zona sísmica 4 relativo a la proximidad de la edificación o estructura a fallas conocidas con magnitudes y relaciones de deslizamiento como se establecen en las tablas 16-S y 16-U, tomar un factor igual a 1.

W = carga muerta sísmica total de la estructura

V = esfuerzo de corte basal

El período de la estructura se encuentra con la siguiente fórmula:

$$T_{\text{período}} = C_t(H_n)^{(3/4)}$$

$$T_{\text{período}} = 0,1 * N$$

Donde:

T= período en segundos

Ct = coeficiente numérico para cálculo de período, para pórticos de hormigón armado usar 0,0731

Hn = altura en metros del edificio

N= número de niveles de edificación.

$$T_{\text{período}} = (0,0731(24 \text{ m})^{(3/4)}) = 0,80$$

$$T_{\text{período}} = 0,1 * 8 = 0,8 \text{ segundos}$$

En este caso, se utiliza el período menor = $T = 0,8$ segundos.

Calculando el corte basal:

$$V_{\text{basal}} = \frac{0,64 * 1,00}{8,5 * 0,8} * 1\,104\,480 \text{ kg.} = 103\,95,06 * \frac{\text{kg}}{1000} = 103,95 \text{ ton.}$$

$$V_{\text{basal}} = \frac{2,5 * 0,44 * 1}{8,5} * 1\,104\,480 \text{ kg.} = 142\,932,70 \frac{\text{kg.}}{1000} = 142,93 \text{ ton.}$$

$$V_{\text{basal}} = 0,11 * 0,44 * 1 * 1\,104\,480 \text{ kg.} = 53\,456,83 * \frac{\text{kg}}{1000} = 53,46 \text{ ton.}$$

$$V_{\text{basal}} = \frac{0,8 * 0,4 * 1 * 1}{8,5} * 1\,104\,480 \text{ kg.} = 41\,580,43 * \frac{\text{kg}}{1000} = 41,58 \text{ ton}$$

El Código UBC en la sección 1630.5, establece que F_t debe calcularse con la fórmula siguiente:

$$F_t = 0,07TV_{\text{basal}}$$

F_t no debe exceder el 25 por ciento de el esfuerzo basal total y se puede despreciar cuando el período de vibración elástico es menor que 0,7 segundos.

$$F_t = 0,07 * 0,8 \text{ segundos} * 142,93 \text{ ton} = 8,00 \text{ ton.}$$

Finalmente el esfuerzo basal es = 150,93 ton.

4.2.1. Repartición de cortante basal

Para conocer la magnitud del corte basal en una edificación se debe realizar una repartición de fuerzas en los niveles, y se hace con la siguiente expresión:

$$F_x = \frac{(F_t - V)W_x H_x}{\sum W_i H_i}$$

Donde:

F_t = fuerza concentrada en la cúspide

F_x = fuerza por nivel

V = corte basal

W_x = peso por nivel

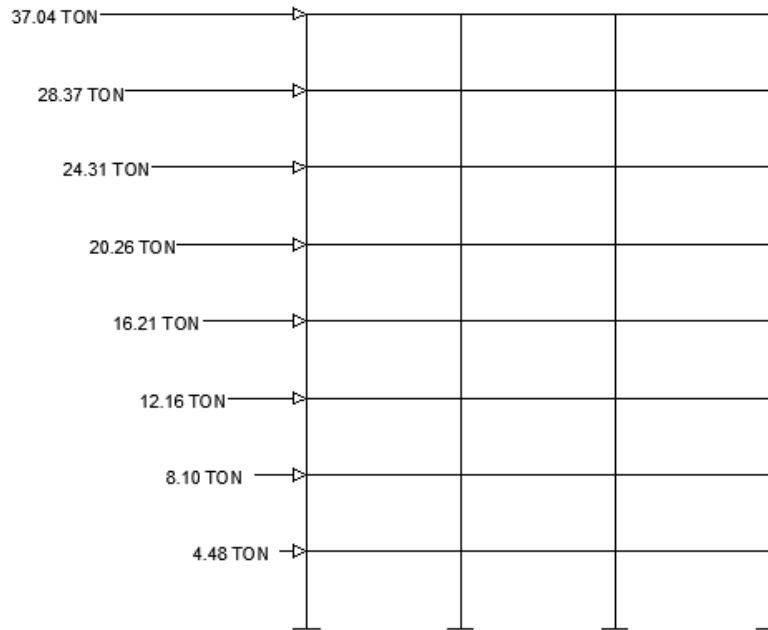
H_x = altura de nivel

Tabla VI. Repartición de fuerzas por nivel

No. Nivel	W total (kg)	H total (m)	W*H (kg*m)	Fx kg.	Fx TON	Fx + Ft (TON)
Octavo nivel	123 660	24	2 967 840	29 038,27	29,04	37,04
Séptimo nivel	138 060	21	2 899 260	28 367,26	28,37	28,37
Sexto Nivel	138 060	18	2 485 080	24 314,8	24,31	24,31
Quinto Nivel	138 060	15	2 070 900	20 262,33	20,26	20,26
Cuarto nivel	138 060	12	1 656 720	16 209,86	16,21	16,21
Tercer Nivel	138 060	9	1 242 540	12 157,4	12,16	12,16
Segundo Nivel	138 060	6	828 360	8 104,932	8,10	8,10
Primer Nivel	152 460	3	457 380	4 475,148	4,48	4,48
			14 608 080		142,93	150,93

Fuente: elaboración propia.

Figura 31. Repartición de fuerzas por nivel



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCad 2007.

4.3. Integración de cargas gravitacionales

A continuación se detallan los cálculos necesarios para la integración de cargas correspondientes a los elementos estructurales, que conforman el marco de concreto bajo análisis.

Tabla VII. Integración de cargas por nivel

Todos los niveles		
Losa	0,1 m * 2 400 kg/m ³	240 kg/m ²
Viga principal	0,25 m * 0,50 m * 2 400 kg/m ³	300 kg/m
Sobre carga	50 kg/m ²	50 kg/m ²
Carga viva	250 kg/m ²	250 kg/m ²

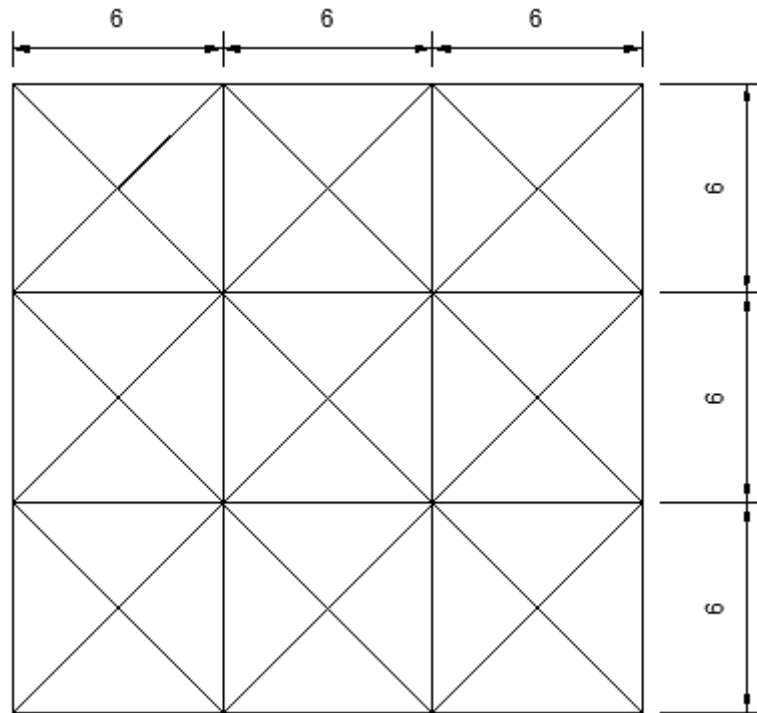
Fuente: elaboración propia.

Calculando áreas tributarias

$$A1 = (6 * 3) / 2 = 9 \text{ m}^2$$

$$A2 = (6 * 3) = 18 \text{ m}^2$$

Figura 32. **Áreas tributarias todos los niveles**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCad 2007.

Obteniendo las cargas distribuidas y las áreas, se puede proceder a determinar las cargas lineales para cada viga. Para convertir una carga superficial distribuida a una carga lineal, se tiene que utilizar la siguiente expresión:

$$WCM = \frac{Wcm * A}{L}$$

Wcm = carga superficialmente distribuida en kg/m²

A = área tributaria en m²

L = longitud en m

Tabla VIII. Integración de cargas todos los niveles

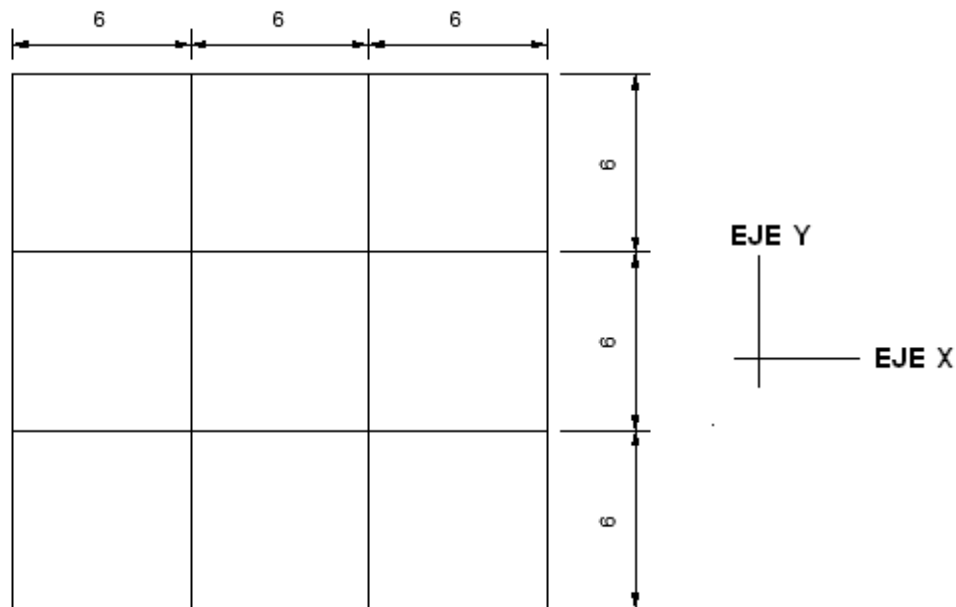
Integración de cargas todos los niveles								
Elemento	Área	W viga	W cm	W cv	Long.	W cm	W cm total	W cv total
Estructural	m ²	kg/m	kg/m ²	kg/m ²	m	kg/m	kg/m	kg/m
V1	9	300	290	250	6	435	735	375
V2	9	300	290	250	6	435	735	375
V3	9	300	290	250	6	435	735	375
V4	9	300	290	250	6	435	735	375
V5	9	300	290	250	6	435	735	375
V6	9	300	290	250	6	435	735	375
V7	9	300	290	250	6	435	735	375
V8	9	300	290	250	6	435	735	375
V9	9	300	290	250	6	435	735	375
V10	9	300	290	250	6	435	735	375
V11	9	300	290	250	6	435	735	375
V12	9	300	290	250	6	435	735	375
V13	18	300	290	250	6	870	1 170	750
V14	18	300	290	250	6	870	1 170	750
V15	18	300	290	250	6	870	1 170	750
V16	18	300	290	250	6	870	1 170	750
V17	18	300	290	250	6	870	1 170	750
V18	18	300	290	250	6	870	1 170	750
V19	18	300	290	250	6	870	1 170	750
V20	18	300	290	250	6	870	1 170	750
V21	18	300	290	250	6	870	1 170	750
V22	18	300	290	250	6	870	1 170	750
V23	18	300	290	250	6	870	1 170	750
V24	18	300	290	250	6	870	1 170	750

Fuente: elaboración propia.

4.4. Determinación de centro de rigidez y centro de masa

Las fuerzas inducidas por movimientos sísmicos son inerciales, es decir; dependen de la aceleración inducida por el sismo y de la masa a mover, es por eso lo importante del cálculo de los centros de masa y rigidez en la edificación.

Figura 33. Vista en planta de edificio



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCad 2007.

Calculando centro de rigidez

Debido a que todas las columnas tienen un predimensionamiento similar y de la misma altura, sin olvidarse que son del mismo material se podrá determinar que la rigidez es la misma y se tomará una rigidez equivalente que será:

$$K = 1$$

Centro de rigidez: $(\sum k_i \cdot L_i) / \sum k$

Donde:

$\sum K_i$ = sumatoria de rigideces por marco.

L_i = distancia hacia al marco en estudio.

$\sum K$ = sumatoria de rigideces del nivel.

Centro de rigidez: $(4 \cdot 0 + 4 \cdot 6 + 4 \cdot 12 + 4 \cdot 18) / 16 = 9$ metros en ambos sentidos.

Calculando centro de masa

Centro de masa: $(\sum A_i \cdot L_i) / \sum A$

Donde:

$\sum A_i$ = sumatoria de áreas por marco.

L_i = distancia hacia el centroide del marco en estudio.

$\sum A$ = sumatoria de áreas del nivel.

Centro de masa: $(108 \cdot 3 + 108 \cdot 9 + 108 \cdot 15) / 324 = 9$ metros en ambos sentidos.

4.5. Torsión

Es la sollicitación que se presenta cuando se aplica un momento sobre el eje longitudinal de un elemento constructivo, como pueden ser ejes o, en general, elementos donde una dimensión predomina sobre las otras dos, aunque es posible encontrarla en situaciones diversas.

Excentricidad directa

$$e1 x, y = | C_m x, y - C_r x, y |$$

Excentricidad de diseño

$$e1 x, y = | C_m x, y - C_r x, y | + 0,05 * b$$

$$e2 x, y = | C_m x, y - C_r x, y | - 0,05 * b$$

Donde:

$e1$ Y $e2$ = excentricidad

$C_m x, y$ = centro de masa en X y Y

$C_r x, y$ = centro de rigidez en X y Y

B = es la dimensión de la planta correspondiente en la dirección perpendicular a la del movimiento sísmico.

Excentricidad de diseño

$$e1 x = (9 \text{ m} - 9 \text{ m}) = 0 \text{ m} + 0,05 * (18 \text{ m}) = 0,9 \text{ m} = 9 \text{ cm}$$

$$e2 y = (9 \text{ m} - 9 \text{ m}) = 0 \text{ m} - 0,05 * (18 \text{ m}) = 0,9 \text{ m} = 9 \text{ cm}$$

4.6. Distribución de corte traslacional y sismo

A continuación se detallan las fuerzas de corte traslacional generadas por la deriva sísmica, que afecta a cada uno de los niveles que conforma el marco estructural.

4.6.1. Cálculo de deriva a flexión

La deriva a flexión se genera en función de las fuerzas por nivel, la altura de las columnas, el módulo de elasticidad del concreto, y la inercia generada en las columnas circulares, a continuación se detalla su cálculo.

$$\Delta \text{ Flexión} = \frac{F_i * (h_i)^3}{3 * E_c * I_g}$$

Donde:

Fi= fuerza por nivel

Hi= altura de la columna

Ec= módulo de elasticidad del concreto reforzado= (15 100*(F'c) ^1/2)

Ig= inercia de sección grande para columnas circulares = (1/12)*b*h^3

Tabla IX. **Cálculo de deriva a flexión**

Deriva a flexión por nivel						
Nivel	No. De columnas	Fuerza corte basal (kg.)	H (cm)	Ec (kg/cm ²)	Ig. (cm ⁴)	Δflexión (cm)
8	16	3 704,00	300,00	253 122,12	520 833,33	0,25
7	16	2 837,00	300,00	253 122,12	520 833,33	0,19
6	16	2 431,00	300,00	253 122,12	520 833,33	0,17
5	16	2 026,00	300,00	253 122,12	520 833,33	0,14
4	16	1 621,00	300,00	253 122,12	520 833,33	0,11
3	16	1 216,00	300,00	253 122,12	520 833,33	0,08
2	16	810,00	300,00	253 122,12	520 833,33	0,06
1	16	448,00	300,00	253 122,12	520 833,33	0,03

Fuente: elaboración propia.

4.6.2. **Cálculo de deriva a corte**

La deriva a corte se genera en función de las fuerzas por nivel, la altura de las columnas, el módulo al cortante del concreto, y la inercia generada en las columnas cuadradas, a continuación se detalla su cálculo.

$$\Delta \text{Corte} = \frac{F_i * h_i * 1,2}{A * E_g}$$

Donde:

Fi= Fuerza por nivel

Hi= Altura de la columna

Ig= inercia de sección grande para columnas cuadradas = $(1/12)*b*h^3$

Eg= módulo al cortante= $(0,4*Ec)$

Tabla X. **Cálculo de deriva a corte**

Deriva a corte por nivel						
Nivel	No. De columnas	Fuerza corte basal (kg.)	H (cm)	Ec (kg/cm ²)	Ig. (cm ⁴)	Δcorte (cm)
8	16	3 704,00	300,00	253 122,12	520 83333	0,005
7	16	2 837,00	300,00	253 122,12	520 833,33	0,004
6	16	2 431,00	300,00	253 122,12	520 833,33	0,003
5	16	2 026,00	300,00	253 122,12	520 833,33	0,003
4	16	1 621,00	300,00	253 122,12	520 833,33	0,002
3	16	1 216,00	300,00	253 122,12	520 833,33	0,002
2	16	810,00	300,00	253 122,12	520 833,33	0,001
1	16	448,00	300,00	253 122,12	520 833,33	0,001

Fuente: elaboración propia.

Tabla XI. **Cálculo de deriva total y deriva permisible**

Deriva total por nivel		
Δflexión (cm)	Δcorte	Δtotal
0,25	0,01	0,26
0,19	0,00	0,20
0,17	0,00	0,17
0,14	0,00	0,14
0,11	0,00	0,11
0,08	0,00	0,08
0,06	0,00	0,06
0,03	0,00	0,03

Fuente: elaboración propia.

Las ecuaciones utilizadas en el efecto de torsión:

$$E_i = \frac{\sum(K_m \cdot d_i^2)}{K_m \cdot d_i}$$

$$F_i' = \frac{K_m \cdot F}{\sum K_m}$$

$$F_i'' = \frac{e \cdot F}{E_i}$$

$$F_m = F_i' + F_i''$$

Tabla XII. **Cálculo de fuerza por torsión**

NIVEL DE SOTANO											
Nivel	Fuerza corte basal (kg.)	e (m)	Δ total (m)	KM	DI	KM*DI	KM*DI^2	EI	F _i '	F _i ''	FM (Kg.)
8	3 704,00	0,09	0,26	387,4	8,1	3 137,94	3,81E+09	8,68E+08	466,35	3,84E-07	466,35
7	2 837,00	0,09	0,2	505,79	8,1	4 096,89	8,49E+09	6,65E+08	466,35	3,84E-07	466,35
6	2 431,00	0,09	0,17	590,26	8,1	4 781,10	1,35E+10	5,7E+08	466,35	3,84E-07	466,35
5	2 026,00	0,09	0,14	708,26	8,1	5 736,90	2,33E+10	4,75E+08	466,35	3,84E-07	466,35
4	1 621,00	0,09	0,11	885,21	8,1	7 170,20	4,55E+10	3,8E+08	466,35	3,84E-07	466,35
3	1 216,00	0,09	0,08	1 180,04	8,1	9 558,32	1,08E+11	2,85E+08	466,35	3,84E-07	466,35
2	810,00	0,09	0,06	1 771,52	8,1	14 349,31	3,65E+11	1,9E+08	466,35	3,84E-07	466,35
1	448,00	0,09	0,03	3 202,97	8,1	25 944,6	2,16E+12	1,05E+08	466,35	3,84E-07	466,35
				3 076,93			2,72E+12				

Fuente: elaboración propia.

Tabla XIII. **Cálculo de fuerza sísmica**

Fuerza corte basal (kg.)	Fm (kg.)	Ftotal
3 704,00	466,35	4 170,35
2 837,00	466,35	3 303,35
2 431,00	466,35	2 897,35
2 026,00	466,35	2 492,35
1 621,00	466,35	2 087,35
1 216,00	466,35	1 682,35
810,00	466,35	1 276,35
448,00	466,35	914,35

Fuente: elaboración propia.

El Código UBC de 1997 en la sección 1630.10.1, requiere que los desplazamientos de los pisos deban calcularse utilizando el desplazamiento de respuesta inelástica y el mismo debe calcularse como sigue:

$$\Delta_m = 0,7r\delta_s$$

$$\Delta_s = \Delta_{Total}$$

$$\Delta_{Total} = \text{Flexión} + \Delta_{Corte}$$

Donde:

R = coeficiente numérico representativo de la sobre resistencia inherente y capacidad de ductilidad global de los sistemas resistentes a fuerzas laterales, como se establece en las tablas 16-N o 16-P del UBC, en este caso utilizar 8,5.

H = altura de piso

Tabla XIV. **Cálculo de deriva total y deriva permisible**

DERIVA AFLEXIÓN POR NIVEL										
Nivel	No. De Columnas	Fuerza corte basal (kg.)	H (cm)	Ec (Kg/cm ²)	Ig. (cm ⁴)	Δflexión (cm)	ΔCorte(cm)	Δtotal	Δm	ΔPermisible (cm)
8	16	4 170,35	300	253 122,12	520 833,33	0,25	0,005	0,26	1,73	9
7	16	3 303,35	300	253 122,12	520 833,33	0,19	0,004	0,20	1,37	9
6	16	2 897,35	300	253 122,12	520 833,33	0,17	0,003	0,17	1,2	9
5	16	2 492,35	300	253 122,12	520 833,33	0,14	0,003	0,14	1,03	9
4	16	2 087,35	300	253 122,12	520 833,33	0,11	0,002	0,11	0,87	9
3	16	1 682,35	300	253 122,12	520 833,33	0,08	0,002	0,08	0,7	9
2	16	1 276,35	300	253 122,12	520 833,33	0,06	0,001	0,06	0,53	9
1	16	914,35	300	253 122,12	520 833,33	0,03	0,001	0,03	0,38	9

Fuente: elaboración propia.

4.6.3. Índice de estabilidad

El Código ACI 318-08 en la sección 10.10.5.2, permite suponer que un piso sea arriostrado (sin desplazamiento lateral), si se cumple con la siguiente ecuación, de lo contrario se supone no arriostrado (con desplazamiento).

$$\text{índice de estabilidad } Q = \frac{\sum Pu \Delta o}{VuL} \leq 0,05$$

Donde:

Q = índice de estabilidad.

$\sum Pu$ = carga vertical total mayorada en el piso correspondiente.

Vu = corte total mayorado en el piso correspondiente.

Δo = desplazamiento relativo de primer orden entre la parte superior e inferior del piso debido a Vu .

L = longitud de columna, medida entre los ejes de los nudos del pórtico.

Tabla XV. Índice de estabilidad

CALCULO DE INDICE DE ESTABILIDAD												
NIVEL	CARGA MUERTA MAYORADA	AREA DE PISO	PESO CARGA MUERTA (KG/M2)	AREA TRIBUTARIA	PU	PU ACUMULADO	VU	VU ACUMULADO	H	Δm	Q	TIPO
8	$1,2 * (137\ 160) + 1,6 *(13\ 500)$	324	574,67	324	186 192	186 192	7 000	70 000	300	1,73	0,015	ARRIOSTRADO
7	$1,2 * (137\ 160) + 1,6 *(13\ 500)$	324	574,67	324	186 192	372 384	7 000	14 000	300	1,37	0,012	ARRIOSTRADO
6	$1,2 * (137\ 160) + 1,6 *(13\ 500)$	324	574,67	324	186 192	558 576	7 000	21 000	300	1,2	0,011	ARRIOSTRADO
5	$1,2 * (137\ 160) + 1,6 *(13\ 500)$	324	574,67	324	186 192	744 768	7 000	28 000	300	1,03	0,009	ARRIOSTRADO
4	$1,2 * (137\ 160) + 1,6 *(13\ 500)$	324	574,67	324	186 192	930 960	7 000	35 000	300	0,87	0,008	ARRIOSTRADO
3	$1,2 * (137\ 160) + 1,6 *(13\ 500)$	324	574,67	324	186 192	1 117 152	7 000	42 000	300	0,7	0,006	ARRIOSTRADO
2	$1,2 * (137\ 160) + 1,6 *(13\ 500)$	324	574,67	324	186 192	1 303 344	7 000	49 000	300	0,53	0,005	ARRIOSTRADO
1	$1,2 * (137\ 160) + 1,6 *(13\ 500)$	324	574,67	324	186 192	1 489 536	7 000	56 000	300	0,38	0,003	ARRIOSTRADO

Fuente: elaboración propia.

4.7. Análisis estructural

A continuación se detallan los diagramas de corte y momento correspondientes a los marcos que componen la edificación, realizados con la ayuda del programa Sap 2000.

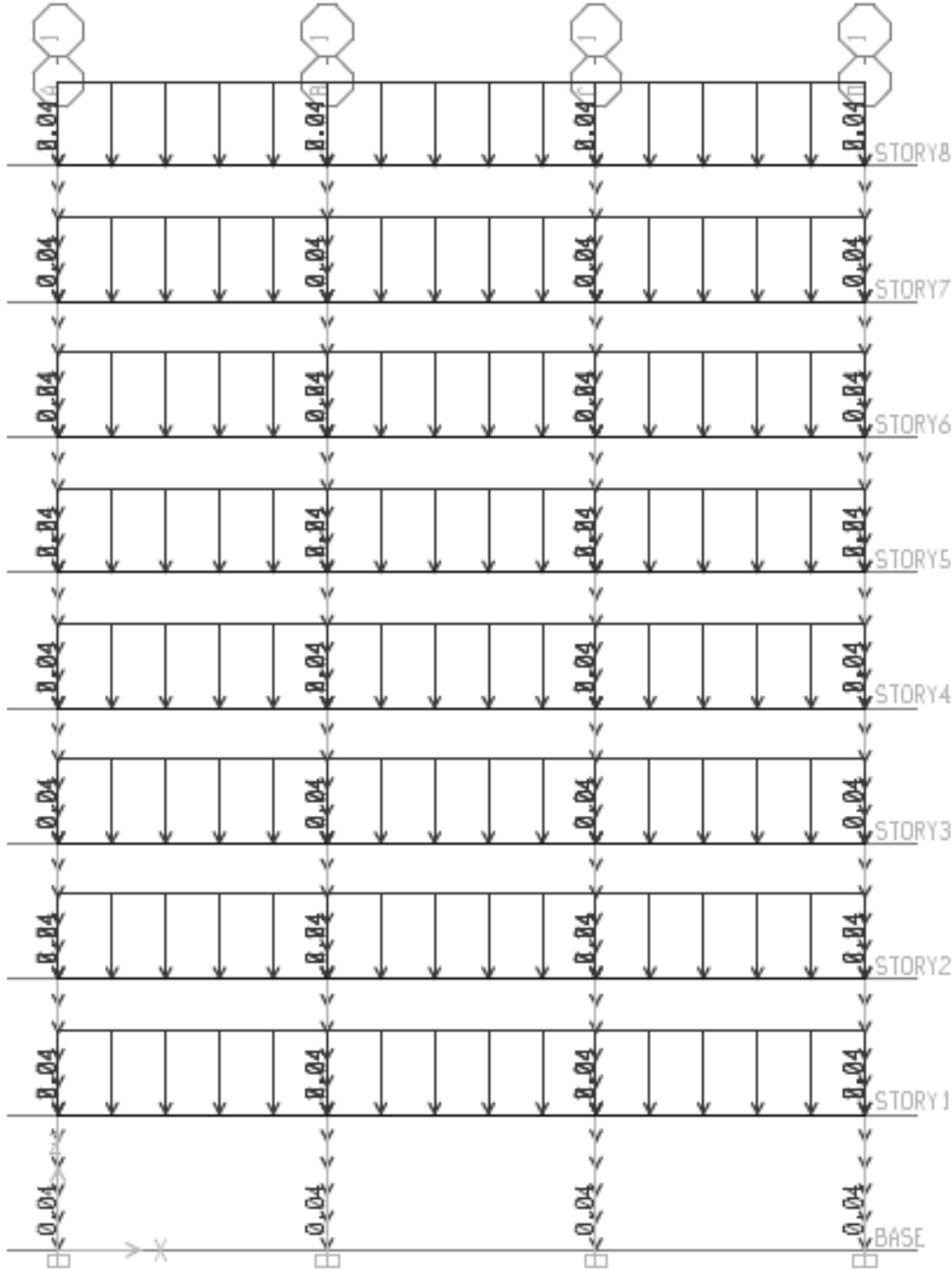
4.7.1. Análisis de cargas gravitacionales

Se llaman cargas gravitacionales al conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la construcción; incluye el peso de la estructura misma y el de los elementos no estructurales, empuje del suelo, el peso de las tuberías, bombas y otras, las cargas gravitacionales son por tanto, la principal acción permanente en un marco estructural.

