



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

**COMPORTAMIENTO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES PARA EDIFICIOS CONFORMADOS POR
LOSAS PLANAS TRABAJANDO CONJUNTAMENTE CON SISTEMAS DE MUROS ESTRUCTURALES
SUJETOS A LA ACCIÓN DE CARGAS VERTICALES Y SÍSMICAS EN COMPARACIÓN CON
SISTEMAS CONFORMADOS POR VIGAS, COLUMNAS Y LOSAS SÓLIDAS**

Viviana Yezenia Escobar Carias

Asesorado por el Ing. Hugo Roberto Nájera Castillo

Guatemala, mayo de 2015

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**COMPORTAMIENTO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES PARA EDIFICIOS CONFORMADOS POR
LOSAS PLANAS TRABAJANDO CONJUNTAMENTE CON SISTEMAS DE MUROS ESTRUCTURALES
SUJETOS A LA ACCIÓN DE CARGAS VERTICALES Y SÍSMICAS EN COMPARACIÓN CON
SISTEMAS CONFORMADOS POR VIGAS, COLUMNAS Y LOSAS SÓLIDAS**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

VIVIANA YEZENIA ESCOBAR CARIAS

ASESORADO POR EL ING. HUGO ROBERTO NÁJERA CASTILLO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERA CIVIL

GUATEMALA, MAYO DE 2015

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL I	
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Narda Lucía Pacay Barrientos
VOCAL V	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. William Ricardo Yon Chavarría
EXAMINADOR	Ing. Diego Velásquez Jofre
EXAMINADOR	Ing. José Gabriel Ordóñez Morales
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:

**COMPORTAMIENTO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES PARA EDIFICIOS CONFORMADOS POR
LOSAS PLANAS TRABAJANDO CONJUNTAMENTE CON SISTEMAS DE MUROS ESTRUCTURALES
SUJETOS A LA ACCIÓN DE CARGAS VERTICALES Y SÍSMICAS EN COMPARACIÓN CON
SISTEMAS CONFORMADOS POR VIGAS, COLUMNAS Y LOSAS SÓLIDAS**

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



Viviana Yezenia Escobar Carias

Guatemala 04 de febrero de 2015

Ingeniero

Hugo Leonel Montenegro Franco

Director de la Escuela de Ingeniería Civil


Facultad de Ingeniería

Universidad de San Carlos de Guatemala

Ing. Montenegro:

Me es grato dirigirme a usted para informarle que he efectuado la revisión final del trabajo de graduación titulado "COMPORTAMIENTO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES PARA EDIFICIOS CONFORMADOS POR LOSAS PLANAS TRABAJANDO CONJUNTAMENTE CON SISTEMAS DE MUROS ESTRUCTURALES SUJETOS A LA ACCIÓN DE CARGAS VERTICALES Y SÍSMICAS EN COMPARACIÓN CON SISTEMAS CONFORMADOS POR VIGAS, COLUMNAS Y LOSAS SÓLIDAS" desarrollado por la estudiante universitaria VIVIANA YEZENIA ESCOBAR CARIAS, el cual llena los requisitos establecidos en la propuesta hecha por el sustentante, por lo que me permito aprobarlo en mi calidad de asesor del mismo.

Atentamente,



HUGO R. NAJERA C.
INGENIERO CIVIL
COL. No. 4658

Ingeniero Civil

Hugo Roberto Nájera Castillo

Colegiado No. 4658



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,
11 de marzo de 2015

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

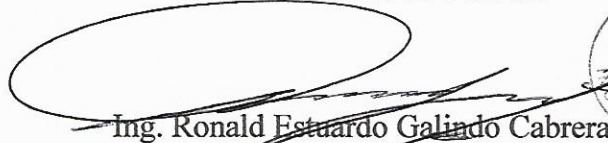
Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **COMPORTAMIENTO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES PARA EDIFICIOS CONFORMADOS POR LOSAS PLANAS TRABAJANDO CONJUNTAMENTE CON SISTEMAS DE MUROS ESTRUCTURALES SUJETOS A LA ACCIÓN DE CARGAS VERTICALES Y SÍSMICAS EN COMPARACIÓN CON SISTEMAS CONFORMADOS POR VIGAS, COLUMNAS Y LOSAS SÓLIDAS**, desarrollado por la estudiante de Ingeniería Civil Viviana Yezenia Escobar Carias, con Carnet No. 200312734, quien contó con la asesoría del Ing. Hugo Roberto Nájera Castillo.