Es importante tener claro que los efectos de las deformaciones impuestas tienden a disiparse a medida que se deforma más la estructura: por tanto, fenómenos como agrietamiento y flujo plástico en estructuras de concreto pueden liberar total o parcialmente la estructura de los efectos de los movimientos diferenciales de sus apoyos.

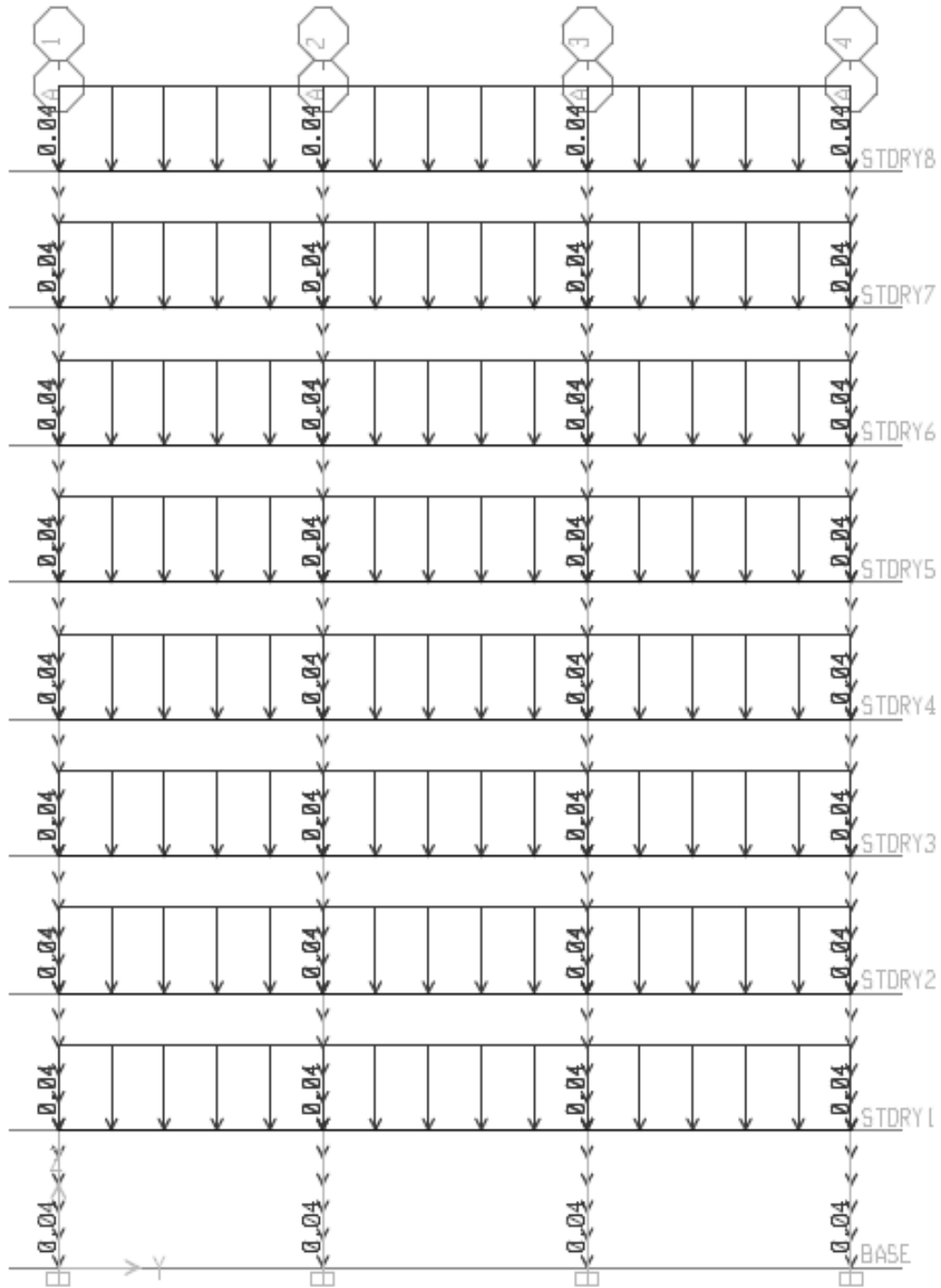
En todo análisis de cargas sobre marcos de concreto, corresponde estudiar los dos tipos que desde el punto de vista temporal, accionan sobre las estructuras; estas son las cargas permanentes y las cargas vivas, a continuación se detallan los diagramas correspondientes a las cargas vivas y muertas analizadas en el marco estructural.

Figura 34. Distribución de carga muerta eje 1 (kip/in)



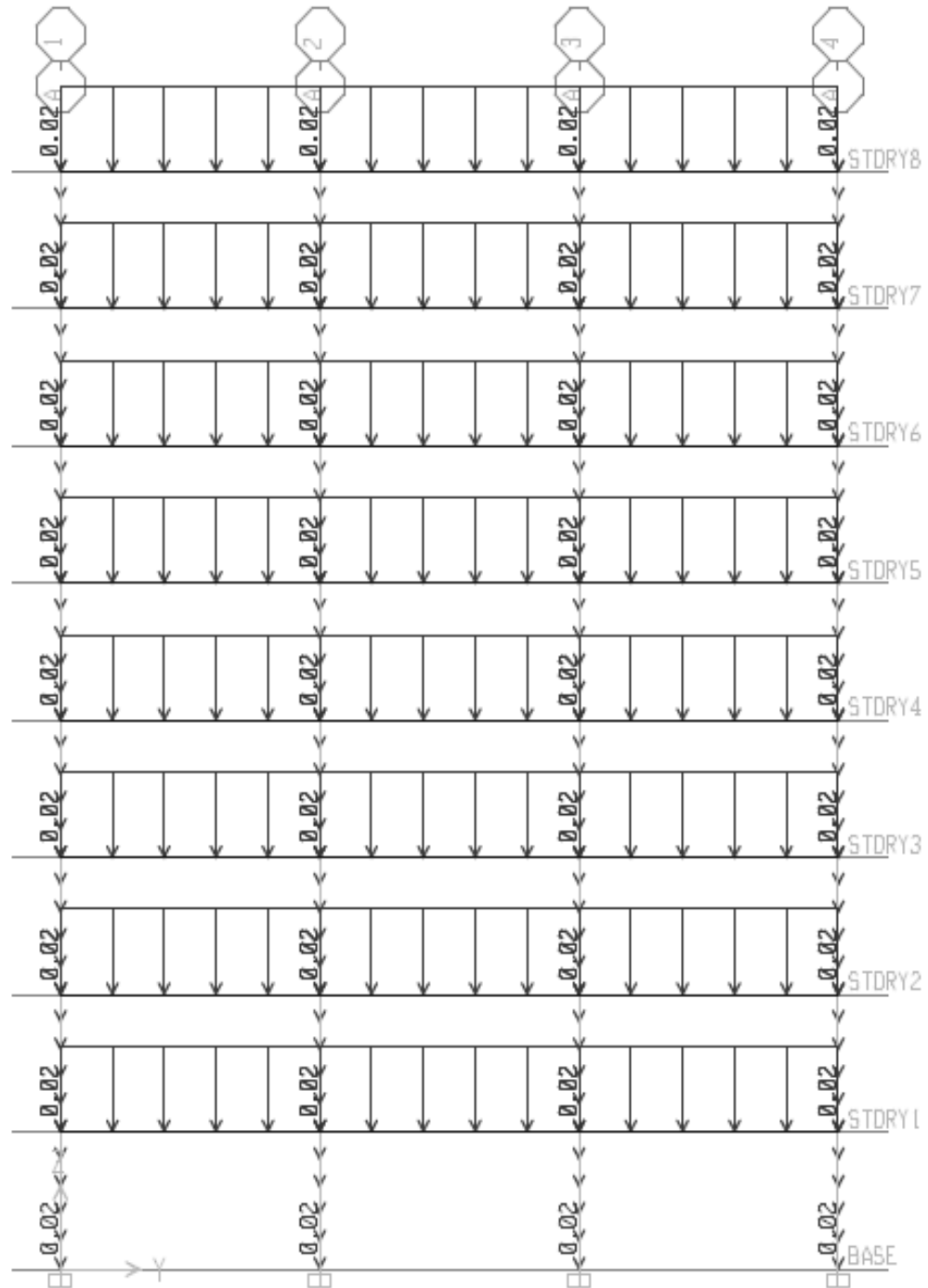
Fuente: elaboración propia, con programa Sap 2000.

Figura 35. Distribución de carga muerta eje a (kip/in)



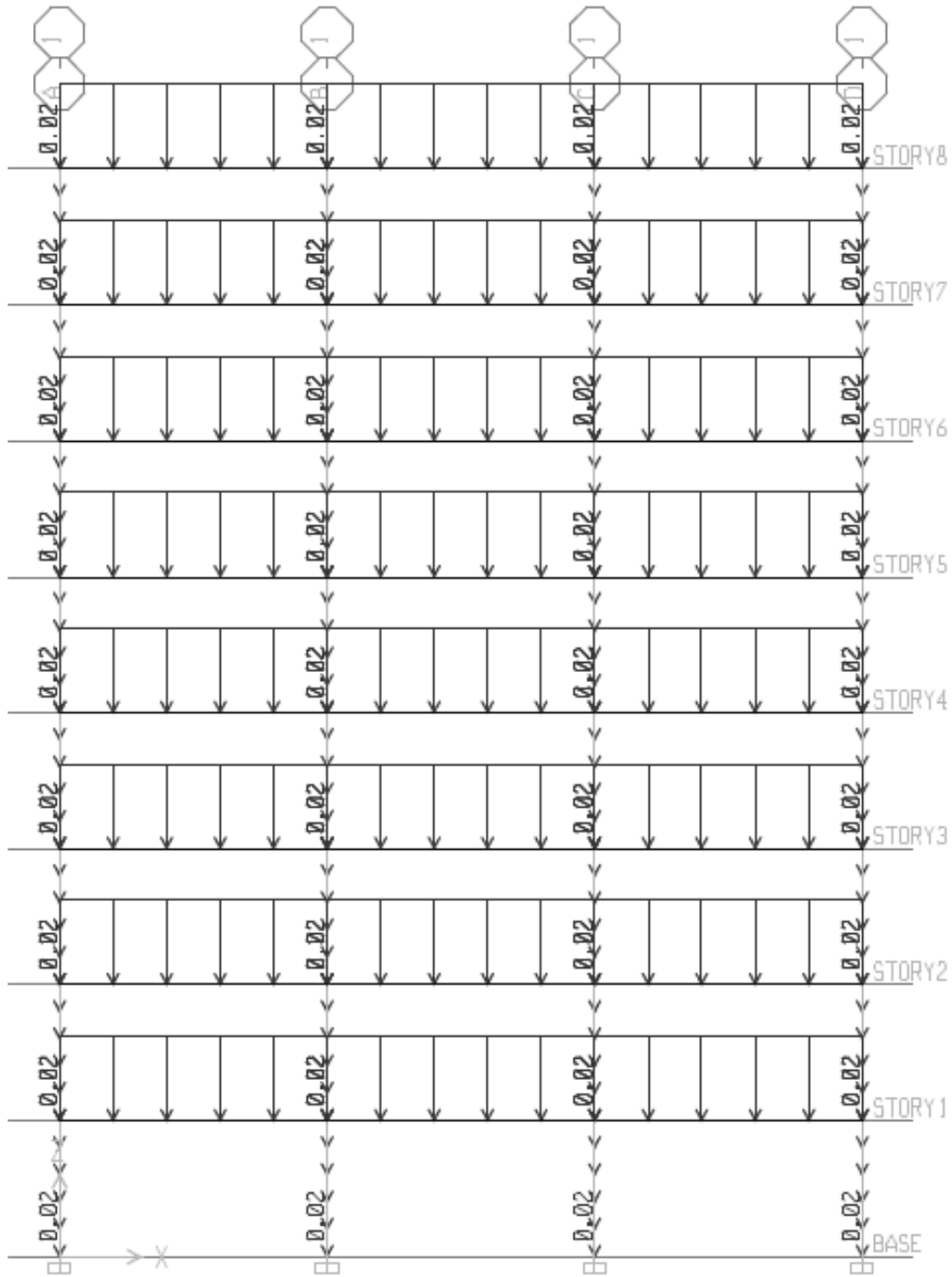
Fuente: elaboración propia, con programa Sap 2000.

Figura 36. Distribución de carga viva eje 1 (kip/in)



Fuente: elaboración propia, con programa Sap 2000.

Figura 37. Distribución de carga viva eje a (kip/in)

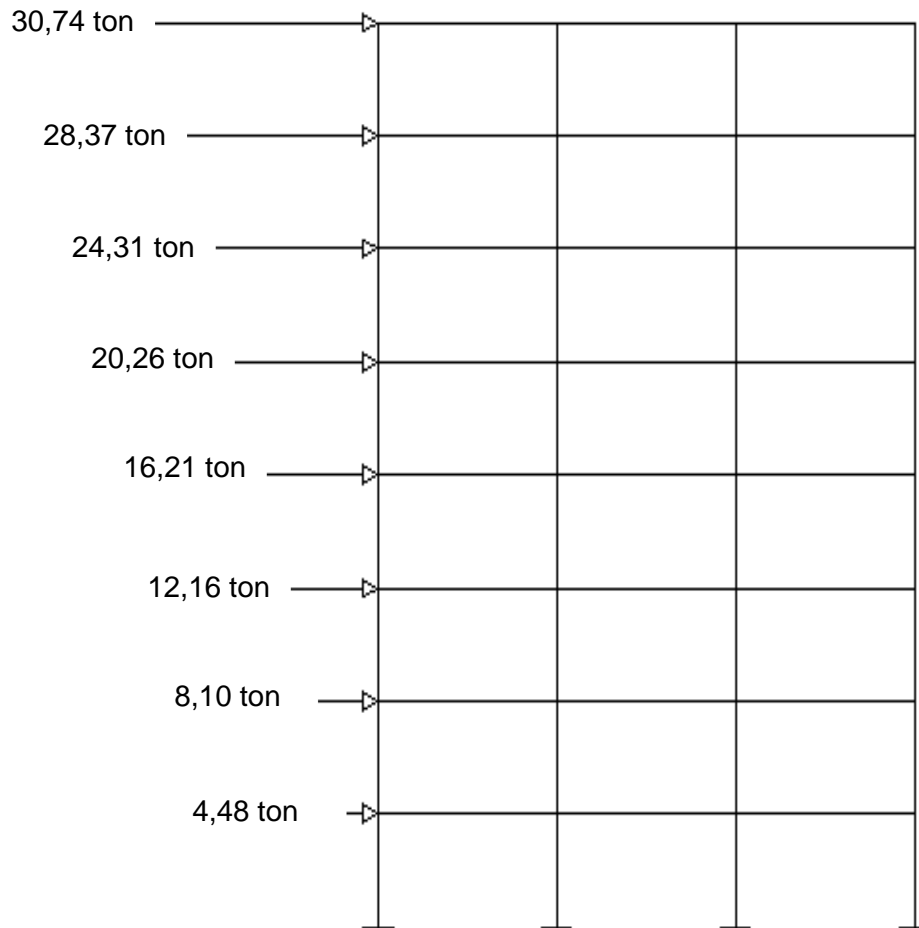


Fuente: elaboración propia, con programa Sap 2000.

4.7.2. Análisis de cargas de sismo

El análisis sísmico de la edificación tiene como propósito encontrar las fuerzas y momentos internos debidos a la carga sísmica, en cada uno de los elementos del sistema estructural para luego proceder al correcto diseño del mismo.

Figura 38. Diagrama de corte carga muerta (ton)



Fuente: elaboración propia, con programa Sap 2000.

4.7.3. Modelación de marco de concreto resistente a momento por el programa Sap 2000

La modelación de marcos estructurales por medio del programa Sap 2000, permite realizar de manera rápida y eficiente los diagramas correspondientes al análisis del comportamiento de la estructura debido a las diferentes cargas que ejercen acción sobre esta.

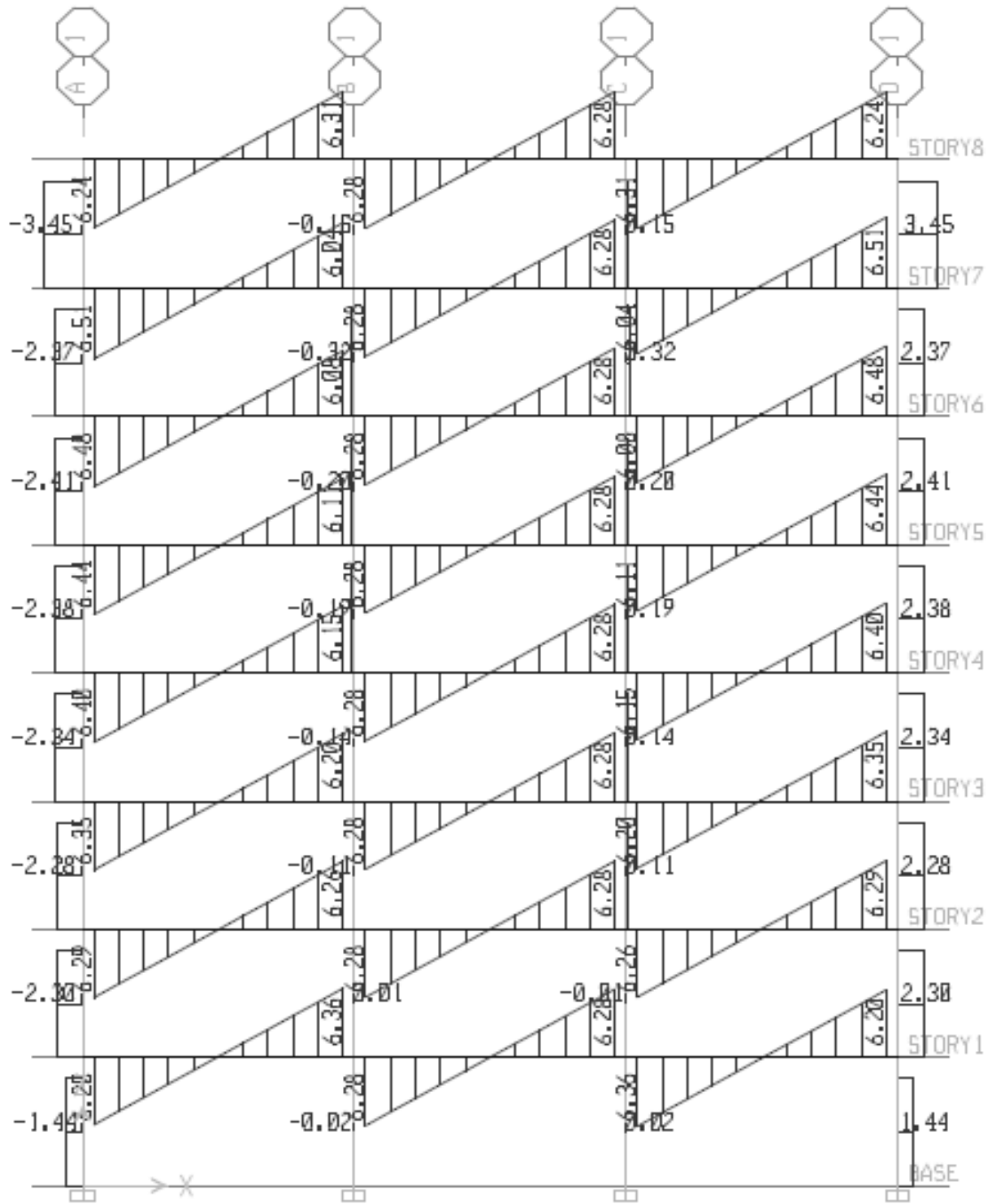
4.7.3.1. Diagramas de corte

Un diagrama de fuerzas cortantes o un diagrama de momentos flexionantes es una gráfica que muestra la magnitud de la fuerza cortante o momento flexionantes a lo largo de los elementos estructurales que conforman el marco de concreto.

Los diagramas de fuerza cortante y de momento flexionante ofrecen al ingeniero una gran cantidad de información útil para el diseño; de estos se puede obtener datos sobre el comportamiento en conjunto de los miembros estructurales, las posiciones en las cuales puede cambiar las secciones transversales y longitudinales requeridas y aun los lugares donde puede usarse una articulación.

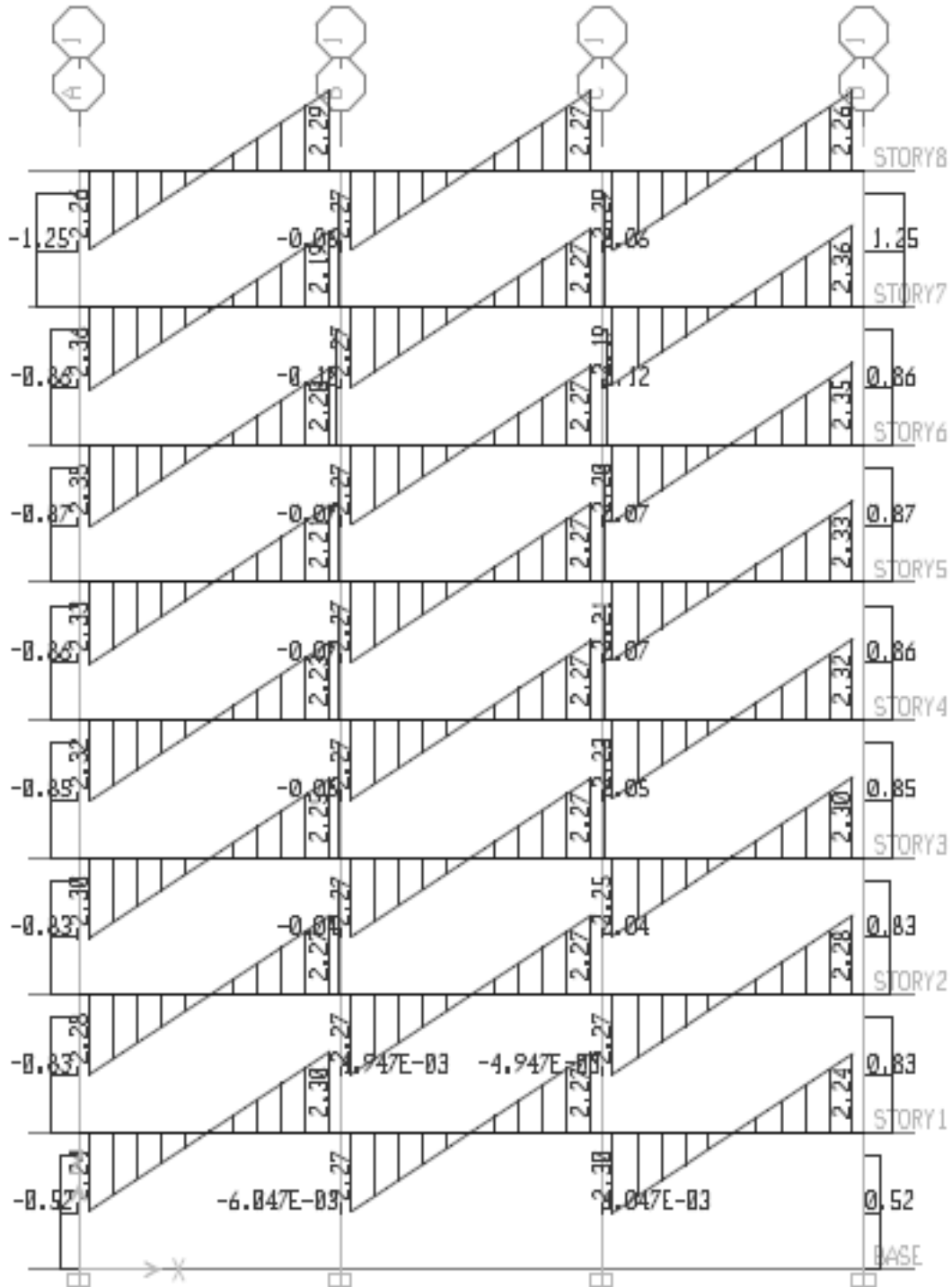
En la mayoría de casos los diagramas son bastante fáciles de trazar; puede ser a través de los gráficos de las ecuaciones o usando relaciones entre cargas, fuerza cortante y momento flexionante

Figura 39. Diagrama de corte carga muerta (kip)



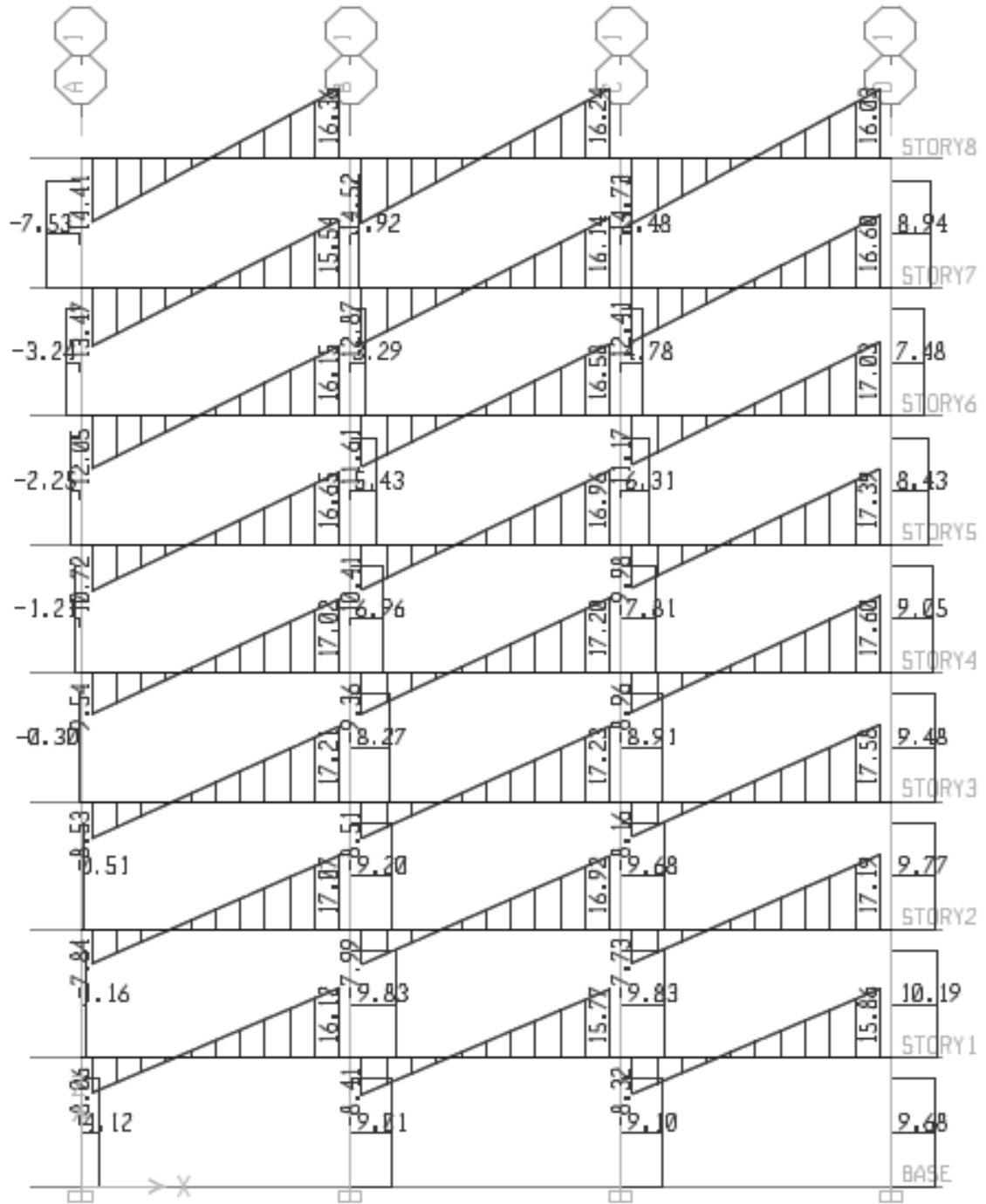
Fuente: elaboración propia, con programa Sap 2000.

Figura 40. Diagrama de corte carga viva (kip)



Fuente: elaboración propia, con programa Sap 2000.

Figura 41. Diagrama de corte combinación (1,2cm + 1,6cv + 0,4e) (kip)

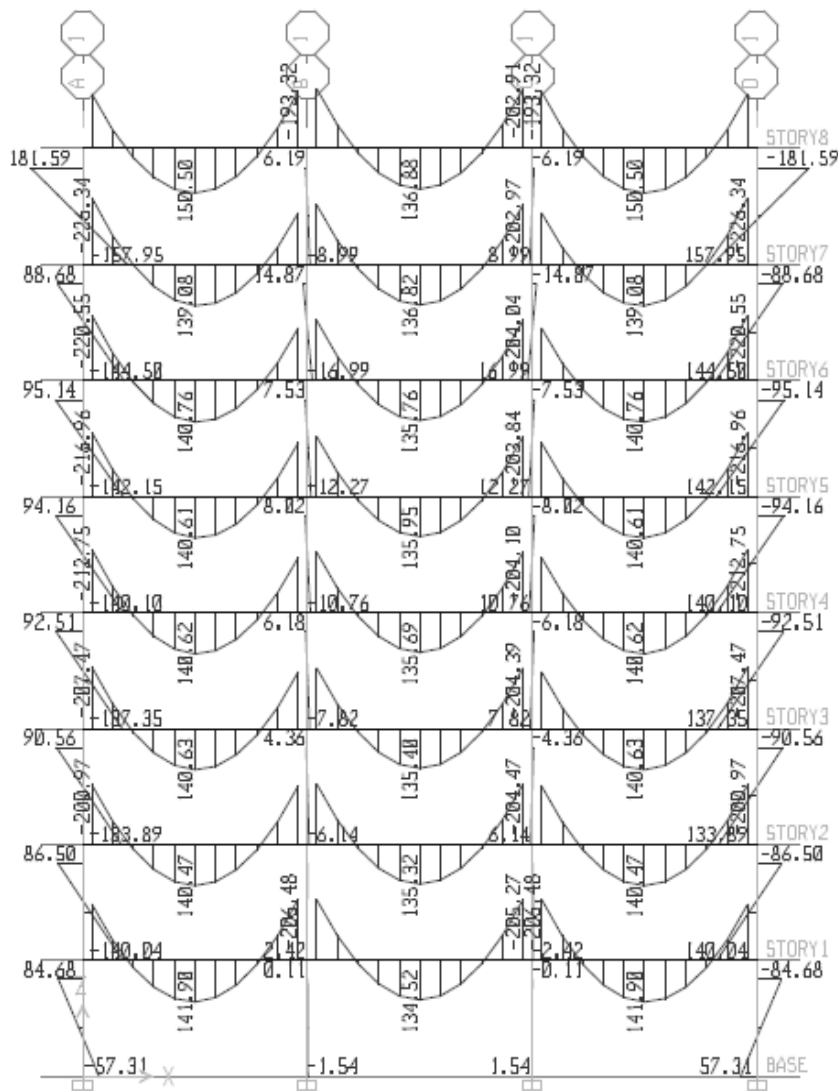


Fuente: elaboración propia, con programa Sap 2000.

4.7.3.2. Diagramas de momentos

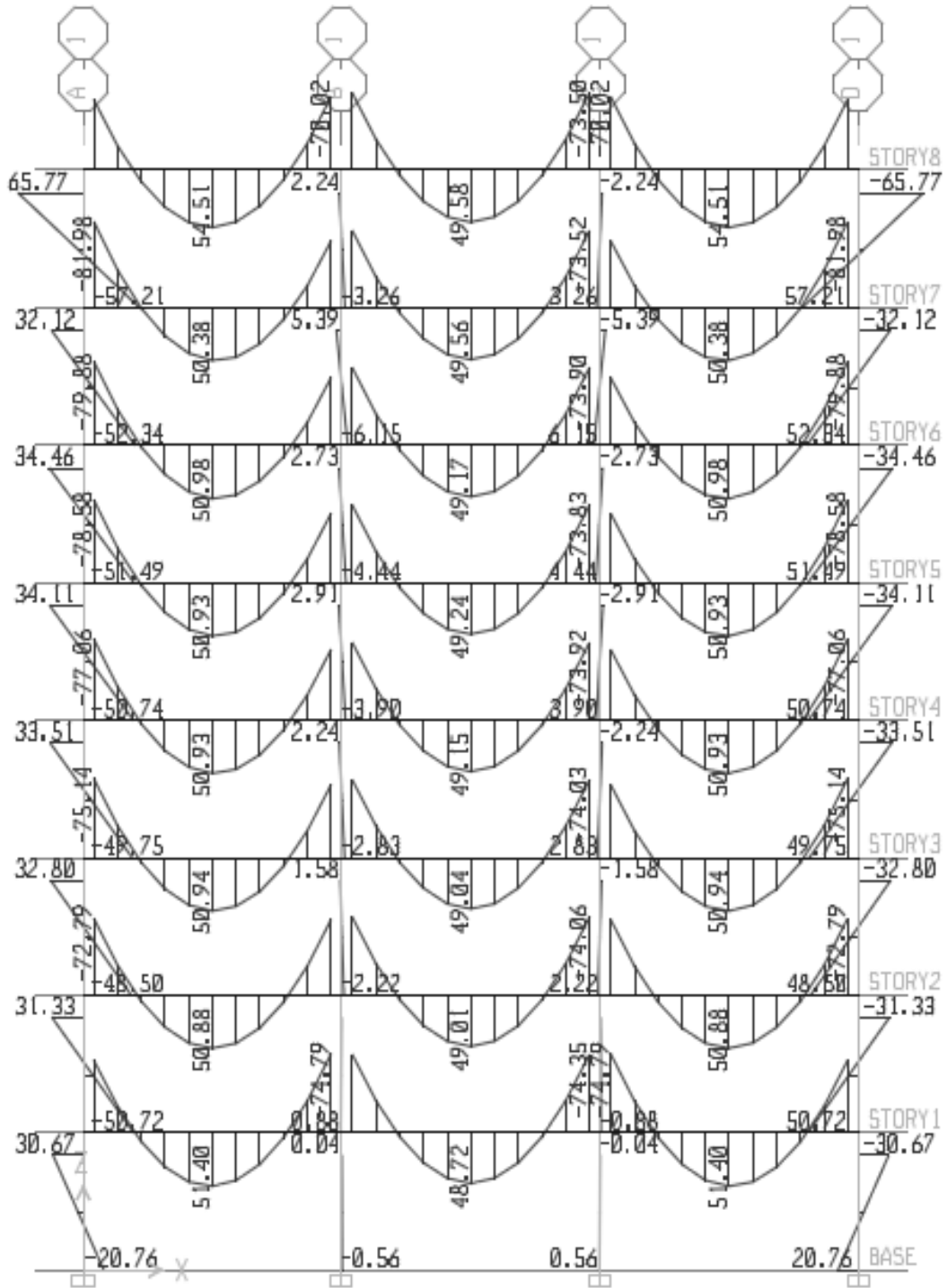
Para elementos estructurales lineales, el momento flector se define como una función a lo largo del eje neutro del elemento, donde x representa la longitud a lo largo de dicho eje.

Figura 42. Diagrama de momentos carga muerta (kip-in)



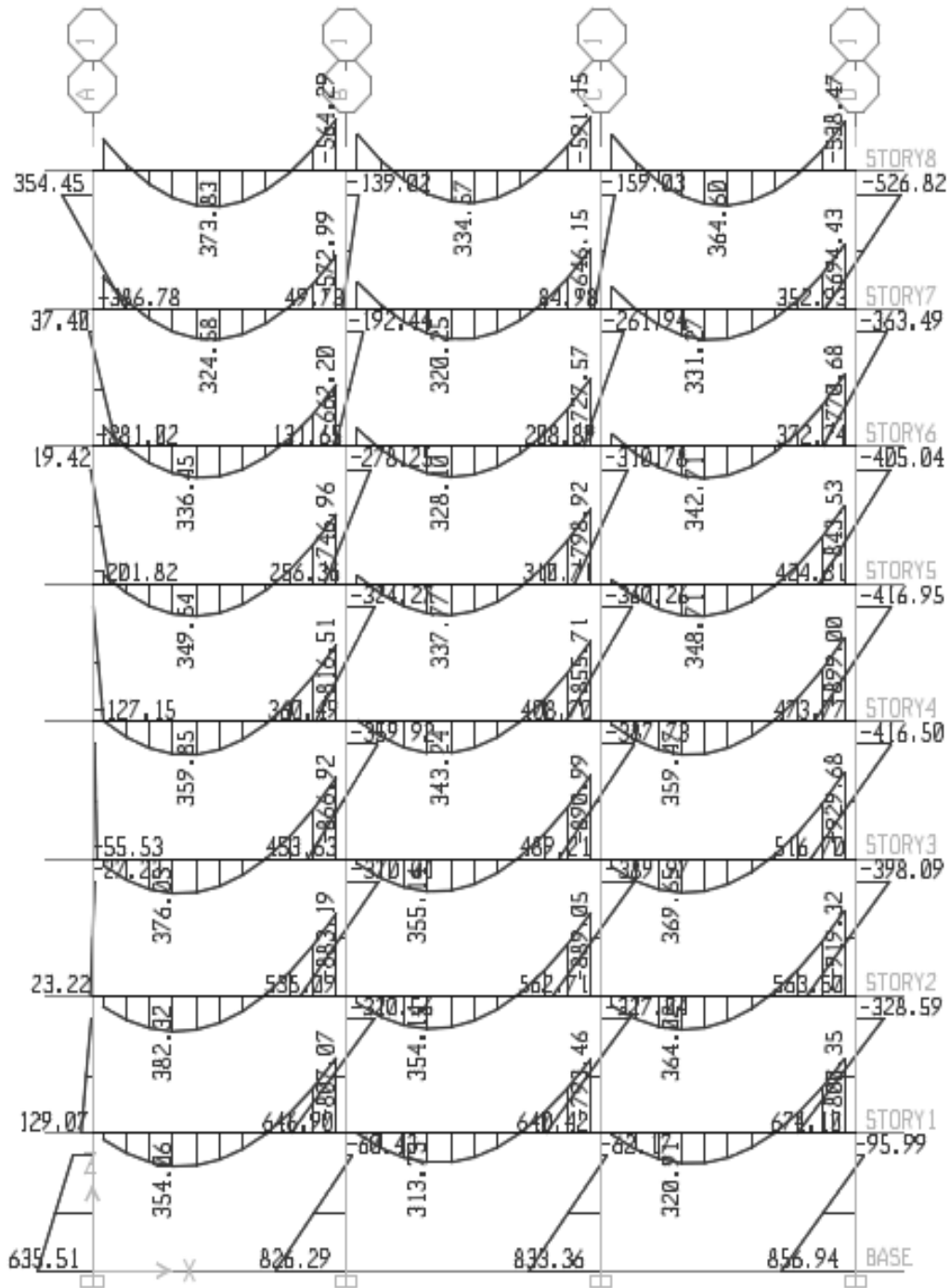
Fuente: elaboración propia, con programa Sap 2000.

Figura 43. Diagrama de momentos carga viva (kip-in)



Fuente: elaboración propia, con programa Sap 2000.

Figura 44. Diagrama de momentos combinación (1,2cm + 1,6cv + 0,4e) (kip-in)

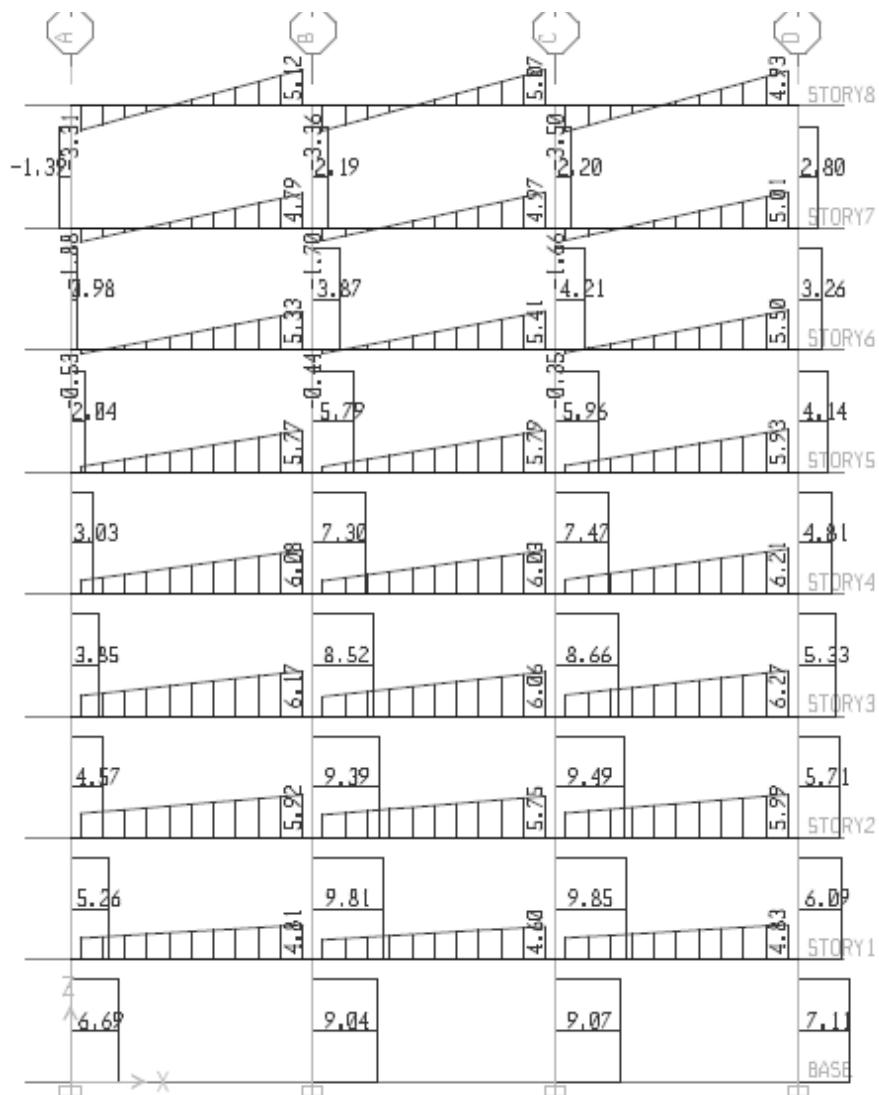


Fuente: elaboración propia, con programa Sap 2000.

4.7.3.3. Diagramas de carga sísmica

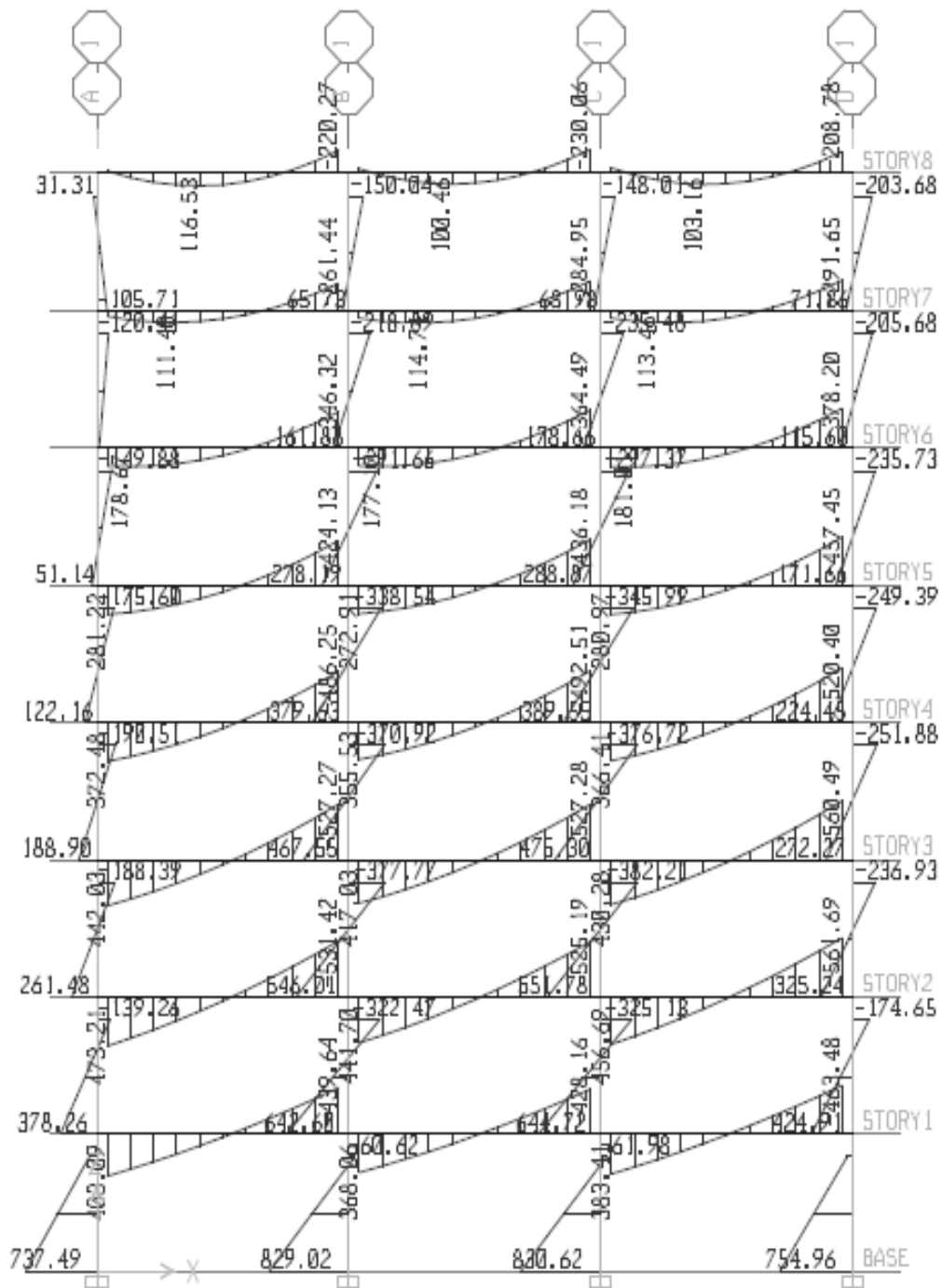
A continuación se detallan los diagramas debido a las cargas sísmicas en diferentes marcos de la estructura de concreto, los cuales se realizaron por medio de modelaciones con la ayuda de Sap 2000.

Figura 45. Diagrama de corte debido al sismo (kip)



Fuente: elaboración propia, con programa Sap 2000.

Figura 46. Diagrama de momentos debido al sismo. (kip)



Fuente: elaboración propia, con programa Sap 2000.

4.8. Diseño de elementos estructurales

Existen dos teorías para el diseño de estructuras de concreto reforzado; la teoría elástica llamada también diseño por esfuerzos de trabajo a flexión y la teoría plástica o diseño a corte por ruptura.

4.8.1. Diseño a flexión viga

Existen dos razones fundamentales, por las cuales en una viga sometida a flexión se puede requerir un diseño que, además de la armadura de tracción tradicional, se utilice armadura sometida a compresión, y estas son:

- Porque existe un limitante máximo de tipo arquitectónico, constructivo o funcional que impide que la viga aumente sus dimensiones.
- Porque, por aspectos constructivos o de diseño, ya existe armadura de compresión y se desea aprovechar su existencia obligatoria para disminuir el armado de tracción.

4.8.1.1. Diseño de refuerzo longitudinal

Las especificaciones de los códigos imponen criterios de diseño que permiten que, a pesar de incrementar el armado de las vigas, se mantengan los niveles de ductilidad que son exigidos para las vigas que solamente requieren armadura longitudinal, a continuación se detallan los cálculos correspondientes al esfuerzo de compresión en las vigas que conforman el marco estructural analizado.

Datos de diseño viga 1

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

Determinación de peralte efectivo

$d = h - \text{recubrimiento} - \text{diámetro de refuerzo transversal} - (\text{diámetro de refuerzo Longitudinal}/2)$

$$d = 50 \text{ cm} - \frac{4}{8} * 2,54 - \frac{8}{8 * 2} * 2,54 = 47,45 \text{ cm}$$

El Código ACI 318-08 en la sección 7.7.1 establece que se debe proporcionar un recubrimiento mínimo al refuerzo para vigas igual a 4 centímetros.

Determinación de refuerzo mínimo

El Código ACI 318-08 en la sección 10.5 establece que en toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo a tracción el A_s no debe de ser menor a:

$$A_s \text{ min} = \frac{0,8 * \overline{f'c}}{fy} * b * d > \frac{1,4}{fy} b * d$$

$$A_s \text{ min} = \frac{0,8 * \overline{280}}{4200} * 25 * 47,45 = 3,80 \text{ cm}^2$$

Determinación de área de acero máxima

$$A_{smax} = 0,5 * \rho_b * b * d$$

$$\rho_b = \frac{0,85 * 0,85 * 280 * 6\ 120}{4\ 200(6\ 120 + 4\ 200)} = 0,03509$$

$$A_{s\ max} = 0,5 * 0,03509 * 25 * 47,45 = 20,80\ cm^2$$

Cálculo de áreas de acero:

$$M_u = 0,9 * F_y * A_s * \left(d - \frac{A_s * F_y}{1,7 * F'_c * b} \right)$$

Se despeja el A_s y se obtienen los siguientes resultados:

Tabla XVI. **Cálculo de A_s**

MOMENTOS	MOMENTOS	DIST	Ø	F_y	F'_c	b	d	$A_s\ cm^2$
354.45 Kip-In	408 300 Kgf-cm	0	0,9	4 200	280	25	47,45	2,32
364.14 Kip-In	419 462 Kgf-cm	L/4	0,9	4 200	280	25	47,45	2,38
373.83 Kip-In	430 625 Kgf-cm	L/2	0,9	4 200	280	25	47,45	2,45
469.06 Kip-In	540 323 Kgf-cm	3L/4	0,9	4 200	280	25	47,45	3,09
564.29 Kip-In	650 021 Kgf-cm	L	0,9	4 200	280	25	47,45	3,73

Fuente: elaboración propia.

Nota: los A_s menores al A_{smin} se debe colocar A_{smin}

Tabla XVII. **Determinación de As**

MOMENTOS	MOMENTOS	DIST.	Ø	Fy	F`c	b	d	As cm ²
354,45 Kip-In	408 300 Kgf-cm	0	0,9	4 200	280	25	47,45	3,80
364,14 Kip-In	419 462 Kgf-cm	L/4	0,9	4 200	280	25	47,45	3,80
373,83 Kip-In	430 625 Kgf-cm	L/2	0,9	4 200	280	25	47,45	3,80
469,06 Kip-In	540 323 Kgf-cm	3L/4	0,9	4 200	280	25	47,45	3,80
564,29 Kip-In	650 021 Kgf-cm	L	0,9	4 200	280	25	47,45	3,80

Fuente: elaboración propia.

Proponiendo varillas respecto a su As.

Tabla XVIII. **Cálculo de As real**

no. varillas	varilla no.	AS cm ²	As calculado cm ²
2	5	3,80	3,95
2	5	3,80	3,95
2	5	3,80	3,95
2	5	3,80	3,95
2	5	3,80	3,95

Fuente: elaboración propia.

Diseño de refuerzo longitudinal final:

4 varillas # 5 y 2 varillas # 3 al centro por temperatura, ya que el peralte de viga excede 40 centímetros.

4.8.2. Diseño a corte viga

El comportamiento de las piezas estructurales de concreto armado sometidas a fuerzas cortantes es más complejo que su comportamiento bajo solicitaciones flexionantes, a continuación se detalla el procedimiento de diseño para el mismo.

4.8.2.1. Diseño de refuerzo transversal

La parte del cortante que no puede ser absorbida por el concreto, debe ser resistida por el refuerzo transversal, dicha fuerza bajo la suposición de que el acero ha entrado en fluencia, es el producto del área de todos los estribos que cruzan la fisura por el esfuerzo de fluencia.

Calculando MPR:

$$a = \frac{1,25 * F_y * A_s}{0,85 * F^c * b}$$

Tabla XIX. Cálculo de a

F ^c	F _y	b	As calculado cm ²	a
280	4 200	25	3,95	3,49
280	4 200	25	3,95	3,49
280	4 200	25	3,95	3,49
280	4 200	25	3,95	3,49
280	4 200	25	3,95	3,49

Fuente: elaboración propia.

$$M = 1,25 * f_y * A_s * (d - \frac{a}{2})$$

Tabla XX. **Cálculo de momentos**

Fy	As calculado	d	a	M
4 200	3,95	47,45	3,49	947 807,44
4 200	3,95	47,45	3,49	947 807,44

Fuente: elaboración propia.

$$M_{pr} = \frac{M_1 + M_2}{L_v}$$

$$M_{pr} = \frac{947\,807,44 + 947\,807,44}{600} = 3\,159,36 \text{ kg}$$

Determinación De Fuerzas Cortantes:

$$V_e = MPR \pm \frac{WL}{2}$$

$$W = 0,75 * (1,2 * (735) + 1,6 * (375)) = 1\,111,5 \text{ kg/m}$$

$$V_e = 3\,159,36 + \frac{1111,5 * 6,00}{2} = 6\,493,86 \text{ kg}$$

$$V_e = 3\,159,36 - \frac{1111,5 * 6,00}{2} = -175,14 \text{ kg}$$

El Código ACI 318-08 en la sección 21.5.4.2, requiere que se debe diseñar el cortante suponiendo la capacidad de corte del hormigón igual a cero, si la fuerza cortante inducida por sismo representa la mitad o más de las resistencias de corte requerida en estas zonas.

Haciendo la revisión el corte inducido por sismo es 3 159,36 kilogramos y el corte total 9 828,36 kilogramos, $3\ 159,36 / 6\ 493,86 = 0,50$ el corte inducido por sismo representa el 50 por ciento del corte total en esa zona, por lo que no debe tomarse en cuenta el corte resistente de hormigón.

El Código ACI 318-08 en la sección 21.5.3.1 requiere que deben disponerse estribos de confinamiento en una longitud igual a 2 veces la altura del elemento, medida desde la cara de apoyo del elemento, hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento a flexión.

$$\text{Longitud de confinamiento} = 2 * h = 2 * 0,25 = 0,5 \text{ m}$$

El Código ACI 318-08 en la sección 21.5.3.2, requiere que el primer estribo no debe estar a más de 5 centímetros de la cara del elemento de apoyo.

El espaciamiento de los estribos de confinamiento, no debe de exceder el menor de:

- $d/4$
- ocho veces el diámetro de la barras longitudinales más pequeñas
- 24 veces el diámetro del estribo de confinamiento
- 30 cm.

$$47,45 / 4 = 11,86 \text{ cm}$$

$$8 * (5 / 8) * 2,54 = 12,70 \text{ cm}$$

$$24 * (3 / 8) * 2,54 = 22,86 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm} = 30,00 \text{ cm}$$

Cálculo de corte V_s a una distancia 0,5 M

$$\frac{V_s + 175,14 \text{ KG}}{5,5\text{m}} = \frac{6\,493,86 \text{ KG} - 175,14 \text{ KG}}{6 \text{ m}} = 5\,617,02 \text{ kg}$$

Cálculo de Espaciamientos de Estribos de Confinamiento:

$$S = \frac{\Phi * 2 * A_s \text{ varilla estribo} * F_y * d}{V_s}$$
$$S = \frac{0,75 * 2 * 0,71 * 4\,200 * 47,45}{5\,617,02} = 37,35 \text{ cm}$$

Se utilizará un espaciamiento de 30 cm.

Diseño de refuerzo transversal final:

1 Estribo # 3 @ 5 cm, 5 @ 12 cm, 15 @ 30 cm simétricos.

4.8.3. Diseño de columna

Las columnas son elementos que están sometidos principalmente a esfuerzos de flexo-compresión, además; adicionalmente se presenta el problema de la flexión biaxial, la cual existe si se consideran momentos de sismo.

4.8.3.1. Efectos de esbeltez

Los efectos de esbeltez de las columnas, y la consiguiente reducción de su capacidad de carga se evalúan en forma independiente al diseño propiamente dicho, mediante la consideración de los momentos generados por las deformaciones transversales en las columnas.

$$\Psi_A = \frac{\Sigma EI \text{ COLUMNA}/L}{\Sigma EI \text{ VIGA}/L}$$

$$E = 15\,100 * \overline{F^C} = 252\,671,33 \text{ kg/cm}^2$$

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

Se puede usar las siguientes inercias:

Inercia de columna = 0,7 ig

Inercia de viga = 0,35 ig

$$\text{Inercia de columna} = 0,7 * \frac{B * H^3}{12}$$

$$\text{Inercia de columna} = 0,7 * \frac{50 * 50^3}{12} = 364\,583,33 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inercia de viga} = 0,35 * \frac{B * H^3}{12}$$

$$\text{Inercia de viga} = 0,35 * \frac{25 * (50)^3}{12} = 91\,145,83 \text{ cm}^4$$

$$\Psi_A = \frac{\frac{252\,671,33 * 364\,583,33}{300}}{\frac{252\,671,33 * 91\,145,83}{600}} + \frac{\frac{252\,671,33 * 364\,583,33}{300}}{\frac{252\,671,33 * 91\,145,83}{600}} = 16$$

$\Psi_B = 1$, si es empotramiento perfecto se debe de tomar 0, pero si se asemeja se supone 1.

Cálculo de factor de longitud efectiva k:

$$\Psi_M = \frac{\Psi_A + \Psi_B}{2}$$

$$\Psi_M = \frac{16 + 1}{2} = 8,5$$

Si $\Psi_m < 2$

$$K = \frac{20 - \Psi_m \sqrt{1 + \Psi_m}}{20}$$

Si $\Psi_m \geq 2$

$$K = 0,9 \cdot \sqrt{1 + \Psi_m}$$

Factor de longitud efectiva k:

$$K = 0,9 \cdot \sqrt{1 + 8,5} = 2,77$$

El Código ACI 318-08 en la sección 10.1.3.2 permite ignorar los efectos de esbeltez en estructura no arriostradas si se cumple con lo siguiente:

$$\frac{KL}{r} < 22$$

Donde:

K= factor de longitud efectiva

L = longitud libre

r = radio de giro $0,3b$

$$\frac{2,77 \cdot 300}{0,3 \cdot 50} = 55,4$$

Se debe tomar en cuenta la esbeltez en la columna:

4.8.3.2. Amplificación de momentos

El Código ACI 318-08 en la sección 10.10.7 requiere que la columna debe diseñarse para la carga axial mayorada P_u y el momento magnificado por efectos de curvatura como sigue:

$$M_1 = M_1 + \delta_{ns} M_1$$

$$M_2 = M_2 + \delta_{ns} M_2$$

Cálculo de magnificador de momentos δ_{ns} :

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - Q} > 1$$
$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - 0,015} = 1,015$$

Cálculo de momentos de columnas:

$$M_1 = (\text{momento superior de análisis estructural}): \quad 354,45 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = (\text{momento inferior de análisis estructural}): \quad 386,78 \text{ kg-m}$$

El Código ACI 318-08 en la sección 10.10.6.5 requiere que el momento de diseño no debe ser menor al momento actuante mayor en la columna.

$$M_{2\min} = P_u (0,015 + 0,00003h)$$

$$\text{Carga de nivel} = 574,67 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Área tributaria} = 6 \text{ m} \times 6 \text{ m} = 36 \text{ m}^2$$

$$P_u = 20\,688,12 \text{ kg. a columna}$$

Calculando Pu:

$$P_u > \frac{50 \cdot 50 \cdot 280}{10} = 70\,000 \text{ kg.} > 20\,688,12 \text{ kg.}$$

$$M_{2\min} = 70\,000 * (0,015 + 0,00003 * 300) = 1\,680 \text{ kg-m}$$

Momentos de diseño:

$M_{\min} > M_1 \text{ Y } M_2$

$$M_1 = 354,45 + 1\,015 * 354,45 = 714,22 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 386,78 + 1\,015 * 386,78 = 779,36 \text{ kg-m}$$

El momento de diseño que se usará será 1 680 kilogramo por metro, ya que es más grande que el momento proveniente del análisis estructural que es 779,36 kilogramo por metro.

$$M_1 = (\text{momento superior}): \quad 1\,680 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = (\text{momento inferior}): \quad 1\,680 \text{ kg-m}$$

$$M_1 = 1680 + 1,015 * 1\,680 = 3\,385,20 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 1680 + 1,015 * 1\,680 = 3\,385,20 \text{ kg-m}$$

4.8.3.3. Diseño de refuerzo longitudinal

Las especificaciones de los códigos imponen criterios de diseño que permiten calcular de manera correcta el refuerzo longitudinal en las columnas, y estos se detallan a continuación.

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

El Código ACI 318-08 en la sección 21.6 establece que para pórticos especiales resistentes a momentos.

Sección 21.6.1

- Que resistan fuerzas inducidas por sismo.
- Que tienen una fuerza axial mayorada de compresión P_u que exceda $A_g \cdot f'c / 10$, deben de cumplir con lo siguiente:

Sección 21.6.1.1

La dimensión transversal, medida en una línea recta que pase a través del centroide geométrico, no debe ser menor a 30 centímetros.

Sección 21.6.1.2

La relación entre la dimensión menor y la dimensión perpendicular, no debe ser menor que 0,4

Calculando P_u :

$$P_u > \frac{50 \cdot 50 \cdot 280}{10} = 70\,000 \text{ kg.} > 20\,688,12 \text{ kg.}$$

Dimensiones > 30 cm

$$\text{relación: } \frac{50 \text{ cm}}{50 \text{ cm}} = 1 > 0,4$$

Calculando A_s ($P = 2,5\%$):

$$A_s: 2,5\% * \frac{50 * 50}{2,54^2} = 9,69 \text{ pulg}^2$$

Se proponen 16 # 5 =

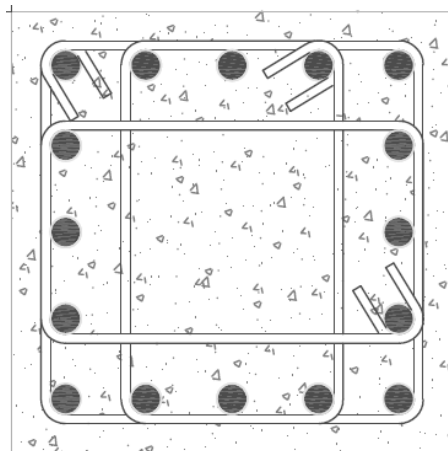
$$A_s: 16 * \frac{\pi}{4} \left(\frac{5}{8}\right)^2 = 4,90 \text{ pulg}^2$$

Calculando cuantía:

$$P : \frac{4.90}{(50 * 50)/2,54^2} * 100 = 1,25\% = 0,0125$$

El Código ACI 318-08 en la sección 21.6.3.1 establece que el área de refuerzo longitudinal no debe ser menor a 0,01ag ni mayor a 0,06 AG.

Figura 47. **Columna Cuadrada 50 x 50 cm**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCad 2007.

Tabla XXI. **Cálculo de d y As**

di(cm)	As (cm ²)
6,50	9,89
15,75	3,96
25,00	3,96
34,25	3,96
43,50	9,89

Fuente: elaboración propia.

Luego de haber realizado los cálculos correspondientes de di y As, se debe realizar los siguientes cálculos.

$$es = \frac{c - di}{c} * 0,003$$

$$fs = 2\ 000\ 000 * es$$

$$Ps = fs * As$$

$$Cc = 0,85 * 0,85 * c * f'c * b$$

$$Ms = Ps * dcp$$

$$Mc = Cc * \frac{b}{2} - \frac{a}{2}$$

Tabla XXII. **Cálculo de es**

c	50	43,5	40	34,25	30	25	20	15,75	10	6,5
es1	0,00261	0	0,0025	0,0024307	0,002	0,00222	0	0,0017619	0	0
es2	0,002055	0	0,0018	0,0016204	0,001	0,00111	0	0	-0	-0
es3	0,0015	0	0,0011	0,0008102	5E-04	0	-0	-0,0017619	-0	-0
es4	0,000945	0	0,0004	0	-4E-04	-0,00111	-0	-0,00352381	-0	-0
es5	0,00039	0	-0,0003	-0,00081	-0,001	-0,00222	-0	-0,00528571	-0	-0

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIII. Cálculo de fs

fs1	4 200	4 200	4 200	4 200	4 200	4 200	4 200	3 523,80952	2 100	0
fs2	4 200	3 827,586207	3 637,5	3 240,8759	2 850	2 220	1 275	0	-3 450	-4 200
fs3	3 000	2 551,724138	2 250	1 620,438	1 000	0	-1 500	-3 523,80952	-4 200	-4 200
fs4	1 890	1 275,862069	862,5	0	-850	-2 220	-4 200	-4 200	-4 200	-4 200
fs5	780	0	-525	-1 620,438	-2 700	-4 200	-4 200	-4 200	-4 200	-4 200

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIV. Cálculo de Ps

Ps1	134 652,00	134 652,00	134 652,00	134 652,00	134 652,00	134 652,00	134 652,00	112 973,33	67 326,00	0,00
Ps2	53 886,00	49 107,93	46 669,13	41 580,44	36 565,50	28 482,60	163 58,25	0,00	-44 263,50	-53 886,00
Ps3	38 490,00	32 738,62	28 867,50	20 790,22	12 830,00	0,00	-19 245,00	-45 210,48	-53 886,00	-53 886,00
Ps4	24 248,70	16 369,31	11 065,88	0,00	-10 905,50	-28 482,60	-53 886,00	-53 886,00	-53 886,00	-53 886,00
Ps5	25 006,80	0,00	-16 831,50	-51 951,24	-86 562,00	-134 652,00	-134 652,00	-134 652,00	-134 652,00	-134 652,00
Cc	507 556,25	441 573,94	406 045,00	347 676,03	304 533,75	253 778,13	203 022,50	159 880,22	101 511,25	65 982,31
Σ	783 839,75	674 441,80	610 468,00	492 747,45	391 113,75	253 778,13	146 249,75	39 105,08	-117 850,25	-230 327,69
Ps (ton)	783,84	674,44	610,47	492,75	391,11	253,78	146,25	39,11	-117,85	-230,33

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXV. Cálculo de Ms

Ms1	2 491 062,00	2 491 062,00	2 491 062,00	2 491 062,00	2 491 062,00	2 491 062,00	2 491 062,00	2 090 006,67	1 245 531,00	0,00
Ms2	498 445,50	454 248,36	431 689,41	384 619,05	338 230,88	263 464,05	151 313,81	0,00	-409 437,38	-498 445,50
Ms3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Ms4	-224 300,48	-151 416,12	-102 359,34	0,00	100 875,88	263 464,05	498 445,50	498 445,50	498 445,50	498 445,50
Ms5	-462 625,80	0,00	311 382,75	961 097,96	1 601 397,00	2 491 062,00	2 491 062,00	2 491 062,00	2 491 062,00	2 491 062,00
Mc	1 903 335,94	2 875 750,27	3 248 360,00	3 631 041,55	3 730 538,44	3 648 060,55	3 349 871,25	2 926 807,25	2 106 358,44	1 467 281,67
Σ	4 205 917,16	5 669 644,51	6 380 134,81	7 467 820,56	826 2104,19	9 157 112,65	8 981 754,56	8 006 321,42	5 931 959,56	3 958 343,67
Ms(ton-cm)	4 205,92	5 669,64	6 380,13	7 467,82	8 262,10	9 157,11	8 981,75	8 006,32	5 931,96	3 958,34

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVI. **Resumen de datos para diagrama de interacción**

Ms(ton-cm)	0,00	4 205,92	5 669,64	6 380,13	7 467,82	8 262,10	9 157,11	8 981,75	8 006,32	5 931,96	3 958,34
PS(TON)	1 120,54	783,84	674,44	610,47	492,75	391,11	253,78	146,25	39,11	-117,85	-230,33

Fuente: elaboración propia.

Al haber realizado los cálculos correspondientes al diagrama de interacción, se deben calcular el diagrama de interacción de diseño.

$$\text{Diagrama de Interacción} = \text{Diagrama de Interacción} * \Phi$$

$$\Phi = (0,65) + ((es - 0,002) * (250 - 3))$$

$$\Phi Ms = Ms * \Phi$$

Tabla XXVII. **Calculo de Φ**

$\Phi 1$	0,80	0,79	0,78	0,76	0,74	0,70	0,66	0,65	0,65	0,65
$\Phi 2$	0,66	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65
$\Phi 3$	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65
$\Phi 4$	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65
$\Phi 5$	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVIII. Cálculo de Φ Ps

Ps1* Φ 1	107 811,82	105 873,62	104 569,06	101 847,04	99 164,47	94 840,79	88 355,28	73 432,67	43 761,90	0,00
Ps2* Φ 2	35 757,94	31 920,16	30 334,93	27 027,28	23 767,58	18 513,69	10 632,86	0,00	-28 771,28	-35 025,90
Ps3* Φ 3	25 018,50	21 280,10	18 763,88	13 513,64	8 339,50	0,00	-12 509,25	-29 386,81	-35 025,90	-35 025,90
Ps4* Φ 4	15 761,66	10 640,05	7 192,82	0,00	-7 088,58	-18 513,69	-35 025,90	-35 025,90	-35 025,90	-35 025,90
Ps5* Φ 5	16 254,42	0,00	-10 940,48	-33 768,31	-56 265,30	-87 523,80	-87 523,80	-87 523,80	-87 523,80	-87 523,80
Cc	507 556,25	441 573,94	406 045,00	347 676,03	304 533,75	253 778,13	203 022,50	159 880,22	101 511,25	65 982,31
Σ	708 160,58	611 287,87	555 965,21	456 295,69	372 451,42	261 095,11	166 951,69	81 376,38	-41 073,73	-126 619,19
Ps (ton)* Φ	708,16	611,29	555,97	456,30	372,45	261,10	166,95	81,38	-41,07	-126,62

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIX. Cálculo de Φ Ms

Ms1* Φ 1	1 994 518,61	1 958 661,92	1 934 527,61	1 884 170,20	1 834 542,61	1 754 554,61	1 634 572,61	1 358 504,33	809 595,15	0,00
Ms2* Φ 2	330 760,96	295 261,44	280 598,11	250 002,38	219 850,07	171 251,63	98 353,98	0,00	-266 134,29	-323 989,58
Ms3* Φ 3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Ms4* Φ 4	-145 795,31	-98 420,48	-66 533,57	0,00	65 569,32	171 251,63	323 989,58	323 989,58	323 989,58	323 989,58
Ms5* Φ 5	-300 706,77	0,00	202 398,79	624 713,67	1 040 908,05	1 619 190,30	1 619 190,30	1 619 190,30	1 619 190,30	1 619 190,30
Mc	1 903 335,94	2 875 750,27	3 248 360,00	3 631 041,55	3 730 538,44	3 648 060,55	3 349 871,25	2 926 807,25	2 106 358,44	1 467 281,67
Σ	3 782 113,43	5 031 253,15	5 599 350,94	6 389 927,81	6 891 408,48	7 364 308,72	7 025 977,71	6 228 491,46	4 592 999,17	3 086 471,97
Ms(ton-cm)* Φ	3 782,11	5 031,25	5 599,35	6 389,93	6 891,41	7 364,31	7 025,98	6 228,49	4 593,00	3 086,47

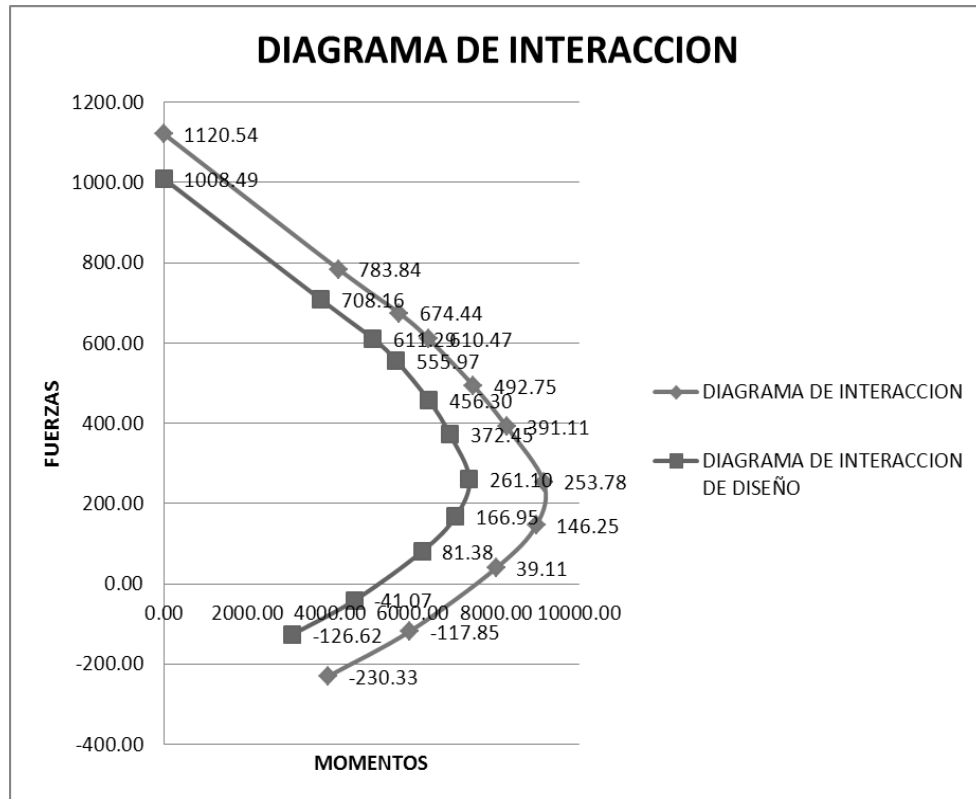
Fuente: elaboración propia.

Tabla XXX. Resumen de datos para diagrama de interacción de diseño

Ms(ton-cm)* Φ	0,00	3 782,11	5 031,25	5 599,35	6 389,93	6 891,41	7 364,31	7 025,98	6 228,49	4 593,00	3 086,47
PS(TON)* Φ	1 008,49	708,16	611,29	555,97	456,30	372,45	261,10	166,95	81,38	-41,07	-126,62

Fuente: elaboración propia.

Figura 48. Diagrama de interacción nominal y de diseño



Fuente: elaboración propia.

Método de cargas inversas o de cargas recíprocas

$$\frac{1}{\Phi P_n} = \frac{1}{\Phi P_{nx}} + \frac{1}{\Phi P_{ny}} - \frac{1}{\Phi P_o}$$

Donde:

ΦP_n = valor aproximado de la carga última en flexión biaxial

ΦP_{nx} = carga última cuando solo esta presenta la excentricidad e_x

ΦP_{ny} = carga última cuando solo esta presente la excentricidad e_y

ΦP_o = carga última para la columna cargada concéntricamente

$$\frac{1}{\Phi P_n} = \frac{1}{\Phi P_{nx}} + \frac{1}{\Phi P_{ny}} - \frac{1}{\Phi P_o}$$

Despejando:

$$\Phi P_n = 1 / \left(\frac{1}{\Phi P_{nx}} + \frac{1}{\Phi P_{ny}} - \frac{1}{\Phi P_o} \right)$$

Calculando

$$\Phi P_n = \frac{1}{\frac{1}{708,16} + \frac{1}{611,29} - \frac{1}{1008,49}} = 486,283 \text{ ton}$$

486 283 kg. > 84 000 kg.

Por lo que se concluye que la columna resiste la carga axial proveniente y el refuerzo final será 16 varillas # 5

4.8.3.4. Diseño refuerzo transversal

El Código ACI 318-08 en la sección 21.6.4.1 requiere que el refuerzo transversal debe suministrarse sobre una longitud medida desde la cara del nudo y ambos lados de cualquier sección, donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamiento laterales inelástico del marco, dicha longitud no debe ser menor que:

- La altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión
- Un sexto de la longitud libre del miembro
- Menor de 45 cm

Haciendo la revisión

- Altura del elemento = 0,5 m
- 1/6 de la luz libre = 3 m/6 = 0,5 m
- 0,45 m

Se elige una longitud de confinamiento de 0,50 metros en ambos extremos de la columna.

$$A_{sh} = \frac{0,3 * S * b * F'c * (Ag - 1)}{F_y * A_{ch}}$$

$$A_{sh} = \frac{0,09 * S * b * F'c}{F_y}$$

Donde:

S = espaciamiento medidos centro a centro.

b = dimensión transversal del núcleo medida de centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal con área A_{sh} .

A_g = área bruta de la sección en cm^2 .

A_{ch} = área de la sección transversal de un elemento, medidas desde los bordes exteriores del refuerzo transversal.

A_{sh} = área total del refuerzo transversal (incluyendo ganchos suplementarios) colocados dentro del espaciamiento y perpendicular a la dimensión b en cm^2 .

Proponiendo refuerzo transversal núm. 4

$$A_s = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 2 * 1,26 = 2,52$$

$$2,52 = \frac{0,09 * S * 50 * 280}{4 * 200}$$

$$S = 8,4 \text{ cm}$$

El Código ACI 318-08 en la sección 21.6.4.3, requiere que la separación de refuerzo transversal no debe exceder, la menor de:

- la cuarta parte de la dimensión mínima del elemento
- seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal
- y según lo definido por la siguiente ecuación:

$$S_o = \frac{100 + (350 - hx)}{3}$$

hx = es la separación máxima entre ramas del estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios en toda la cara de la columna.

- $50/4 = 12.5$ cm
- $6 * (8/8) * 2.54 = 15.24$ cm.

$$S_o = \frac{100 + (350 - 470)}{3} = 60 \text{ mm} = 6 \text{ cm}; \text{ pero se tomara } 10 \text{ cm}$$

Estribos # 4 @ 5 centímetros en la longitud de confinamiento que es de 50 centímetros, y resto @ 15 centímetros, simétricos.

5. ANÁLISIS DE MARCO DE CONCRETO CON AISLAMIENTO BASAL

5.1. Diseño de aislador elastomérico

A continuación se detalla el diseño del aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDR) utilizado en el marco de concreto, para este se tomarán en cuenta los siguientes datos:

- El número de aisladores que se utilizarán en el sistema de aislación, que se denominará N; para el edificio, este valor corresponde a 16 aisladores.
- Peso total de la estructura sobre el sistema de aislación: W, este corresponde al peso propio del edificio más la sobrecarga de uso, $W = 1\,104,48$ toneladas.
- Período objetivo deseado: TD, de acuerdo a la experiencia que existe se decide por $TD = 2,5$ segundos.
- Carga máxima (Pmax) bajo la cual estará actuando el aislador en su vida útil, la cual esta dada por la combinación de peso propio más sobrecarga y sismo; en este caso corresponde a $1\,008,49$ toneladas.
- Carga mínima (Pmin) bajo la cual estará actuando el aislador durante su vida útil; en nuestro caso corresponde a $486,283$ toneladas.

Para este caso se tiene establecida la cantidad de aisladores, el peso sísmico de la estructura sobre el sistema de aislación, el período deseado y las cargas máximas y mínimas que actuarán sobre el aislador; además se establecen los siguientes datos iniciales:

- Deformación de corte directa máxima, γ_s : 150 %.
- Deformación de corte máxima admisible, γ_{max} : 250 %.
- Sección anular, con un diámetro inicial de 10 cm ($D_i = 10$ cm).
- Amortiguamiento efectivo del sistema, $\beta = 12$ %.
- Conexión fija o de pernos.
- La tensión de admisible de compresión, $\sigma_{AC} = 90$ kg/cm².

Cálculo del desplazamiento de diseño:

$$C_d = 300 * z = 375 \text{ mm}$$

$$B_d = 1,49$$

$$D_d = 375 / 1,49 = 25,16 \text{ cm}$$

$$D_{td} = 1,1 * d_d = 27,67 \text{ cm}$$

Cálculo del desplazamiento máximo:

$$C_m = 330 * z = 495 \text{ mm}$$

$$B_m = 1,49$$

$$D_m = 495 / 1,49 = 33,22 \text{ cm}$$

$$D_{tm} = 1,1 * d_m = 36,54 \text{ cm}$$

En resumen el aislador es:

- Numero de aisladores, N: 16
- Peso sísmico de la estructura, W: 1 104,48 ton
- Periodo objetivo, TD: 2,5 s
- Deformación de corte máxima admisible, γ_{max} : 250 %.
- Amortiguamiento, β : 12%.
- Tensión admisible de compresión, σ_{AC} : 90 kg/cm²
- Carga máxima, PMax: 1 008,49 ton
- Carga mínima, PMin: 486,283 ton
- Desplazamiento de diseño, DD: 25,16 cm
- Desplazamiento máximo, DM: 33,22 cm

A continuación se presenta la aplicación de los pasos de diseños establecidos anteriormente:

Rigidez horizontal total, y de cada aislador en forma independiente:

$$K_{total} = \frac{4 * \pi^2 * W}{T^2 * g}$$

$$K_{total} = \frac{4 * \pi^2 * 1\,104,48}{2,5^2 * 9,81} = 712 \text{ ton/mt}$$

Donde:

K_{total} = rigidez horizontal total.

W = peso total edificio.

g = gravedad.

Área del aislador:

$$A = \frac{P_{\max}}{\sigma_{ac}}$$

$$A = \frac{1\,008,49 \text{ ton} * 1\,000 \text{ kg}}{90 \text{ kg/cm}^2} = 11\,205 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{\sqrt{A * 4}}{\pi} = 1,20 \text{ m}$$

Donde:

A = área del aislador.

d = diámetro del aislador.

Se calcula un valor para Hr:

$$Hr = \frac{25,16}{1,5} = 17,5 \text{ cm}$$

Se calcula el valor del módulo de corte, G:

$$G = \frac{K_{\text{total}} * Hr}{A}$$

$$G = \frac{712 * 17,5}{11\,205} = 1,11 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

G = módulo de corte

g = gravedad.

La capa de goma, tiene un espesor tr:

tr = 10 mm

Donde:

tr = espesor

Se calcula el valor del factor de forma, S,

$$S = \frac{De * Di}{4tr}$$

$$S = \frac{120 * 10}{4 * 1} = 27.5$$

Donde:

S= factor de forma

tr = espesor

De = diámetro externo

Di = diámetro interno

Se determina el número de capas de goma, dada por:

$$n = \frac{Hr}{tr}$$

$$n = \frac{17,5}{10/10} = 18$$

Donde:

n= número de capas de goma

Hr = altura de aislador

tr = espesor de goma

Se propone para un ts:

ts = 5 mm

$$\sigma_s = 1,5 * \frac{tr}{ts} * \sigma_{AC}$$

$$\sigma_s = 1,5 * \frac{0,1}{0,05} * 90 = 270 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_y = 2\,400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{adm} = 270 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1\,800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Calculando altura de aislador elastomérico.

$$h = H_r + n - 1 * t_s$$

$$H = h + 2t_{\text{exterior}}$$

$$h = 17,5 + 18 - 1 * 1 = 34,5 \text{ cm}$$

$$H = 34,5 + 2 * 0,5 = 35,5 \text{ cm}$$

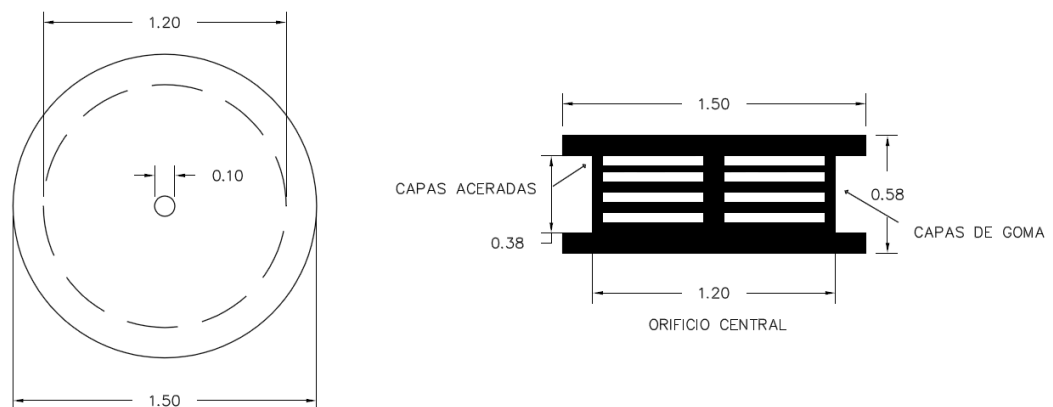
Se verifica del periodo objetivo TD:

$$K_h = \frac{G * Area}{H_r}$$
$$K_h = \frac{1,11 * 11\ 205}{17,5} = 710 \text{ ton/m}$$
$$T = \frac{4 * \pi^2 * 1\ 104,48}{9,81 * 710,07} = 2,50 \text{ seg.}$$

Las características finales del aislador HDR son:

- Diámetro exterior de 120 centímetros y diámetro interior de 10 centímetros.
- Una altura total de 38 centímetros, de los cuales 18 centímetros corresponden a goma (18 capas de 10 milímetros) y 20 centímetros de acero (40 laminas de 5 milímetros)
- Modulo de corte de 1,11 kg/cm².

Figura 49. **Apoyo elastomérico de alto amortiguamiento HDR**

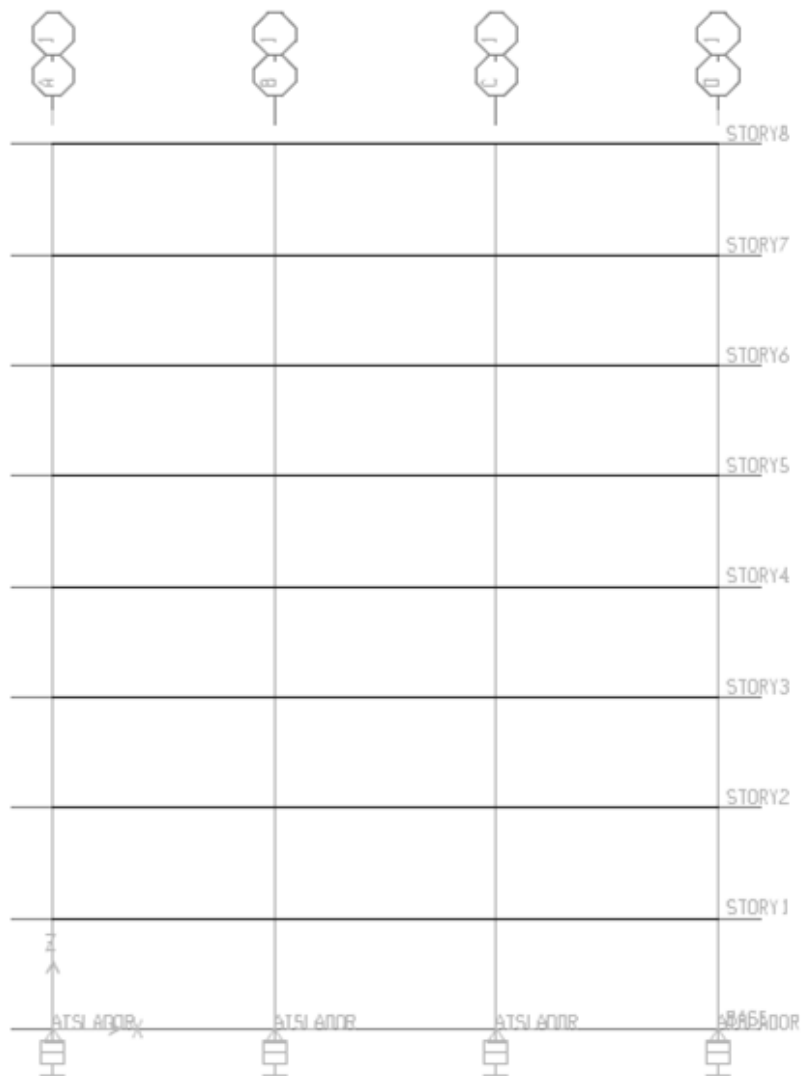


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCad 2007.

5.2. Análisis estructural

A continuación se detallan los diagramas de corte y momento correspondientes a los marcos que componen la edificación, realizados con la ayuda del programa Sap 2000.

Figura 50. **Inclusión de apoyos elastoméricos basales a marco estructural**

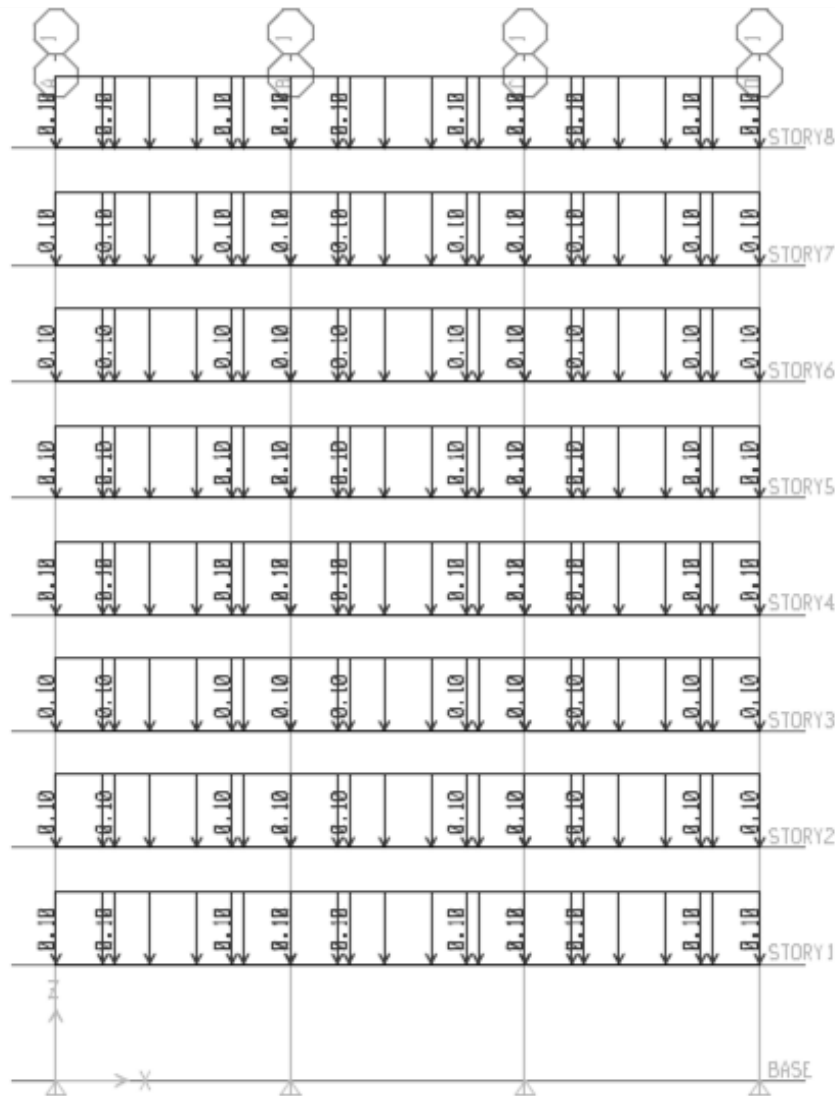


Fuente: elaboración propia, con programa Sap 2000.

5.2.1. Análisis de cargas gravitacionales

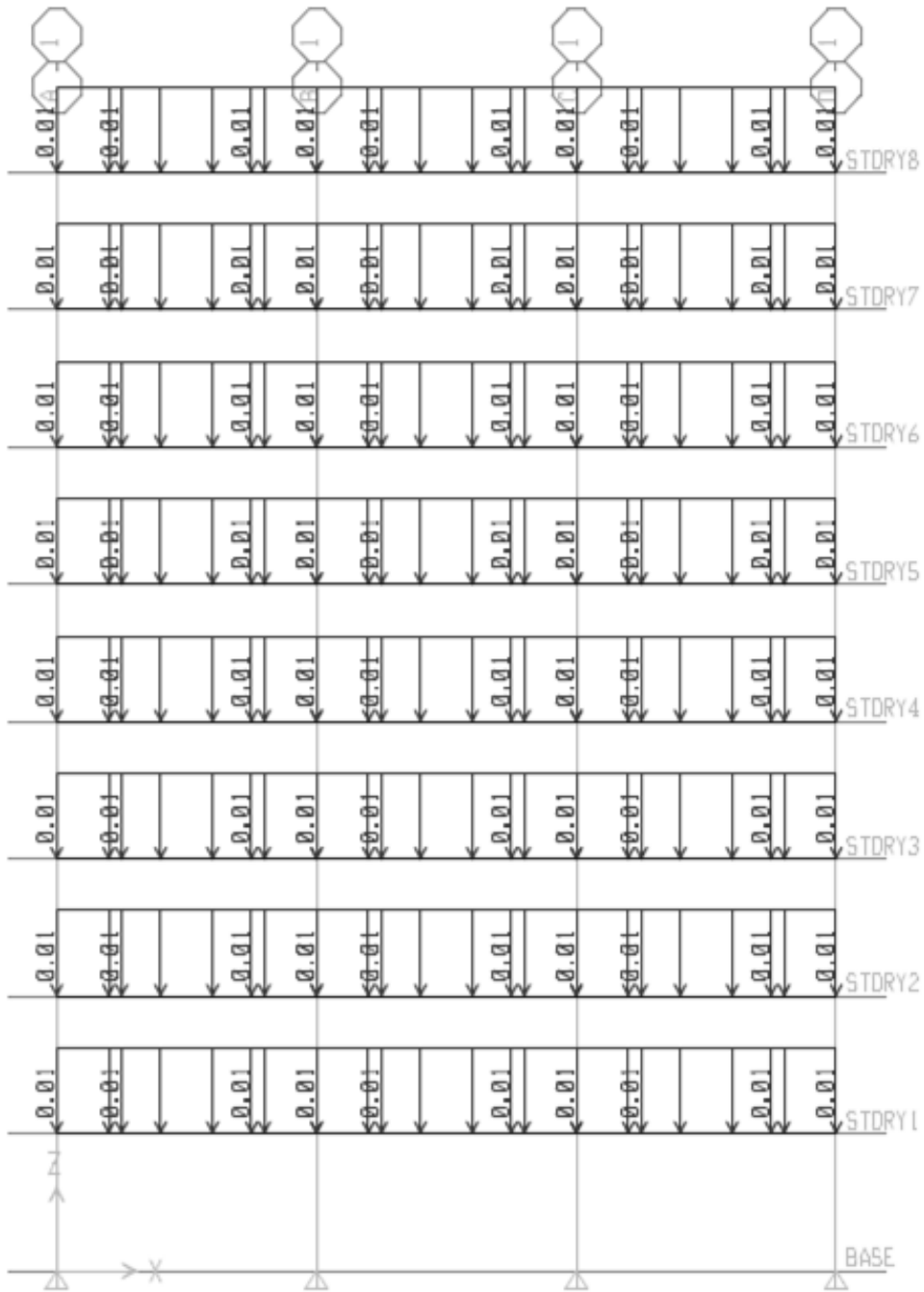
En todo análisis de cargas sobre marcos de concreto, corresponde estudiar los dos tipos que desde el punto de vista temporal, a continuación se detallan los diagramas correspondientes a las cargas vivas y muertas analizadas en el marco estructural

Figura 51. Distribución de carga muerta eje 1 (kip/in)



Fuente: elaboración propia, con programa Sap 2000.

Figura 52. Distribución de carga viva eje 1 (kip/in)

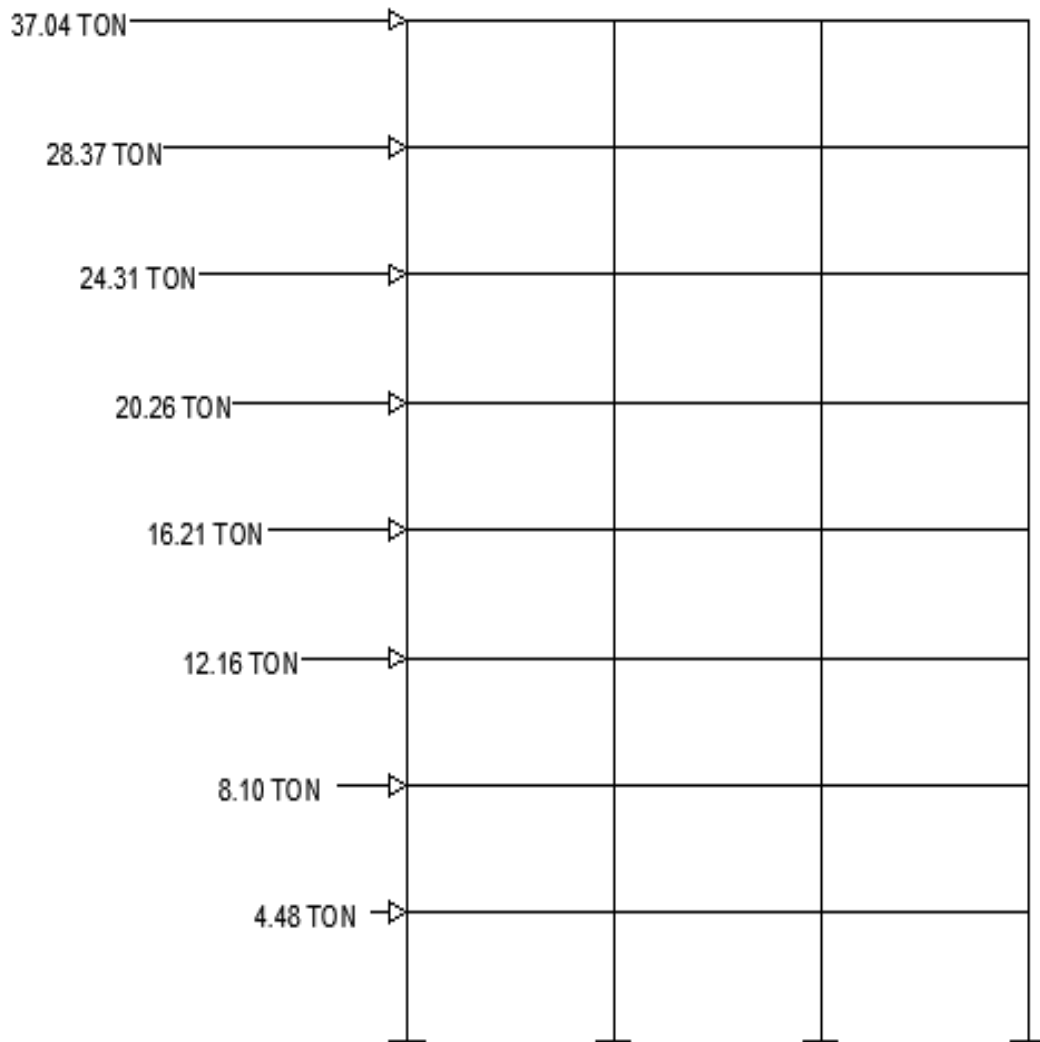


Fuente: elaboración propia, con programa Sap 2000.

5.2.2. Análisis de cargas de sismo

A continuación se detalla el diagrama correspondiente a la carga que el sismo ejerce sobre los sistemas del marco estructural, realizado con la ayuda del programa Sap 2000.

Figura 53. **Distribución de carga viva eje 1 (kip/in)**



Fuente: elaboración propia, con programa Sap 2000.

5.2.3. Modelación de marco de concreto resistente a momento por el programa Sap 2000

La modelación de marcos estructurales por medio del programa Sap 2000 permite realizar de manera rápida y eficiente los diagramas correspondientes al análisis del comportamiento de la estructura, debido a las diferentes cargas que ejercen acción sobre esta.

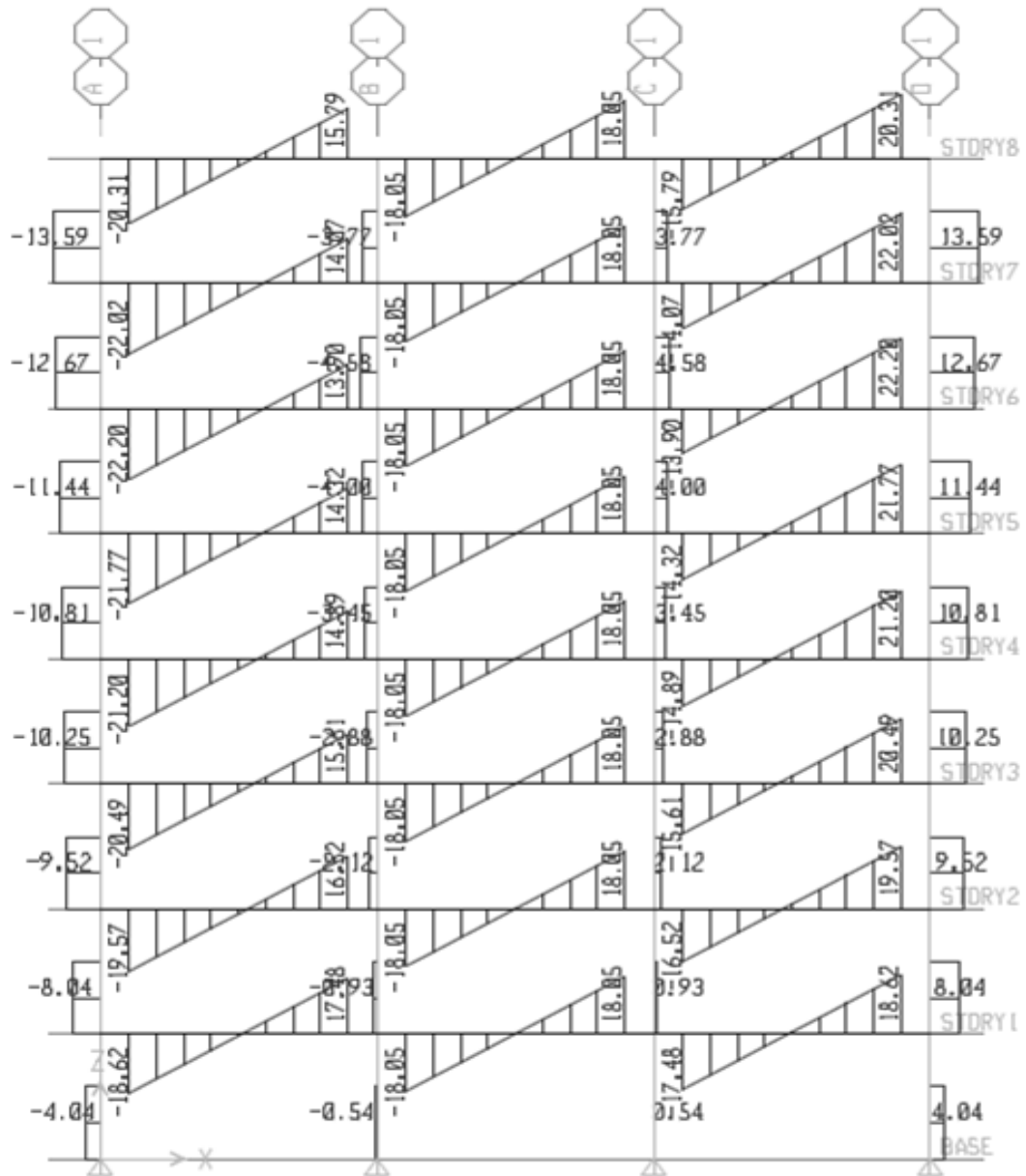
5.2.3.1. Diagramas de corte

Los diagramas de fuerza cortante y de momento flexionante ofrecen al ingeniero una gran cantidad de información útil para el diseño; de estos se puede obtener datos sobre el comportamiento en conjunto de los miembros estructurales, las posiciones en las cuales puede cambiar las secciones transversales y longitudinales requeridas y aún los lugares donde puede usarse una articulación.

Un diagrama de fuerzas cortantes o un diagrama de momentos flexionantes es una gráfica, que muestra la magnitud de la fuerza cortante o momento flexionantes a lo largo de los elementos estructurales que conforman el marco de concreto.

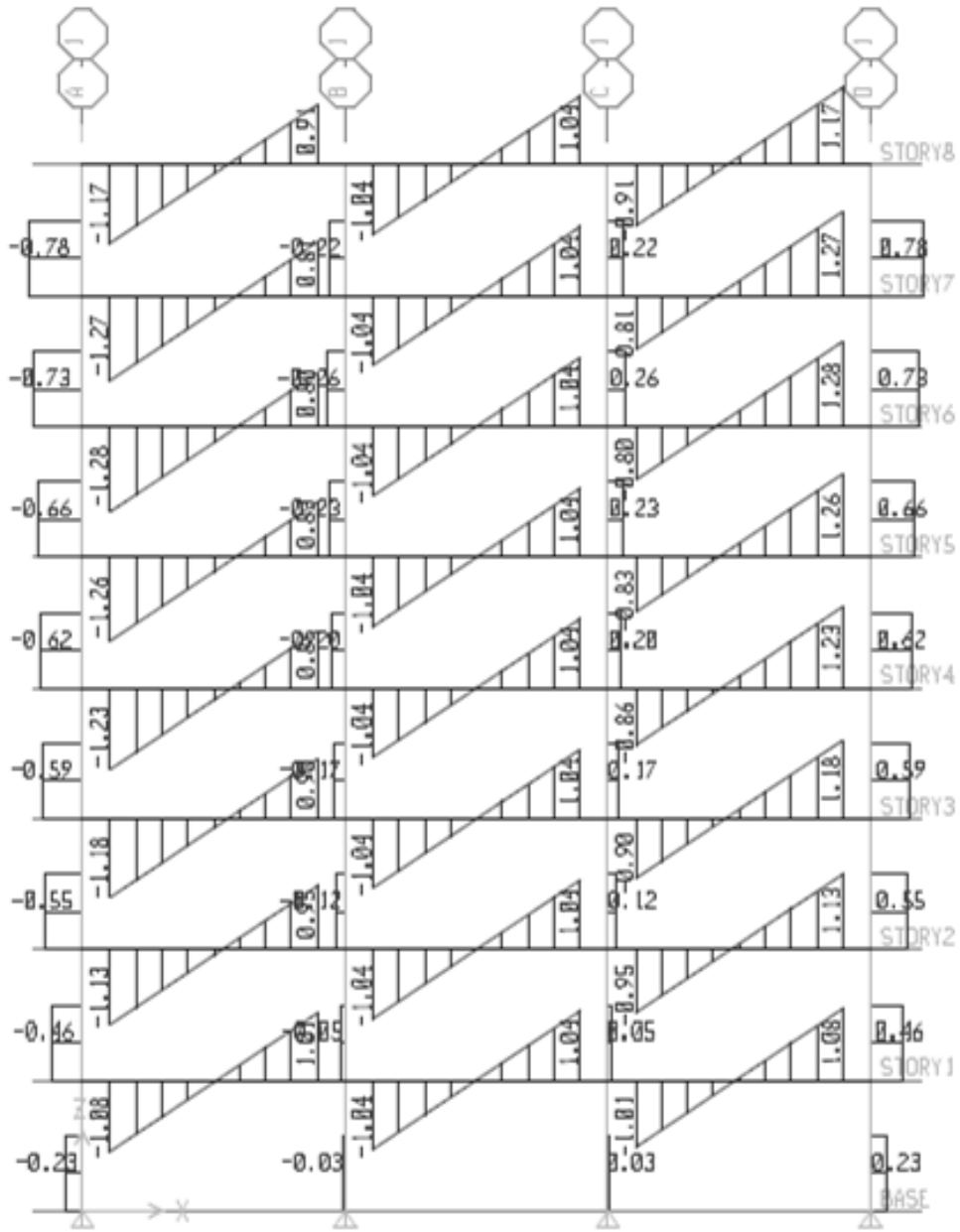
En la mayoría de casos los diagramas son bastante fáciles de trazar; puede ser a través de los gráficos de las ecuaciones o usando relaciones entre cargas, fuerza cortante y momento flexionante.

Figura 54. Diagrama de corte carga muerta (kip)



Fuente: elaboración propia, con programa Sap 2000.

Figura 55. Diagrama de corte carga viva (kip)

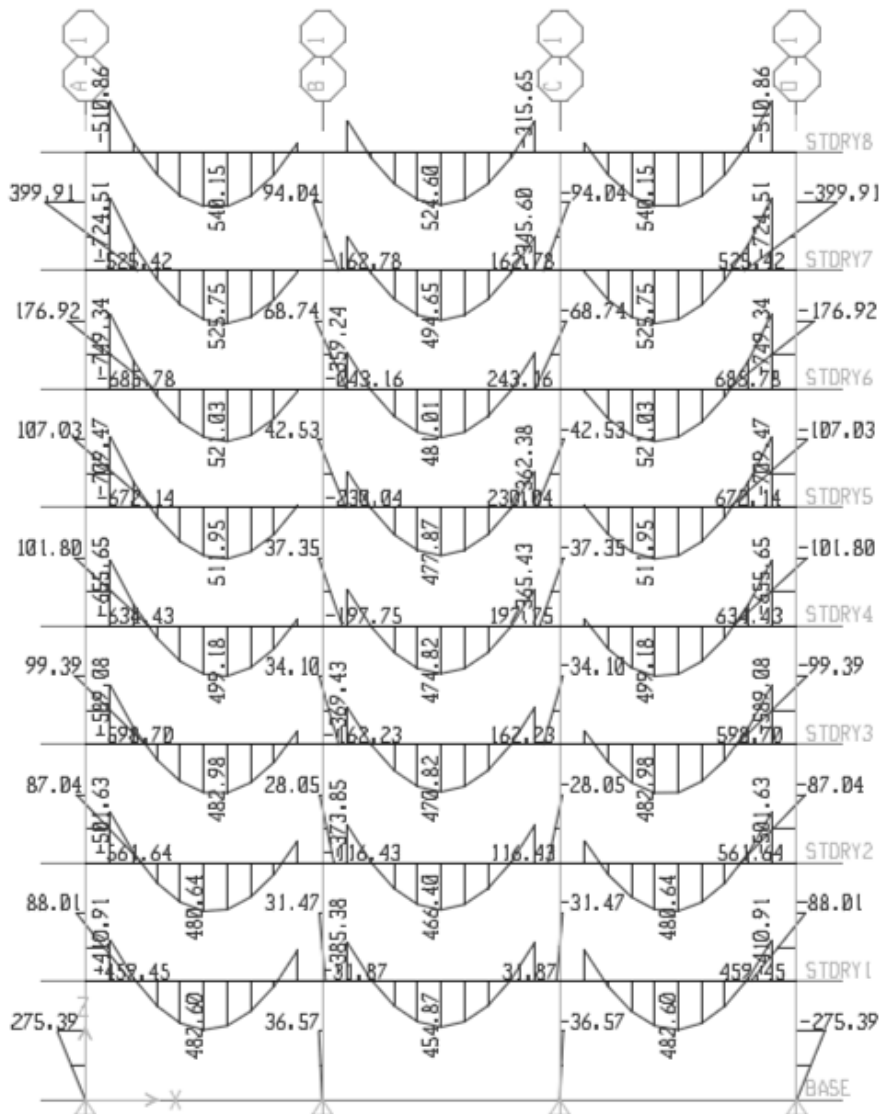


Fuente: elaboración propia, con programa Sap 2000.

5.2.3.2. Diagramas de momentos

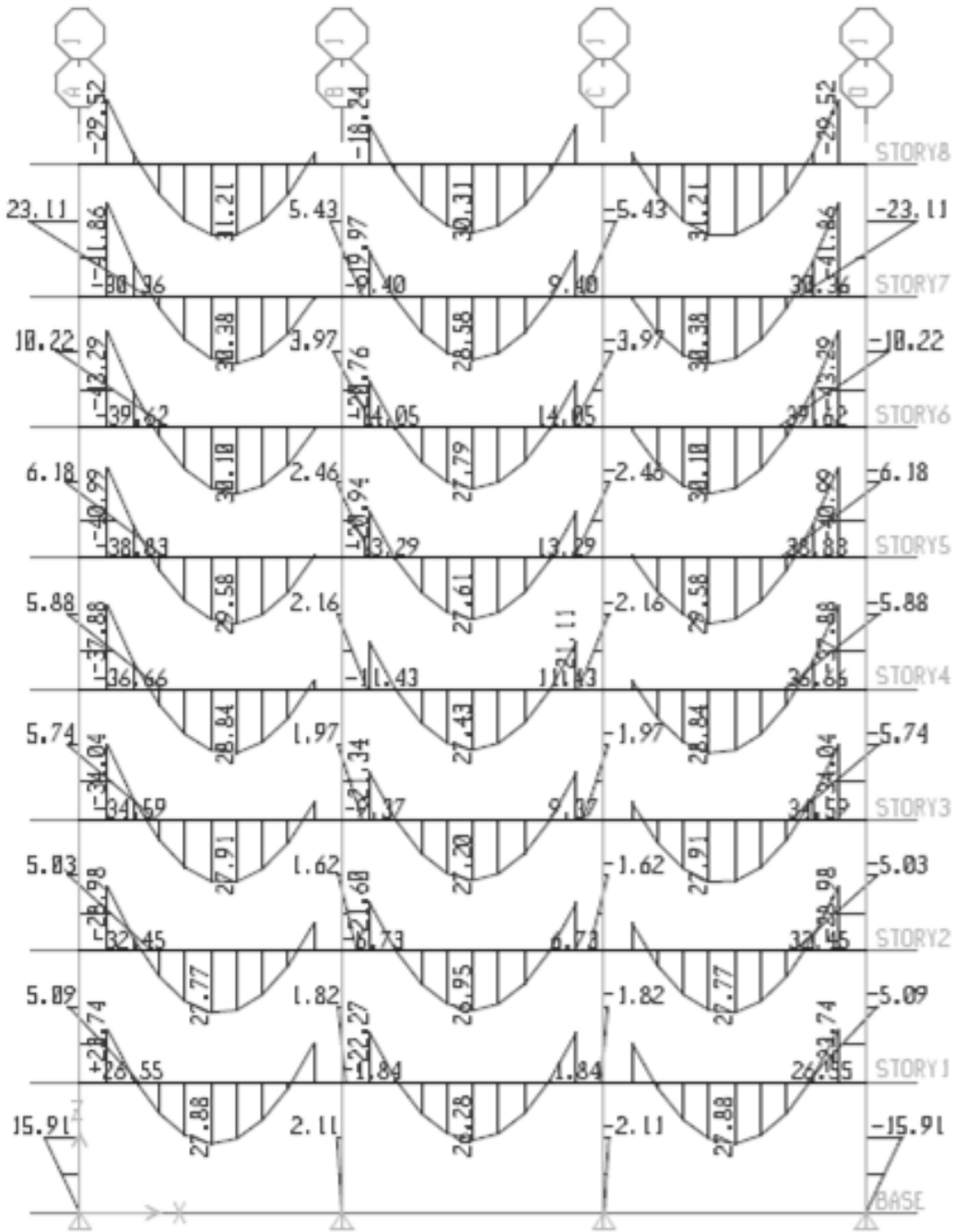
A continuación se detallan los diagramas de momentos correspondientes a las cargas viva y muerta sobre los sistemas del marco estructural, realizado con la ayuda del programa Sap 2000.

Figura 56. Diagrama de momentos carga muerta (kip-in)



Fuente: elaboración propia, con programa Sap 2000.

Figura 57. Diagrama de momentos carga viva (kip-in)

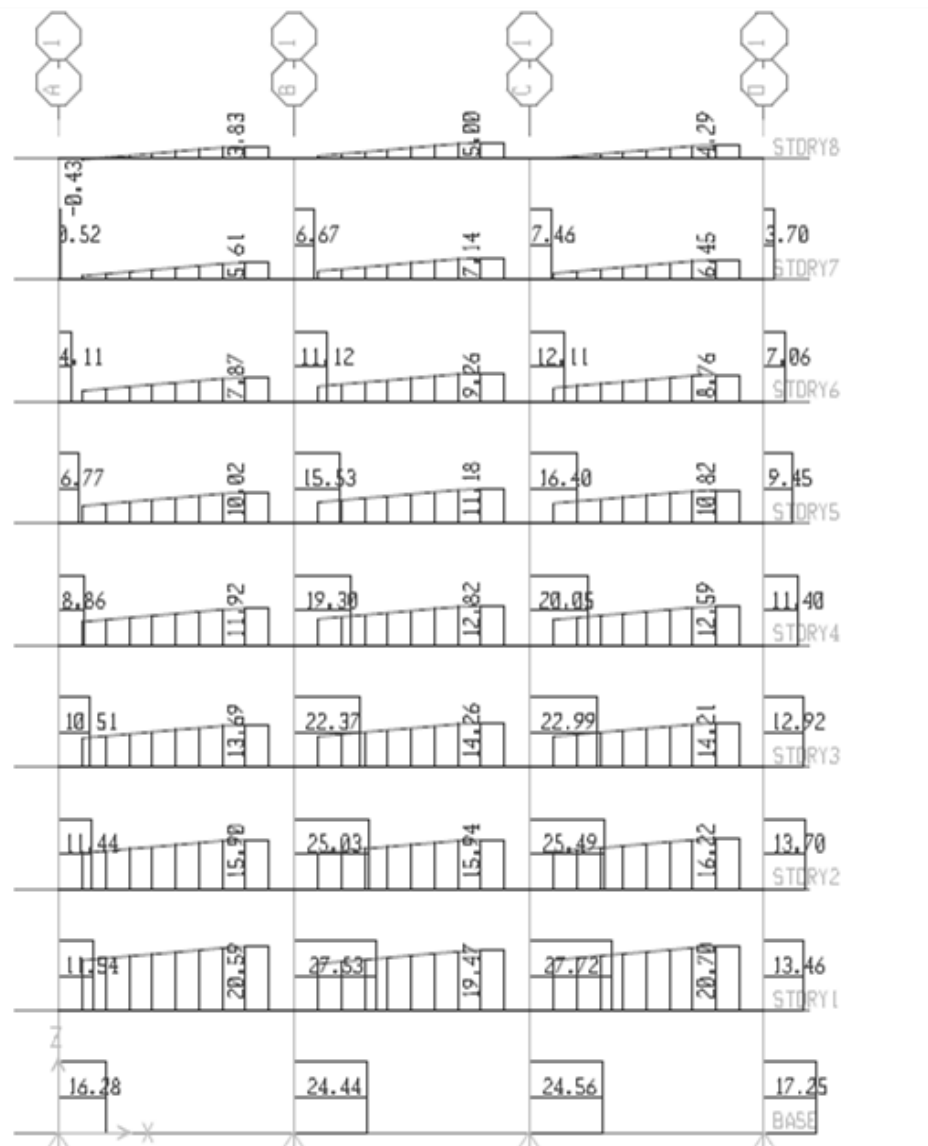


Fuente: elaboración propia, con programa Sap 2000.

5.2.3.3. Diagramas de carga sísmica

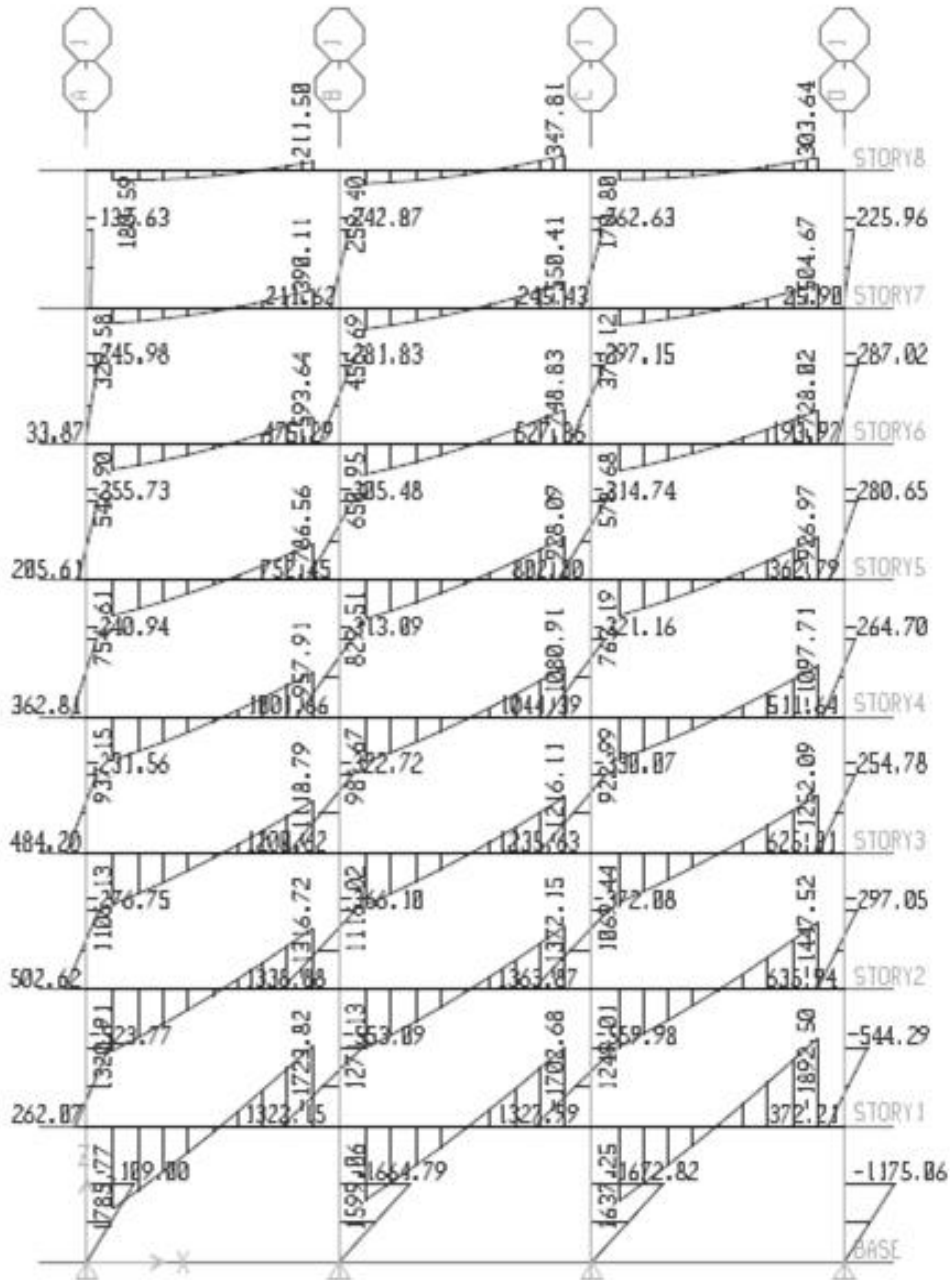
A continuación se detalla el diagrama de momentos correspondiente a la carga que el sismo ejerce sobre los sistemas del marco estructural, realizado con la ayuda del programa Sap 2000.

Figura 58. Diagrama de corte debido al sismo (kip)



Fuente: elaboración propia, con programa Sap 2000.

Figura 59. Diagrama de momentos debido al sismo (kip-in)



Fuente: elaboración propia, con programa Sap 2000.

5.3. Diseño de elementos estructurales

Se utilizarán las dos teorías para el diseño de estructuras de concreto reforzado; la teoría elástica llamada también diseño por esfuerzos de trabajo a flexión y la teoría plástica o diseño a corte por ruptura.

5.3.1. Diseño a flexión viga

Existen dos razones fundamentales por las cuales, en una viga sometida a flexión se puede requerir un diseño que, a demás de la armadura de tracción tradicional, se utilice armadura sometida a compresión, y estas son:

- Porque existe un limitante máximo de tipo arquitectónico, constructivo o funcional que impide que la viga aumente sus dimensiones.
- Porque, por aspectos constructivos o de diseño, ya existe armadura de compresión y se desea aprovechar su existencia obligatoria para disminuir el armado de tracción.

5.3.1.1. Diseño de refuerzo longitudinal

Las especificaciones de los códigos imponen criterios de diseño que permiten que, a pesar de incrementar el armado de las vigas, se mantengan los niveles de ductilidad que son exigidos para las vigas que solamente requieren armadura longitudinal, a continuación se detallan los cálculos correspondientes al esfuerzo de compresión en las vigas que conforman el marco estructural analizado.

Datos de diseño viga 1

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

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

Determinación de peralte efectivo

$d = h - \text{recubrimiento} - \text{diámetro de refuerzo transversal} - (\text{diámetro de refuerzo Longitudinal}/2)$

$$d = 30 \text{ cm} - \frac{4}{8} * 2,54 - \frac{8}{8 * 2} * 2,54 = 27,45 \text{ cm}$$

El Código ACI 318-08 en la sección 7.7.1 establece que se debe proporcionar un recubrimiento mínimo al refuerzo para vigas igual a 4 centímetros.

Determinación de refuerzo mínimo

El código ACI 318-08 en la sección 10.5 establece que en toda sección de un elemento sometido a flexión, cuando por análisis se requiera refuerzo a tracción el A_s no debe de ser menor a:

$$A_s \text{ min} = \frac{0,8 * \overline{f'c}}{fy} * b * d > \frac{1,4}{fy} b * d$$

$$A_s \text{ min} = \frac{0,8 * 280}{4200} * 30 * 27,45 = 2,65 \text{ cm}^2$$

Determinación de área de acero máxima

$$A_{smax} = 0,5 * \rho_b * b * d$$

$$\rho_b = \frac{0,85 * 0,85 * 280 * 6\ 120}{4\ 200(6\ 120 + 4\ 200)} = 0,03509$$

$$A_{s\ max} = 0,5 * 0,03509 * 30 * 27,45 = 14,44\ cm^2$$

Cálculo de áreas de acero:

$$M_u = 0,9 * F_y * A_s * \left(d - \frac{A_s * F_y}{1,7 * F'_c * b} \right)$$

Se despeja el A_s y se obtienen los siguientes resultados:

Tabla XXXI. **Cálculo de A_s**

Momentos	Momentos	Dist	\emptyset	F_y	F'_c	B	D	$A_s\ cm^2$
188,19 kip-in	216 780 kgf-cm	0	0,9	4 200	280	30	27,45	2,13
335,22 kip-in	386 149 kgf-cm	L/4	0,9	4 200	280	30	27,45	3,88
482,25 kip-in	555 516 kgf-cm	L/2	0,9	4 200	280	30	27,45	5,70
346,88 kip-in	399 580 kgf-cm	3l/4	0,9	4 200	280	30	27,45	4,02
211,50 kip-in	243 632 kgf-cm	L	0,9	4 200	280	30	27,45	2,41

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXII. **Determinación de A_s**

Momentos	Momentos	Dist.	\emptyset	F_y	F'_c	B	D	$A_s\ cm^2$
188,19 kip-in	216 780 kgf-cm	0	0,9	4 200	280	30	27,45	2,65
335,22 kip-in	386 149 kgf-cm	L/4	0,9	4 200	280	30	27,45	3,88
482,25 kip-in	555 516 kgf-cm	L/2	0,9	4 200	280	30	27,45	5,70
346,88 kip-in	399 580 kgf-cm	3l/4	0,9	4 200	280	30	27,45	4,02
211,50 kip-in	243 632 kgf-cm	L	0,9	4 200	280	30	27,45	2,65

Fuente: elaboración propia.

Proponiendo varillas respecto a su As.

Tabla XXXIII. **Cálculo de As real**

No. Varillas	Varilla no.	As cm ²	As calculado cm ²
2	5	2,65	3,95
2	5	3,88	3,95
2	6	5,70	5,70
2	5	4,02	3,95
2	5	2,65	3,95

Fuente: elaboración propia.

Diseño de refuerzo longitudinal final:

4 varillas # 5 y 2 varillas # 6 colocada en bastón en la parte inferior con una medida de 2 m.

5.3.2. Diseño a corte viga

El comportamiento de las piezas estructurales de concreto armado sometidas a fuerzas cortantes es más complejo que su comportamiento bajo solicitaciones flexionantes, a continuación se detalla el procedimiento de diseño para el mismo.

5.3.2.1. Diseño de refuerzo transversal

A continuación se detallan las especificaciones y cálculos correspondientes al refuerzo para esfuerzo de corte en las vigas que conforman el marco estructural analizado.

Calculando MPR:

$$a = \frac{1,25 * F_y * A_s}{0,85 * F_c * b}$$

Tabla XXXIV. **Cálculo de a**

F`c	Fy	B	As calculado cm^2	A
280	4 200	30	3,95	2,90
280	4 200	30	3,95	2,90
280	4 200	30	5,70	4,20
280	4 200	30	3,95	2,90
280	4 200	30	3,95	2,90

Fuente: elaboración propia.

$$M = 1,25 * f_y * A_s * (d - \frac{a}{2})$$

Tabla XXXV. **Cálculo de momentos**

Fy	As calculado	D	A	M
4 200	3,95	27,45	2,90	539 175
4 200	3,95	27,45	2,90	539 175

Fuente: elaboración propia.

$$M_{pr} = \frac{M_1 + M_2}{L_v}$$

$$M_{pr} = \frac{539\,175 + 539\,175}{600} = 1\,797,25 \text{ kg}$$

Determinación de fuerzas cortantes:

$$V_e = MPR \pm \frac{WL}{2}$$

$$W = 0,75 * (1,2 * (735) + 1,6 * (375)) = 1 111,5 \text{ kg/m}$$

$$V_e = 1 797,25 + \frac{1 111,15 * 6,00}{2} = 5 131,5 \text{ kg}$$

$$V_e = 1 797,25 - \frac{1 111,15 * 6,00}{2} = -1 537,25 \text{ kg}$$

El Código ACI 318-08 en la sección 21.5.4.2 requiere de diseñar el cortante, suponiendo la capacidad de corte del hormigón igual a cero, si la fuerza cortante inducida por sismo representa la mitad o más de las resistencias de corte requerida en estas zonas.

Haciendo la revisión, el corte inducido por sismo es 5 131,75 kilogramos y el corte total 9 828,36 kilogramos, $5 131,37/9 828,36 = 0,53$ el corte inducido por sismo representa el 53 por ciento del corte total en esa zona, por lo que no debe tomarse en cuenta el corte resistente de hormigón.

El Código ACI 318-08 en la sección 21.5.3.1 requiere que deben disponerse estribos de confinamiento en una longitud igual a 2 veces la altura del elemento, medida desde la cara de apoyo del elemento, hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento a flexión.

$$\text{Longitud de confinamiento} = 2 * h = 2 * 0,30 = 0,6 \text{ m}$$

El Código ACI 318-08 en la sección 21.5.3.2 requiere que el primer estribo no debe de estar a más de 5 centímetros de la cara del elemento de apoyo.

El espaciamiento de los estribos de confinamiento no debe exceder el menor de:

- $d/4$
- ocho veces el diámetro de la barras longitudinales más pequeñas
- 24 veces el diámetro del estribo de confinamiento
- 30cm.

$$\begin{aligned}
 27.45/4 &= 6,86 \text{ cm} \\
 8*(5/8)*2.54 &= 12,70 \text{ cm} \\
 24*(3/8)*2.54 &= 22,86 \text{ cm} \\
 30\text{cm} &= 30,00 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Cálculo de corte V_s a una distancia 0,6 m

$$\frac{V_s - 1\,537,25 \text{ kg}}{5,4 \text{ m}} = \frac{5\,131,75 \text{ kg} + 1\,537,25 \text{ kg}}{6,00 \text{ m}} = 7\,539,35 \text{ kg}$$

Cálculo de espaciamientos de estribos de confinamiento:

$$S = \frac{\Phi * 2 * A_s \text{ varilla estribo} * F_y * d}{V_s}$$

$$S = \frac{0,75 * 2 * 1,26 * 4\,200 * 27,45}{7\,539,35} = 28,90 \text{ cm}$$

Se utilizará un espaciamiento de 30 cm

Diseño de refuerzo transversal final:

1 estribo # 3 @ 5 cm, 6 @ 10 cm, 16 @ 30 cm simétricos.

5.3.3. Diseño de columna

Las columnas son elementos que están sometidos principalmente a esfuerzos de flexo-compresión, además, adicionalmente se presenta el problema de la flexión biaxial, la cual existe si se consideran momentos de sismo.

5.3.3.1. Efectos de esbeltez

Los efectos de esbeltez de las columnas, y la consiguiente reducción de su capacidad de carga se evalúan en forma independiente al diseño propiamente dicho, mediante la consideración de los momentos generados por las deformaciones transversales en las columnas.

$$\Psi_A = \frac{\Sigma EI \text{ COLUMNA}/L}{\Sigma EI \text{ VIGA}/L}$$

$$E = 15\,100 \cdot \overline{F^C} = 252\,671,33 \text{ kg/cm}^2$$

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

Se pueden usar las siguientes inercias:

$$\text{Inercia de columna} = 0,7 \text{ ig}$$

$$\text{Inercia de viga} = 0,35 \text{ ig}$$

$$\text{Inercia de columna} = 0,7 \cdot \frac{B \cdot H^3}{12}$$

$$\text{Inercia de columna} = 149\,333,33 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inercia de viga} = 0,35 \cdot \frac{B \cdot H^3}{12}$$

$$\text{Inercia de viga} = 0,35 * \frac{30 * (30)^3}{12} = 23\,625 \text{ cm}^4$$

$$\Psi_A = \frac{\frac{252\,671,33 * 149\,333,33}{400}}{\frac{252\,671,33 * 23\,625}{450}} + \frac{\frac{252\,671,33 * 149\,333,33}{250}}{\frac{252\,671,33 * 23\,625}{100}} = 9,63$$

$\Psi_B = 1$, si es empotramiento perfecto se debe de tomar 0, pero si se asemeja se supone 1.

Cálculo de factor de longitud efectiva k:

$$\Psi_M = \frac{\Psi_A + \Psi_B}{2}$$

$$\Psi_M = \frac{9,63 + 1}{2} = 5,30$$

Si $\Psi_m < 2$

$$K = \frac{20 - \Psi_m \sqrt{(1 + \Psi_m)}}{20}$$

Si $\Psi_m \geq 2$

$$K = 0,9 * \sqrt{(1 + \Psi_m)}$$

Factor de longitud efectiva K:

$$K = 0,9 * \sqrt{(1 + 5,30)} = 2,25$$

El Código ACI 318-08 en la sección 10.1.3.2 permite ignorar los efectos de esbeltez en estructura no arriostradas, si se cumple con lo siguiente:

$$\frac{KL}{r} < 22$$

Donde:

K= factor de longitud efectiva

L = longitud libre

r = radio de giro 0,3b

$$\frac{2,25 * 350}{0,3 * 40} = 65$$

Se debe tomar en cuenta la esbeltez en la columna:

5.3.3.2. Amplificación de momentos

El Código ACI 318-08 en la sección 10.10.7 requiere que la columna debe diseñarse para la carga axial mayorada P_u , y el momento magnificado por efectos de curvatura como sigue:

$$M_1 = M_1 + \delta_{ns} M_1$$

$$M_2 = M_2 + \delta_{ns} M_2$$

Cálculo de magnificador de momentos δ_{ns} :

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - Q} > 1$$
$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - 0,015} = 1,015$$

Cálculo de momentos de columnas:

M1= (momento superior de análisis estructural): 262,45 kg-m
M2= (momento inferior de análisis estructural): 295,65 kg-m

El Código ACI 318-08 en la sección 10.10.6.5 requiere que el momento de diseño no debe ser menor al momento actuante mayor en la columna.

$$M2_{\min} = PU (0,015 + 0,00003h)$$

$$\text{Carga de nivel} = 574,67 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Área tributaria} = 6 \text{ m} * 6 \text{ m} = 36 \text{ m}^2$$

$$P_u = 20\,688,12 \text{ kg a columna}$$

Calculando PU:

$$P_U > \frac{40*40*280}{10} = 44800 > 20688.12$$

$$M2_{\min} = 70\,000 * (0,015 + 0,00003 * 300) = 1\,680 \text{ kg-m}$$

Momentos de diseño:

$$M_{\min} > M1 \text{ Y } M2$$

$$M1 = 262,45 + 1,015 * 262,45 = 528,84 \text{ kg-m}$$

$$M2 = 295,65 + 1,015 * 295,65 = 595,73 \text{ kg-m}$$

El momento de diseño que se usará será 595,73 kilogramos por metro, ya que es más grande que el momento proveniente del análisis estructural, que es 295,65 kilogramos por metro.

M1= (momento superior): 595,73 kg-m

M2= (momento inferior): 595,73 kg-m

M1= 595,73 + 1.015 * 595,73 = 1 200 kg-m

M2= 595,73 + 1.015 * 595,73 = 1 200 kg-m

5.3.3.3. Diseño de refuerzo longitudinal

A continuación se detallan las especificaciones y cálculos correspondientes al refuerzo para esfuerzo de compresión en las columnas, que conforman el marco estructural analizado.

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4 200 \text{ kg/cm}^2$$

El Código ACI 318-08 en la sección 21.6, establece que para pórticos especiales resistentes a momentos.

Sección 21.6.1

- Que resistan fuerzas inducidas por sismo.
- Que tienen una fuerza axial mayorada de compresión P_u que exceda $A_g \cdot f'c / 10$ deben de cumplir con lo siguiente:

Sección 21.6.1.1

La dimensión transversal, medida en una línea recta que pase a través del centroide geométrico, no debe ser menor a 30 centímetros

Sección 21.6.1.2

La relación entre la dimensión menor y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.4

Calculando Pu:

$$PU > \frac{40 \cdot 40 \cdot 280}{10} = 44\,800 > 20\,688,12$$

Dimensiones > 40 cm

$$\text{relación: } \frac{40\text{cm}}{40\text{ cm}} = 1 > 1$$

Calculando As:

$$P = 2,5 \%$$

$$As = 2,5\% * \frac{40 \times 40}{2,54 \text{ cm}^2} = 15,75 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas:

Se proponen 12 # 6 =

$$As: 12 * \frac{\pi}{4} \left(\frac{6}{8}\right)^2 = 5,30 \text{ pulg}^2$$

Calculando cuantía:

$$P : \frac{5.30}{(40 * 40)/2,54^2} * 100 = 2,13\% = 0,0213$$

El Código ACI 318-08 en la sección 21.6.3.1 establece que el área de refuerzo longitudinal no debe ser menor a $0,01ag$ ni mayor a $0,06 ag$.

Cálculos para diagrama de interacción:

Tabla XXXVI. **Cálculo de d y As**

di(cm)	As (cm ²)
5,20	8,50
12,60	5,68
20,00	5,68
27,40	5,68
34,80	8,50

Fuente: elaboración propia.

Luego de haber realizado los cálculos correspondientes de di y As, se deben realizar los siguientes cálculos.

$$es = \frac{c - di}{c} * 0,003$$

$$fs = Es * es$$

$$fs = 2\,000\,000 * es$$

$$Ps = fs * As$$

$$Cc = 0,85 * a * f'c * b$$

$$Cc = 0,85 * 0,85 * c * f'c * b$$

$$Ms = Ps * dcp$$

$$Mc = Cc * \frac{b}{2} - \frac{a}{2}$$

Tabla XXXVII. Cálculo de es

c	50,0000	43,5000	40,0000	34,2500	30,0000	25,0000	20,0000	15,7500	10,0000	6,5000
es1	0,0027	0,0026	0,0026	0,0025	0,0025	0,0024	0,0022	0,0020	0,0014	0,0006
es2	0,0022	0,0021	0,0021	0,0019	0,0017	0,0015	0,0011	0,0006	-0,0008	-0,0028
es3	0,0018	0,0016	0,0015	0,0012	0,0010	0,0006	0,0000	-0,0008	-0,0030	-0,0062
es4	0,0014	0,0011	0,0009	0,0006	0,0003	-0,0003	-0,0011	-0,0022	-0,0052	-0,0096
es5	0,0009	0,0006	0,0004	0,0000	-0,0005	-0,0012	-0,0022	-0,0036	-0,0074	-0,0131

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXVIII. Cálculo de fs

fs1	4 200,0000	4 200,0000	4 200,0000	4 200,0000	4 200,0000	4 200,0000	4 200,0000	4 019,0476	2 880,0000	1 200,0000
fs2	4 200,0000	4 200,0000	4 110,0000	3 792,7007	3 480,0000	2 976,0000	2 220,0000	1 200,0000	-1 560,0000	-4 200,0000
fs3	3 600,0000	3 241,3793	3 000,0000	2 496,3504	2 000,0000	1 200,0000	0,0000	-1 619,0476	-4 200,0000	-4 200,0000
fs4	2 712,0000	2 220,6897	1 890,0000	1 200,0000	520,0000	-576,0000	-2 220,0000	-4 200,0000	-4 200,0000	-4 200,0000
fs5	1 824,0000	1 200,0000	780,0000	-96,3504	-960,0000	-2 352,0000	-4 200,0000	-4 200,0000	-4 200,0000	-4 200,0000

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXIV. Cálculo de Ps

Ps1	134 652,00	134 652,00	134 652,00	134 652,00	134 652,00	134 652,00	134 652,00	128 850,67	92 332,80	38 472,00
Ps2	53 886,00	53 886,00	52 731,30	48 660,35	44 648,40	38 182,08	28 482,60	15 396,00	-20 014,80	-53 886,00
Ps3	46 188,00	41 586,90	38 490,00	32 028,18	25 660,00	15 396,00	0,00	-20 772,38	-53 886,00	-53 886,00
Ps4	34 794,96	28 491,45	24 248,70	15 396,00	6 671,60	-7 390,08	-28 482,60	-53 886,00	-53 886,00	-53 886,00
Ps5	58 477,44	38 472,00	25 006,80	-3 088,99	-30 777,60	-75 405,12	-134 652,00	-134 652,00	-134 652,00	-134 652,00
Cc	507 556,25	441 573,94	40 6045,00	347 676,03	304 533,75	253 778,13	203 022,50	159 880,22	101 511,25	65 982,31
Σ	835 554,65	738 662,28	681 173,80	575 323,56	485 388,15	359 213,01	203 022,50	94 816,50	-68 594,75	-191 855,69
Ps (ton)	835,55	738,66	681,17	575,32	485,39	359,21	203,02	94,82	-68,59	-191,86

Fuente: elaboración propia.

Tabla XL. Cálculo de Ms

Ms1	1 992 849,60	1 992 849,60	1 992 849,60	1 992 849,60	1 992 849,60	1 992 849,60	1 992 849,60	1 906 989,87	1 366 525,44	569 385,60
Ms2	398 756,40	398 756,40	390 211,62	360 086,59	330 398,16	282 547,39	210 771,24	113 930,40	-148 109,52	-398 756,40
Ms3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Ms4	-257 482,70	-210 836,72	-179 440,38	-113 930,40	-49 369,84	54 686,59	210 771,24	398 756,40	398 756,40	398 756,40
Ms5	-865 466,11	-569 385,60	-370 100,64	45 717,09	455 508,48	1 115 995,78	1 992 849,60	1 992 849,60	1 992 849,60	1 992 849,60
Mc	-634 445,31	667 880,58	1 218 135,00	1 892 661,40	2 207 869,69	2 379 169,92	2 334 758,75	2 127 406,16	1 598 802,19	1 137 370,11
Σ	634 211,87	2 279 264,26	3 051 655,20	4 177 384,28	4 937 256,09	5 825 249,28	6 742 000,43	6 539 932,43	5 208 824,11	3 699 605,31
Ms(ton-cm)	634,21	2279,26	3 051,66	4 177,38	4 937,26	5 825,25	6 742,00	6 539,93	5 208,82	3 699,61

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLI. Resumen de datos para diagrama de interacción

Ms(ton-cm)	0,00	634,21	2 279,26	3 051,66	4 177,38	4 937,26	5 825,25	6 742,00	6 539,93	5 208,82	3 699,61
PS(TON)	1 001,54	835,55	738,66	681,17	575,32	485,39	359,21	203,02	94,82	-68,59	-191,86

Fuente: elaboración propia.

Al haber realizado los cálculos correspondientes al diagrama de interacción, se deben calcular el diagrama de interacción de diseño.

$$\text{Diagrama de Interacción} = \text{Diagrama de Interacción} * \Phi$$

$$\Phi = (0,65) + ((es - 0,002) * (250 - 3))$$

$$\Phi Ps = Ps * \Phi$$

Tabla XLII. Cálculo de Φ

Φ1	0,82	0,81	0,80	0,78	0,77	0,74	0,70	0,65	0,65	0,65
Φ2	0,71	0,68	0,66	0,62	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65
Φ3	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65
Φ4	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65
Φ5	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLIII. Cálculo de Φ Ps

Ps1* Φ 1	110 406,02	108 855,46	107 811,82	105 634,20	103 488,14	100 029,20	94 840,79	84 056,04	60 233,52	25 097,30
Ps2* Φ 2	38 273,50	36 769,95	34 991,70	30 383,45	29 021,46	24 818,35	18 513,69	10 007,40	-13 009,62	-35 025,90
Ps3* Φ 3	30 022,20	27 031,48	25 018,50	20 818,31	16 679,00	10 007,40	0,00	-13 502,05	-35 025,90	-35 025,90
Ps4* Φ 4	22 616,72	18 519,44	15 761,66	10 007,40	4 336,54	-4 803,55	-18 513,69	-35 025,90	-35 025,90	-35 025,90
Ps5* Φ 5	38 010,34	25 006,80	16 254,42	-2 007,85	-20 005,44	-49 013,33	-87 523,80	-87 523,80	-87 523,80	-87 523,80
Cc	507 556,25	441 573,94	406 045,00	347 676,03	304 533,75	253 778,13	203 022,50	159 880,22	101 511,25	65 982,31
Σ	746 885,03	657 757,07	605 883,09	512 511,55	438 053,45	334 816,20	210 339,49	117 891,91	-8 840,45	-101 521,89
Ps (ton)* Φ	746,89	657,76	605,88	512,51	438,05	334,82	210,34	117,89	-8,84	-101,52

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLIV. Cálculo de Φ Ms

Ms1* Φ 1	1 634 009,13	1 611 060,85	1 595 614,89	1 563 386,15	1 531 624,49	1 480 432,17	1 403 643,69	1 244 029,38	891 456,12	371 440,05
Ms2* Φ 2	283 223,91	272 097,62	258 938,58	224 837,54	214 758,80	183 655,80	137 001,31	74 054,76	-96 271,19	-259 191,66
Ms3* Φ 3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Ms4* Φ 4	-167 363,76	-137 043,87	-116 636,25	-74 054,76	-32 090,40	35 546,28	137 001,31	259 191,66	259 191,66	259 191,66
Ms5* Φ 5	-562 552,97	-370 100,64	-240 565,42	29 716,11	296 080,51	725 397,25	1 295 352,24	1 295 352,24	1 295 352,24	1 295 352,24
Mc	-634 445,31	667 880,58	1 218 135,00	1 892 661,40	2 207 869,69	2 379 169,92	2 334 758,75	2 127 406,16	1 598 802,19	1 137 370,11
Σ	552 871,00	2 043 894,54	2 715 486,80	3 636 546,44	4 218 243,10	4 804 201,43	5 307 757,29	5 000 034,20	3 948 531,02	2 804 162,40
Ms(ton-cm)* Φ	552,87	2043,89	2 715,49	3 636,55	4 218,24	4 804,20	5 307,76	5 000,03	3 948,53	2 804,16

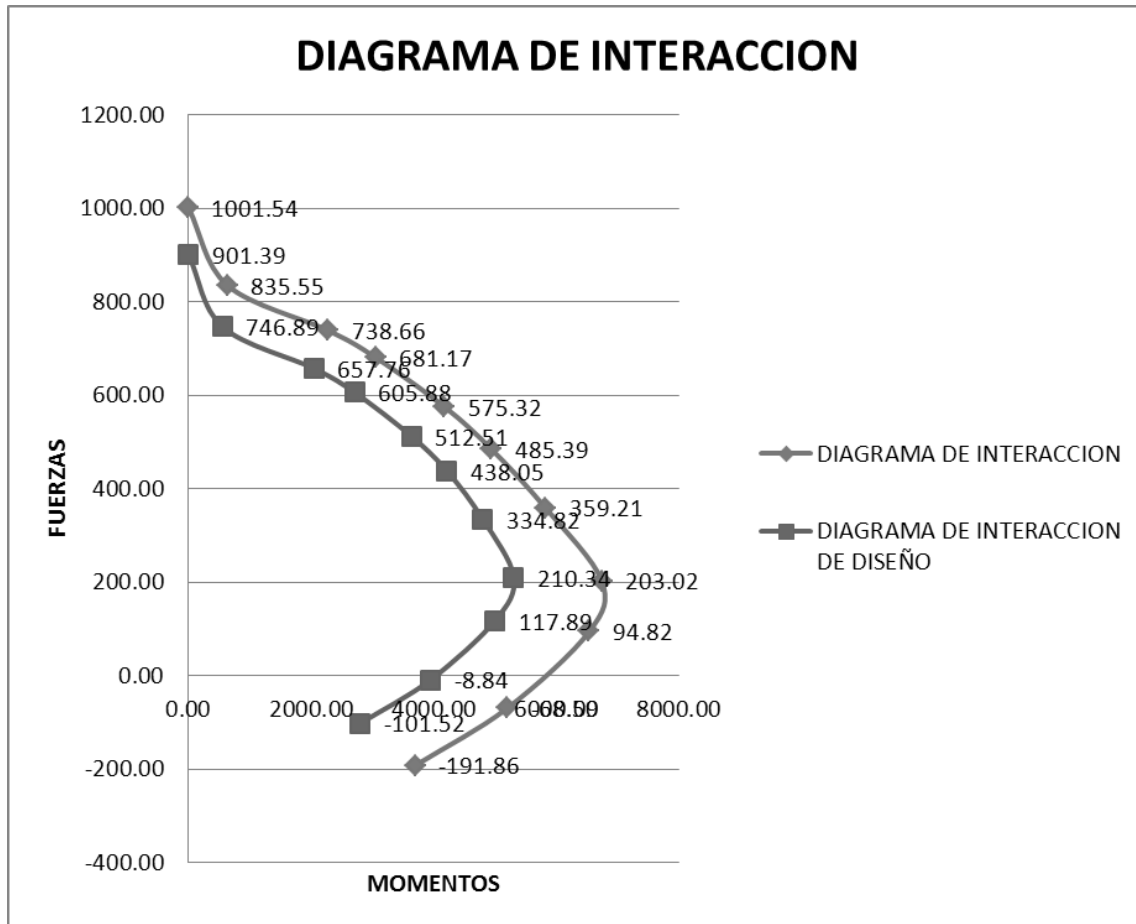
Fuente: elaboración propia.

Tabla XLV. Resumen de datos para diagrama de interacción de diseño

Ms(ton-cm)* Φ	0,00	552,87	2 043,89	2 715,49	3 636,55	4 218,24	4 804,20	5 307,76	5 000,03	3 948,53	2 804,16
PS(TON)* Φ	901,39	746,89	657,76	605,88	512,51	438,05	334,82	210,34	117,89	-8,84	-101,52

Fuente: elaboración propia.

Figura 60. Diagrama de interacción nominal y de diseño



Fuente: elaboración propia.

Método de cargas inversas o de cargas recíprocas

$$\frac{1}{\Phi P_n} = \frac{1}{\Phi P_{nx}} + \frac{1}{\Phi P_{ny}} - \frac{1}{\Phi P_o}$$

Donde:

ΦP_n = valor aproximado de la carga última en flexión biaxial

ΦP_{nx} = carga última cuando solo esta presenta la excentricidad e_x

ΦP_{ny} = carga última cuando solo esta presente la excentricidad e_y

ΦP_o = carga última para la columna cargada concéntricamente

$$\frac{1}{\Phi P_n} = \frac{1}{\Phi P_{nx}} + \frac{1}{\Phi P_{ny}} - \frac{1}{\Phi P_o}$$

Despejando:

$$\Phi P_n = 1 / \left(\frac{1}{\Phi P_{nx}} + \frac{1}{\Phi P_{ny}} - \frac{1}{\Phi P_o} \right)$$

Calculando

$$\Phi P_n = \frac{1}{\frac{1}{835,55} + \frac{1}{746,89} - \frac{1}{1008,49}} = 647,65 \text{ ton}$$

647 650 kg. > 84 000 kg.

Por lo que se concluye que la columna resiste la carga axial proveniente y el refuerzo final será 8 varillas # 6.

5.3.3.4. Diseño refuerzo transversal

El Código ACI 318-08 en la sección 21.6.4.1 necesita que el refuerzo transversal deba suministrarse sobre una longitud medida desde la cara del nudo y ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamiento laterales inelástico del marco, dicha longitud no debe ser menor que:

- La altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión.
- Un sexto de la longitud libre del miembro
- Menor de 45 centímetros.

Haciendo la revisión

- Altura del elemento = 0,5 m
- 1/6 de la luz libre = 3 m/6 = 0,5 m
- 0,45 m

Se elige una longitud de confinamiento de 0,50 metros en ambos extremos de la columna.

$$A_{sh} = \frac{0,3 * S * b * F'c * (A_g - 1)}{F_y * A_{ch}}$$

$$A_{sh} = \frac{0,09 * S * b * F'c}{F_y}$$

Donde:

S = espaciamiento medidos centro a centro.

b = dimensión transversal del núcleo medida de centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal con área A_{sh} .

A_g = área bruta de la sección en cm^2 .

A_{ch} = área de la sección transversal de un elemento, medidas desde los bordes exteriores del refuerzo transversal.

A_{sh} = área total del refuerzo transversal (incluyendo ganchos suplementarios) colocados dentro del espaciamiento y perpendicular a la dimensión b en cm^2 .

Proponiendo refuerzo transversal núm. 4

$$A_s = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 2 * 1,26 = 2,52$$

$$2,52 = \frac{0,09 * S * 50 * 280}{4 * 200}$$

$$S = 8,4 \text{ cm}$$

El Código ACI 318-08 en la sección 21.6.4.3, indica que la separación de refuerzo transversal no debe exceder la menor de:

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento
- Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal
- Y según lo definido por la siguiente ecuación:

$$S_o = \frac{100 + (350 - hx)}{3}$$

hx = es la separación máxima entre ramas del estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios en toda la cara de la columna.

- $50/4 = 12,5 \text{ cm}$
- $6 * (8/8) * 2,54 = 15,24 \text{ cm}$.

$$S_o = \frac{100 + (350 - 470)}{3} = 60 \text{ mm} = 6 \text{ cm}; \text{ pero se tomara } 10 \text{ cm}$$

Estribos # 4 @ 5 cm en la longitud de confinamiento que es de 50 cm, y resto @ 15 cm, simétricos.

6. COMPARACIÓN DE MARCO DE CONCRETO RESISTENTE A MOMENTOS CON MARCO DE CONCRETO CON SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA

6.1. Comparación entre las respuestas de dos marcos de concreto idénticos, exceptuando la inclusión de sistemas de protección sísmica

A continuación se analizan los resultados obtenidos al diseñar marcos de concreto simples, y con sistemas de protección sísmica, en base a sus respectivos diagramas de corte y momento producidos por las cargas viva, muerta y de sismo.

- Mayor seguridad sísmica de la estructura (y por ende de las personas), a través de la minimización o incluso eliminación de daños en ella.
- Salvaguardar los contenidos de la estructura manteniendo el funcionamiento de ella después del sismo.
- En general una estructura aislada es al menos 5 veces más segura que una estructura convencional fija al suelo. De hecho, los esfuerzos producidos por el sismo en la estructura con aislación sísmica son del orden de 10 veces más pequeños que los de una estructura análoga fija al suelo. Esta reducción de esfuerzos es la que implica que la estructura permanecerá sin daño, incluso durante un sismo de grandes proporciones.

- El concepto de estructura antisísmica no es correcto, porque cualquier edificio en el mundo está diseñado por razones de costo para que sufra daño ante un sismo severo. La teoría de diseño; dice que no debe colapsar, pero puede quedar seriamente dañado. Para comprobar que los daños son extensos, y que además la seguridad no queda en realidad garantizada.
- Un edificio convencional no compite en seguridad con uno aislado, y mucho menos en costo de siniestralidad.
- Por otra parte, el hecho que la estructura tenga esfuerzos 10 veces menores puede llegar a permitir ahorro en costos directos de construcción al minimizar las dimensiones de los elementos estructurales, como lo muestra el ejemplo realizado en este trabajo.
- Los aisladores están garantizados por una vida útil de 50 años. El diseño se hace proveyendo a los aisladores de una fijación que les permite ser fácilmente removidos y cambiados en cualquier momento, sin interrumpir el funcionamiento del edificio.
- La seguridad estructural es entre un 50 y 100 por ciento mayor que un edificio convencional.
- Se puede utilizar tanto en edificios como en equipos industriales para el control de vibraciones.
- Los sistemas pasivos de disipación de energía abarcan distintos materiales y dispositivos que mejoran el amortiguamiento, rigidez y resistencia de una estructura. Estos pueden ser usados tanto para la reducción de amenazas naturales (sismo), como para la rehabilitación de estructuras dañadas o con estructuras deficientes.

CONCLUSIONES

1. El comportamiento de un marco de concreto resistente a momento al incluirse sistemas de protección sísmicos, aumenta en un 50 por ciento la seguridad estructural de un marco durante un evento sísmico.
2. Se diseñó un marco de concreto aislado y como ventaja sobresaliente es la reducción de esfuerzos, por lo mismo las dimensiones de cada elemento estructural es menor y reduce costos.
3. Durante el proceso de diseño, se determinaron fuerzas sísmicas de diseño hacia el marco de concreto utilizando el Código AGIES NSE 2-10.
4. Se determinó que la aislación sísmica es una técnica de diseño sismorresistente, que busca reducir la energía que entra a una estructura durante un sismo a través de colocar dispositivos muy flexibles horizontalmente (aisladores), entre las fundiciones de un edificio. El efecto que se busca es que el suelo se mueva y la estructura permanezca esencialmente quieta.

RECOMENDACIONES

1. El ingeniero estructural debe considerar todas las cargas que sean necesarias, ya que así se podrá incorporar al correcto apoyo elastomérico de alto amortiguamiento.
2. Para optimizar los miembros estructurales, el diseñador puede hacer uso de la reducción de carga viva y muertas, el Código UBC de 1997 (Uniform Building Code) permite reducir las carga viva y el Código SEAOC (Structural Engineers Association of California) permite usar un factor de reducción de carga muerta, además del AGIES NSE que permite verificar los índices de sismicidad para el cálculo del cortante basal.
3. Para facilitarle los cálculos al diseñador, este puede hacer uso de herramientas de cálculo, como por ejemplo, software de análisis estructural Etabs, Sap 2000.

BIBLIOGRAFÍA

1. AGIES NSE 2-10 Demandas Estructurales, Condiciones de Sitio y Niveles de Protección, *Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala*. 2002. p. 125
2. ARRIAGADA ROSAS, Jaime Andrés, *Aislación sísmica de un edificio de oficinas de siete pisos*. Trabajo de Graduación Ing. Civil Chile, Universidad Austral de Chile, Facultad de Ingeniería, 2005.
3. Comité ACI 318 American Concrete Institute. *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-08) y Comentario (ACI 318SR-08)*. Estados Unidos: s.e. 2008.
4. SAP 2000. *Integrated finite element analysis and design of structures. structural and earthquake engineering software. Computers and structures, Inc.* University of California. Berkeley, California, 2007.
5. *Structural Engineering Design Provisions. Uniform building code UBC*. Estados Unidos: s.e. 1997.
6. VILLAREAL CASTRO, Genner; OVIEDO SARMIENTO, Ricardo. *Disipadores de energía*. Lima, Perú, 2009.

ANEXOS

Tabla XLVI. **Coefficientes para momentos negativos en losas**

$$M_{a,neg} = C_{a,neg} W l_a^2$$

donde W = carga mueta más viva uniforme total

$$M_{b,neg} = C_{b,neg} W l_b^2$$

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00		0.045	0.076	0.050	0.075	0.071	0.071	0.033	0.061
		0.045		0.050				0.061	0.033
0.95		0.050	0.072	0.055	0.079	0.075	0.067	0.038	0.065
		0.041		0.045				0.056	0.029
0.90		0.055	0.070	0.060	0.080	0.079	0.062	0.043	0.068
		0.037		0.040				0.052	0.025
0.85		0.060	0.065	0.066	0.082	0.083	0.057	0.049	0.072
		0.031		0.034				0.046	0.021
0.80		0.065	0.061	0.071	0.083	0.086	0.051	0.055	0.075
		0.027		0.029				0.041	0.017
0.75		0.069	0.056	0.076	0.085	0.088	0.044	0.061	0.078
		0.022		0.024				0.036	0.014
0.70		0.074	0.050	0.081	0.086	0.091	0.038	0.068	0.081
		0.017		0.019				0.029	0.011
0.65		0.077	0.043	0.085	0.087	0.093	0.031	0.074	0.083
		0.014		0.015				0.024	0.008
0.60		0.081	0.035	0.089	0.088	0.095	0.024	0.080	0.085
		0.010		0.011				0.018	0.006
0.55		0.084	0.028	0.092	0.089	0.096	0.019	0.085	0.086
		0.007		0.008				0.014	0.005
0.50		0.086	0.022	0.094	0.090	0.097	0.014	0.089	0.088
		0.006		0.006				0.010	0.003










Fuente: NILSON, Arthur H. *Diseño de estructura de concreto*. p. 378.

Tabla XLVII. **Coeficientes para momentos positivos debidos a carga muerta en losas**

$$M_{a, \text{pos}, dl} = C_{a, dl} W l a^2$$

donde W = carga muerta uniforme total

$$M_{b, \text{pos}, dl} = C_{b, dl} W l b^2$$

Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
l_b									
1.00	$C_{a, dl}$ 0.036 $C_{b, dl}$ 0.036	0.018 0.018	0.018 0.027	0.027 0.027	0.027 0.018	0.033 0.027	0.027 0.033	0.020 0.023	0.023 0.020
0.95	$C_{a, dl}$ 0.040 $C_{b, dl}$ 0.033	0.020 0.016	0.021 0.025	0.030 0.024	0.028 0.015	0.036 0.024	0.031 0.031	0.022 0.021	0.024 0.017
0.90	$C_{a, dl}$ 0.045 $C_{b, dl}$ 0.029	0.022 0.014	0.025 0.024	0.033 0.022	0.029 0.013	0.039 0.021	0.035 0.028	0.025 0.019	0.026 0.015
0.85	$C_{a, dl}$ 0.050 $C_{b, dl}$ 0.026	0.024 0.012	0.029 0.022	0.036 0.019	0.031 0.011	0.042 0.017	0.040 0.025	0.029 0.017	0.028 0.013
0.80	$C_{a, dl}$ 0.056 $C_{b, dl}$ 0.023	0.026 0.011	0.034 0.020	0.039 0.016	0.032 0.009	0.045 0.015	0.045 0.022	0.032 0.015	0.029 0.010
0.75	$C_{a, dl}$ 0.061 $C_{b, dl}$ 0.019	0.028 0.009	0.040 0.018	0.043 0.013	0.033 0.007	0.048 0.012	0.051 0.020	0.036 0.013	0.031 0.007
0.70	$C_{a, dl}$ 0.068 $C_{b, dl}$ 0.016	0.030 0.007	0.046 0.016	0.046 0.011	0.035 0.005	0.051 0.009	0.058 0.017	0.040 0.011	0.033 0.006
0.65	$C_{a, dl}$ 0.074 $C_{b, dl}$ 0.013	0.032 0.006	0.054 0.014	0.050 0.009	0.036 0.004	0.054 0.007	0.065 0.014	0.044 0.009	0.034 0.005
0.60	$C_{a, dl}$ 0.081 $C_{b, dl}$ 0.010	0.034 0.004	0.062 0.011	0.053 0.007	0.037 0.003	0.056 0.006	0.073 0.012	0.048 0.007	0.036 0.004
0.55	$C_{a, dl}$ 0.088 $C_{b, dl}$ 0.008	0.035 0.003	0.071 0.009	0.056 0.005	0.038 0.002	0.058 0.004	0.081 0.009	0.052 0.005	0.037 0.003
0.50	$C_{a, dl}$ 0.095 $C_{b, dl}$ 0.006	0.037 0.002	0.080 0.007	0.059 0.004	0.039 0.001	0.061 0.003	0.089 0.007	0.056 0.004	0.038 0.002

Fuente: NILSON, Arthur H. *Diseño de estructura de concreto*. p. 379.

Tabla XLVIII. **Coeficientes para momentos positivos debido a carga viva en losas**

$$M_{a, \text{pos}, II} = C_{a, II} W l a^2$$

donde W = carga viva uniforme total

$$M_{b, \text{pos}, II} = C_{b, II} W l b^2$$

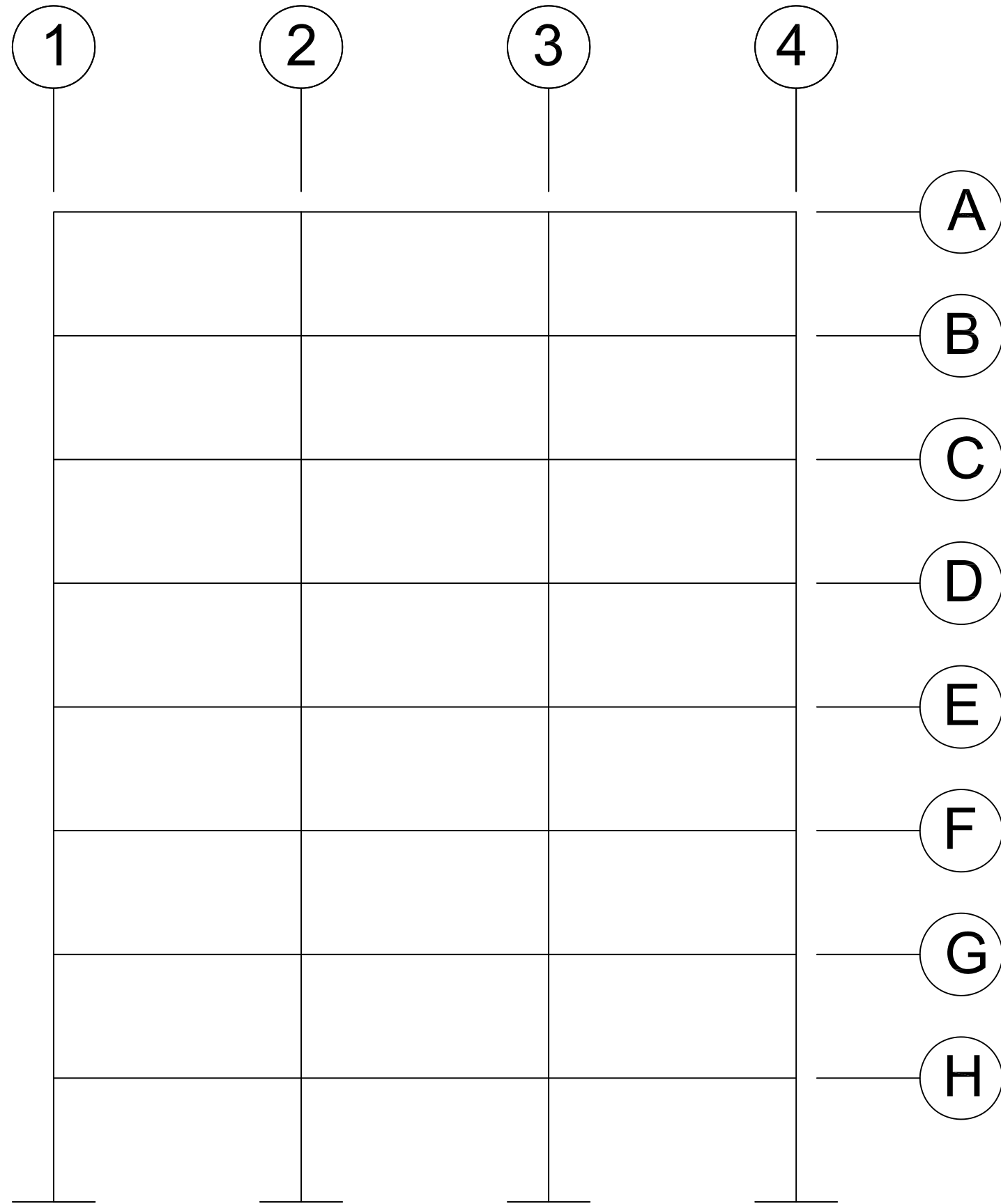
Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso1	Caso2	Caso3	Caso4	Caso5	Caso6	Caso7	Caso8	Caso9
1.00									
	$C_{a, II}$ $C_{b, II}$	0.036 0.027	0.027 0.032	0.032 0.032	0.032 0.027	0.035 0.032	0.032 0.035	0.028 0.030	0.030 0.028
0.95									
	$C_{a, II}$ $C_{b, II}$	0.040 0.033	0.030 0.029	0.031 0.029	0.035 0.024	0.038 0.029	0.036 0.032	0.031 0.027	0.032 0.025
0.90									
	$C_{a, II}$ $C_{b, II}$	0.045 0.029	0.034 0.022	0.035 0.027	0.039 0.026	0.037 0.021	0.042 0.025	0.040 0.029	0.035 0.024
0.85									
	$C_{a, II}$ $C_{b, II}$	0.050 0.026	0.037 0.019	0.040 0.024	0.043 0.023	0.041 0.019	0.046 0.022	0.045 0.026	0.040 0.022
0.80									
	$C_{a, II}$ $C_{b, II}$	0.056 0.023	0.041 0.017	0.045 0.022	0.048 0.020	0.044 0.016	0.051 0.019	0.051 0.023	0.044 0.019
0.75									
	$C_{a, II}$ $C_{b, II}$	0.061 0.019	0.045 0.014	0.051 0.019	0.052 0.016	0.047 0.013	0.055 0.016	0.056 0.020	0.049 0.016
0.70									
	$C_{a, II}$ $C_{b, II}$	0.068 0.016	0.049 0.012	0.057 0.016	0.057 0.014	0.051 0.011	0.060 0.013	0.063 0.017	0.054 0.014
0.65									
	$C_{a, II}$ $C_{b, II}$	0.074 0.013	0.053 0.010	0.064 0.014	0.062 0.011	0.055 0.009	0.064 0.010	0.070 0.014	0.059 0.011
0.60									
	$C_{a, II}$ $C_{b, II}$	0.081 0.010	0.058 0.007	0.071 0.011	0.067 0.009	0.059 0.007	0.068 0.008	0.077 0.011	0.065 0.009
0.55									
	$C_{a, II}$ $C_{b, II}$	0.088 0.008	0.062 0.006	0.080 0.009	0.072 0.007	0.063 0.005	0.073 0.006	0.085 0.009	0.070 0.007
0.50									
	$C_{a, II}$ $C_{b, II}$	0.095 0.006	0.066 0.004	0.088 0.007	0.077 0.005	0.067 0.004	0.078 0.005	0.092 0.007	0.076 0.005

Fuente: NILSON, Arthur H. *Diseño de estructura de concreto*. p. 380.

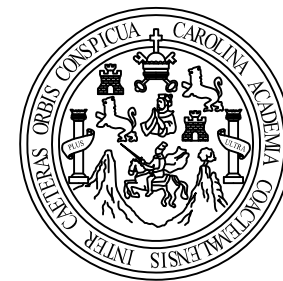
Tabla XLIX. Relación de carga W que se transmiten en las direcciones l_a y l_b para calcular el cortante en la losa y las cargas en los apoyos

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso1	Caso2	Caso3	Caso4	Caso5	Caso6	Caso7	Caso8	Caso9
1.00	W_a^o 0.50	0.50	0.17	0.50	0.83	0.71	0.29	0.33	0.67
	W_b^o 0.50	0.50	0.83	0.50	0.17	0.29	0.71	0.67	0.33
0.95	W_a^o 0.55	0.55	0.20	0.55	0.86	0.75	0.33	0.38	0.71
	W_b^o 0.45	0.45	0.80	0.45	0.14	0.25	0.67	0.62	0.29
0.90	W_a^o 0.60	0.60	0.23	0.60	0.88	0.79	0.38	0.43	0.75
	W_b^o 0.40	0.40	0.77	0.40	0.12	0.21	0.62	0.57	0.25
0.85	W_a^o 0.66	0.66	0.28	0.66	0.90	0.83	0.43	0.49	0.79
	W_b^o 0.34	0.34	0.72	0.34	0.10	0.17	0.57	0.51	0.21
0.80	W_a^o 0.71	0.71	0.33	0.71	0.92	0.86	0.49	0.55	0.83
	W_b^o 0.29	0.29	0.67	0.29	0.08	0.14	0.51	0.45	0.17
0.75	W_a^o 0.76	0.76	0.39	0.76	0.94	0.88	0.56	0.61	0.86
	W_b^o 0.24	0.24	0.61	0.24	0.06	0.12	0.44	0.39	0.14
0.70	W_a^o 0.81	0.81	0.45	0.81	0.95	0.91	0.62	0.68	0.89
	W_b^o 0.19	0.19	0.55	0.19	0.05	0.09	0.38	0.32	0.11
0.65	W_a^o 0.85	0.85	0.53	0.85	0.96	0.93	0.69	0.74	0.92
	W_b^o 0.15	0.15	0.47	0.15	0.04	0.07	0.31	0.26	0.08
0.60	W_a^o 0.89	0.89	0.61	0.89	0.97	0.95	0.76	0.80	0.94
	W_b^o 0.11	0.11	0.39	0.11	0.03	0.05	0.24	0.20	0.06
0.55	W_a^o 0.92	0.92	0.69	0.92	0.98	0.96	0.81	0.85	0.95
	W_b^o 0.08	0.08	0.31	0.08	0.02	0.04	0.19	0.15	0.05
0.50	W_a^o 0.94	0.94	0.76	0.94	0.99	0.97	0.86	0.89	0.97
	W_b^o 0.06	0.06	0.24	0.06	0.01	0.03	0.14	0.11	0.03

Fuente: NILSON, Arthur H. *Diseño de estructura de concreto*. p. 381.



ELEVACION MARCO DE CONCRETO ESTRUCTURAL



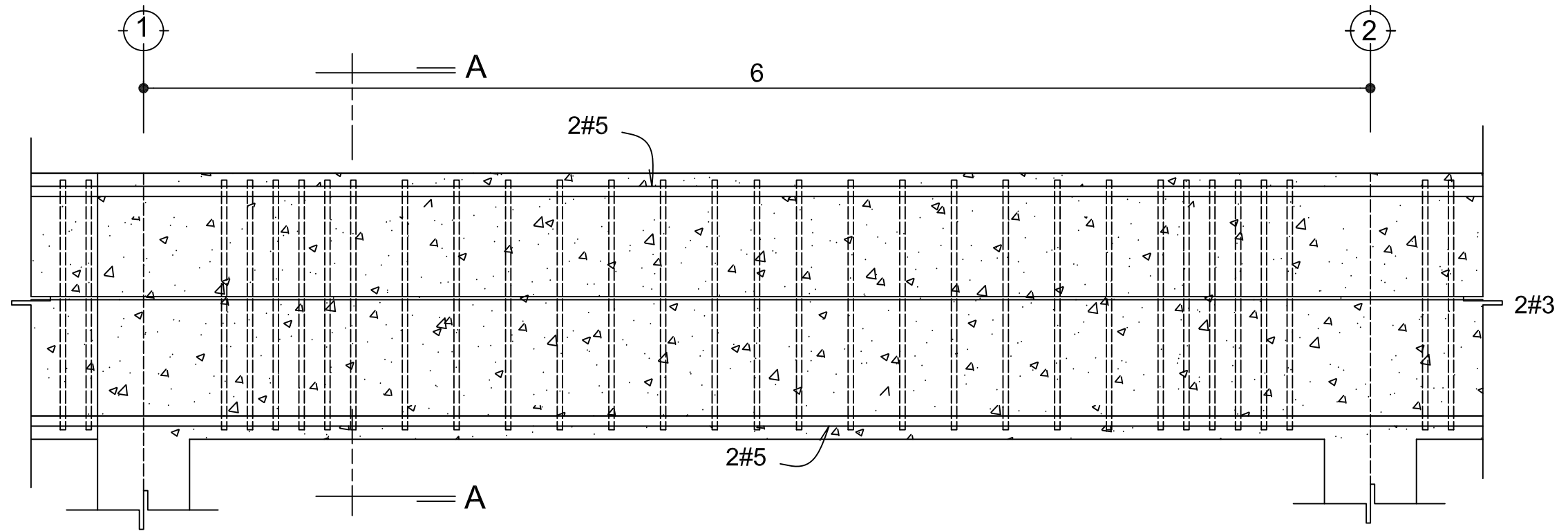
USAC
INGENIERIA

PLANO: MARCO DE CONCRETO ESTRUCTURAL

ELEVACION CON APOYOS EMPOTRADOS

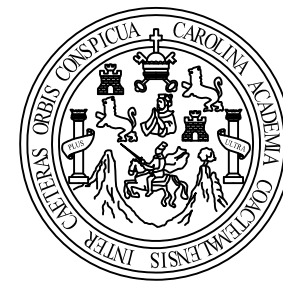
FECHA: NOVIEMBRE DE 2013

1	3
---	---



1 Estribo # 3 @ 5cm + 5 #3@ 12 Cm RESTO a 15 #3 @ 30 Cm Simétricos.

DETALLE LONGITUDINAL DE VIGA EN MARCO ESTRUCTURAL DE CONCRETO



USAC
INGENIERIA

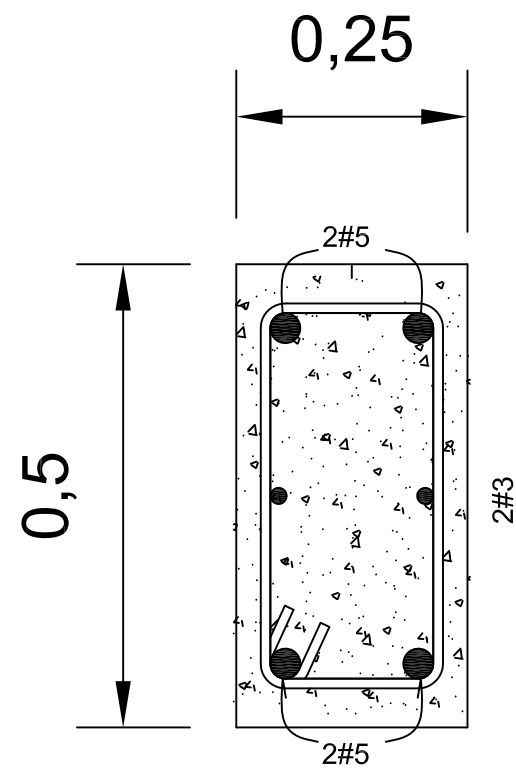
PLANO: MARCO DE CONCRETO ESTRUCTURAL

DETALLE DE VIGA

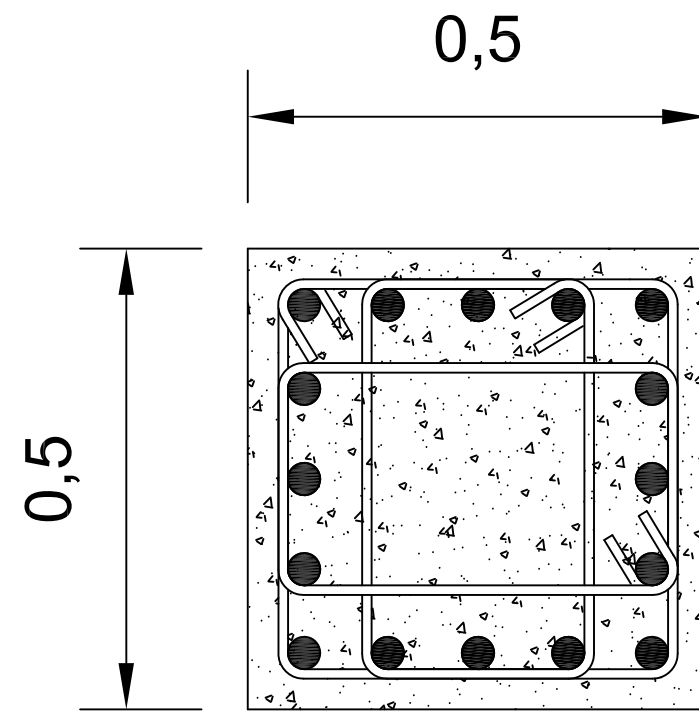
FECHA: NOVIEMBRE DE 2013

2

3



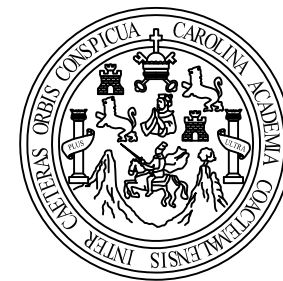
DETALLE DE VIGA



COLUMNA CUADRADA

16#5 refuerzo longitudinal

Estribos # 4 @ 5 cm en la long.de confinamiento de 50 cm
y resto @ 15 cm, simétricos.



USAC
INGENIERIA

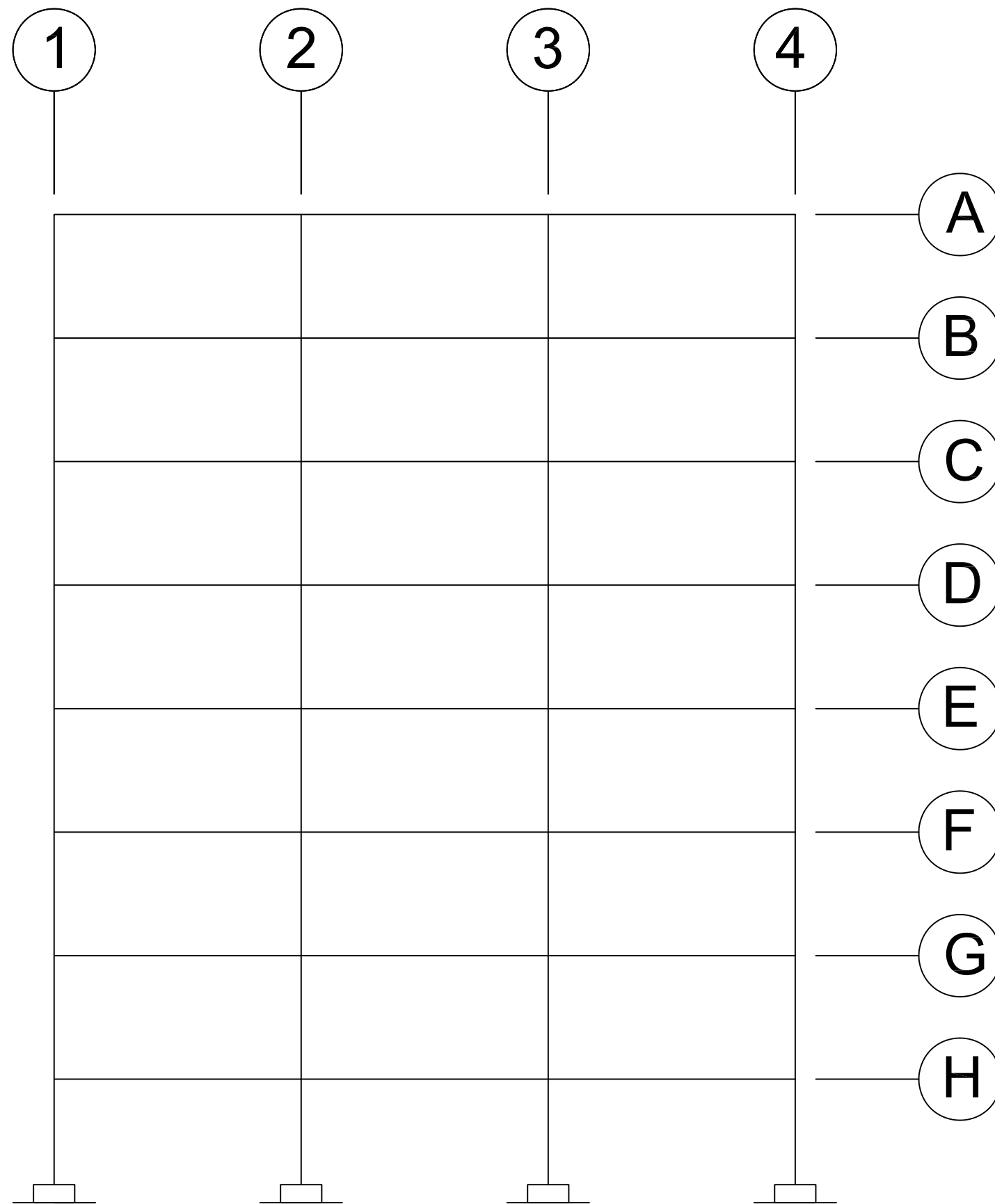
PLANO: MARCO DE CONCRETO ESTRUCTURAL

DETALLE DE VIGA Y COLUMNA

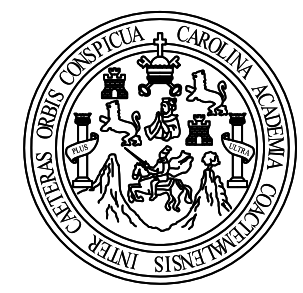
FECHA: NOVIEMBRE DE 2013

3

3

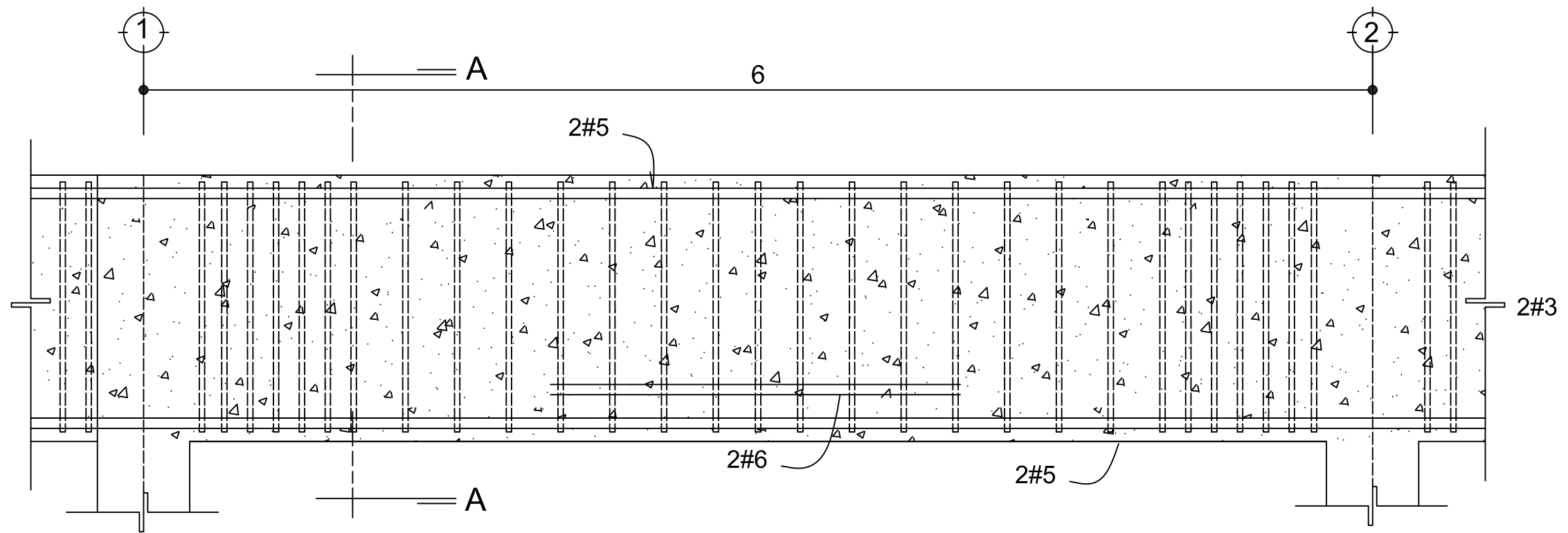


ELEVACION MARCO DE CONCRETO CON APOYOS ELASTOMERICOS



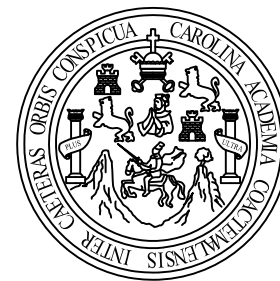
USAC
INGENIERIA

PLANO: MARCO DE CONCRETO CON SISTEMA DE PROTECCION SISMICO	
ELEVACION CON APOYOS ELASTOMERICOS	1 / 4
FECHA: NOVIEMBRE DE 2013	



1 Estribo # 3 @ 5cm + 6 #3@ 10 Cm RESTO a 16 #3 @ 30 Cm Simétricos.

DETALLE LONGITUDINAL DE VIGA EN MARCO DE CONCRETO CON SISTEMA DE PROTECCION SISMICO



USAC
INGENIERIA

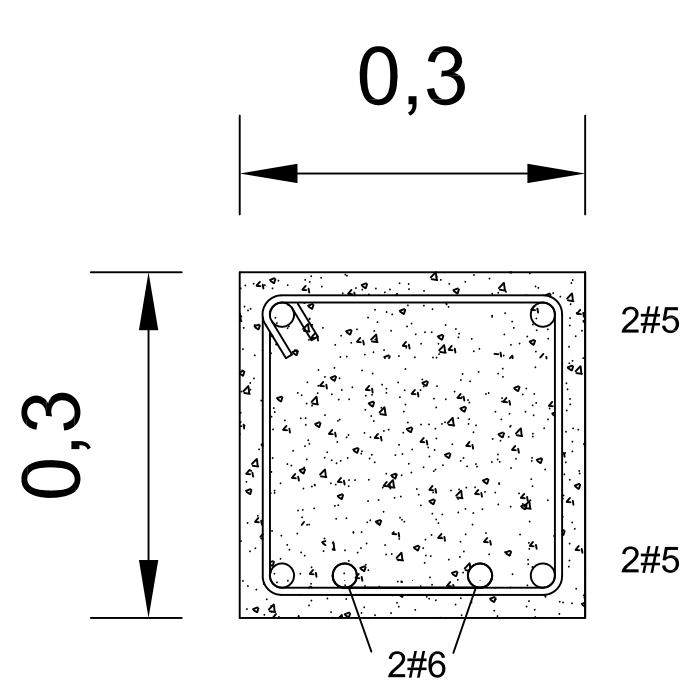
PLANO: MARCO DE CONCRETO CON SISTEMA DE PROTECCION SISMICO

DETALLE DE VIGA

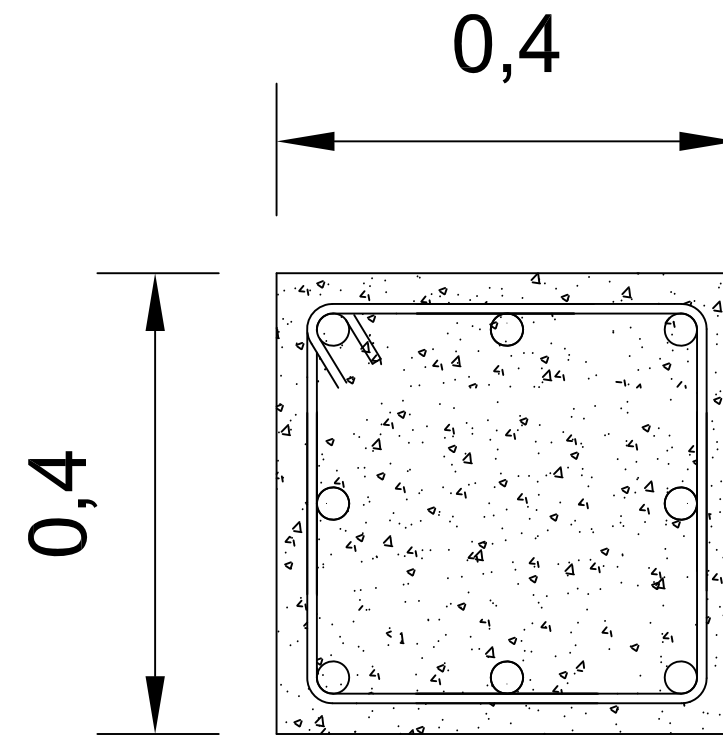
FECHA: NOVIEMBRE DE 2013

2

4



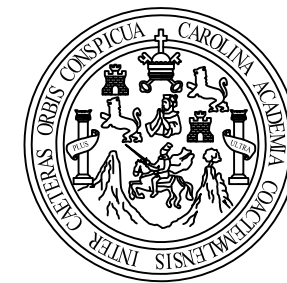
DETALLE DE VIGA



COLUMNA CUADRADA

8 # 6 refuerzo longitudinal

Estribos # 4 @ 5 cm en la long.de confinamiento de 50 cm y resto @ 15 cm, simétricos.



USAC
INGENIERIA

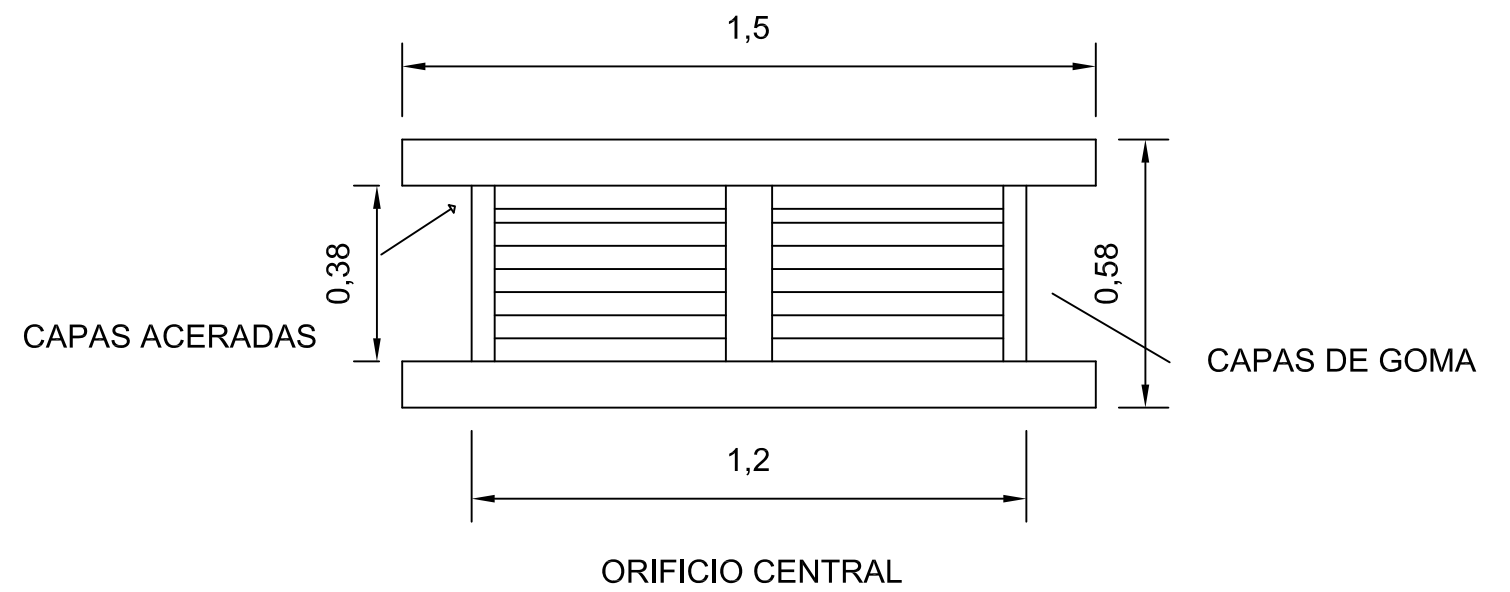
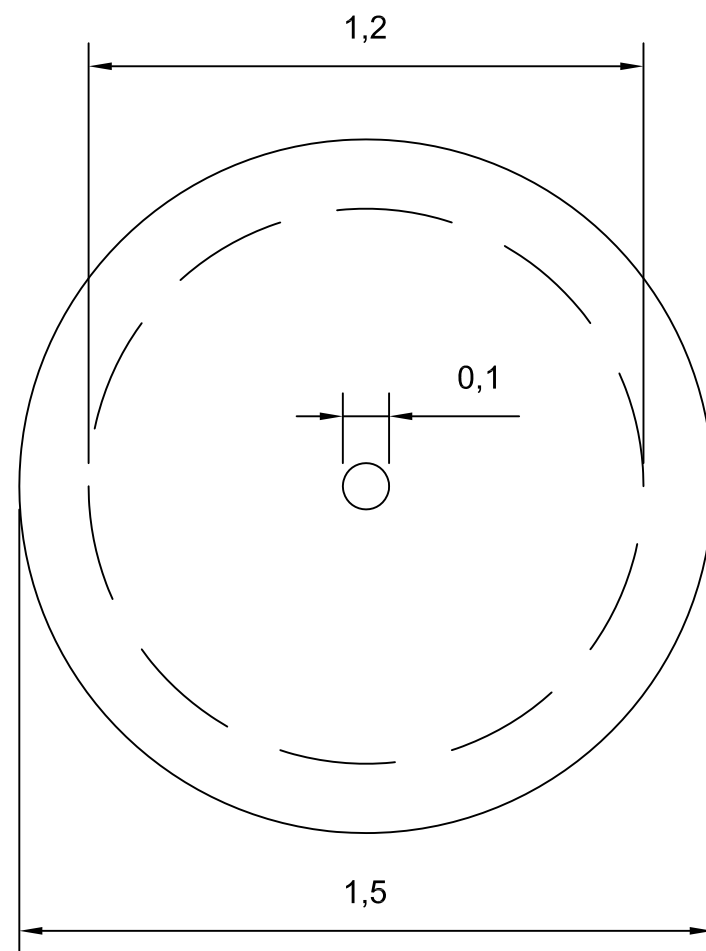
PLANO: MARCO DE CONCRETO CON SISTEMA DE PROTECCION SISMICO

DETALLE DE VIGA Y COLUMNA

FECHA: NOVIEMBRE DE 2013

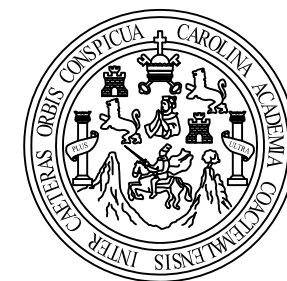
3

4



VISTA ELEVACION

Apoyo elastomérico de alto amortiguamiento HDR (PLANTA)



USAC
INGENIERIA

PLANO: MARCO DE CONCRETO CON SISTEMA DE PROTECCION SISMICO

DETALLE DE APOYO ELASTOMERICO HDR

FECHA: NOVIEMBRE DE 2013

4

4