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 INGENIERIA,
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

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





El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Hugo Roberto Nájera Castillo y del Jefe del Departamento de Estructuras, Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera, al trabajo de graduación de la estudiante Viviana Yezenia Escobar Carias, titulado **COMPORTAMIENTO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES PARA EDIFICIOS CONFORMADOS POR LOSAS PLANAS TRABAJANDO CONJUNTAMENTE CON SISTEMAS DE MUROS ESTRUCTURALES SUJETOS A LA ACCIÓN DE CARGAS VERTICALES Y SÍSMICAS EN COMPARACIÓN CON SISTEMAS CONFORMADOS POR VIGAS, COLUMNAS Y LOSAS SÓLIDAS**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, mayo 2015

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





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: **COMPORTAMIENTO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES PARA EDIFICIOS CONFORMADOS POR LOSAS PLANAS TRABAJANDO CONJUNTAMENTE CON SISTEMAS DE MUROS ESTRUCTURALES SUJETOS A LA ACCIÓN DE CARGAS VERTICALES Y SÍSMICAS EN COMPARACIÓN CON SISTEMAS CONFORMADOS POR VIGAS, COLUMNAS Y LOSAS SÓLIDAS**, presentado por la estudiante universitaria: **Viviana Yezenia Escobar Carias**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. Angel Roberto Sic García
Decano



Guatemala, 12 de mayo de 2015

/gdech

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** “Más gracias sean dadas a Dios, que nos da la victoria por medio de nuestro Señor Jesucristo”. 1a Corintios 15:57.
- Mis padres** Jorge Adalberto Escobar Villatoro y Felipa De Jesús Carías López, por su apoyo incondicional y por ser ejemplo de esfuerzo y dedicación.
- Mi hermanos** Jorge De Jesús, Eliseo Abraham y Josué Elías Escobar, por llenar mi vida de alegrías, en especial a Mynor Adalberto por su ayuda incondicional.
- Mi abuelos** Ramiro Escobar Quiroa y Crisanta Villatoro Cifuentes. Florencio Carías Pérez y Catalina López Ballesteros.
- Los niños** Alisson Celeste Carias, Ivana Escobar, Byron Josué Carias, Daniela Escobar y Elizabeth Dayana Montenegro, por alegrar mis días con su existencia.

**Mi mejor amigo y
prometido**

Emerson Antonio Zarceño Orellana, por su amistad, ayuda y apoyo, por ser parte de mi vida, por su amor para mí.

AGRADECIMIENTOS A:

Mi familia

En especial a mi tía Eusebia Adelaida Escobar Villatoro, por su ayuda. Las familias derivadas de los Escobar Villatoro y Carías López.

Compañeros y amigos

De estudios: por la amistad brindada y haber hecho de los años universitarios una experiencia memorable. De trabajo: por compartir sus conocimientos y procurar siempre un ambiente de amistad. De la iglesia: por compartir y estar al pendiente de mí, en especial a Silvia Juárez y Laura Rojas. De la niñez: familia Sipaque, Ramos, Chinchilla y Alfaro. A todas aquellas personas que han contribuido a alcanzar esta meta, haciendo bien su trabajo.

Ing. Hugo Nájera

Por su apoyo en la elaboración del trabajo de graduación y por la ayuda brindada en mi crecimiento profesional y personal.

Universidad de San Carlos de Guatemala

Facultad de Ingeniería y Escuela de Ingeniería Civil.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XIII
RESUMEN	XV
OBJETIVOS.....	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX
1. LOSAS EN DOS DIRECCIONES APOYADAS SOBRE COLUMNAS.	
CARGA VERTICAL	1
1.1. Losas en dos direcciones apoyadas sobre columnas. Carga vertical	1
1.2. Método de diseño directo	1
1.2.1. Limitaciones.....	1
1.3. Método del pórtico equivalente	3
1.4. Mecanismo de falla por punzonamiento en losas planas	6
1.5. Transferencia de momentos a las columnas	7
1.6. Aberturas en losas	7
1.7. Cálculo de deflexiones	8
2. LOSAS EN DOS DIRECCIONES APOYADAS SOBRE COLUMNAS.	
CARGA HORIZONTAL	11
2.1. Losas en dos direcciones apoyadas sobre columnas. Carga horizontal	11
2.2. Ancho efectivo de losa en línea de columnas.....	11
2.3. Transferencia de momento.....	12

2.4.	Aberturas en losas	12
3.	MUROS ESTRUCTURALES	13
3.1.	Muros estructurales.....	13
3.2.	Tipos de muros estructurales	13
3.3.	Muros estructurales esbeltos	14
3.3.1.	Modo de falla y criterio de diseño.....	14
3.3.2.	Resistencia a la flexión.....	18
3.3.3.	Resistencia al cortante	20
3.3.4.	Confinamiento	21
3.3.5.	Diseño según ACI 318S-08, IBC 2006, AGIES NSE 2010	21
3.3.5.1.	Fuerzas de diseño.....	22
3.3.5.2.	Resistencia al cortante	22
3.3.5.3.	Flexión y carga axial.....	22
3.3.5.4.	Refuerzo.....	24
3.4.	Muros estructurales robustos	24
3.4.1.	Tipos de muros.....	25
3.4.2.	Resistencia a la flexión.....	25
3.4.3.	Resistencia al cortante	25
3.4.4.	Control de deslizamiento por cortante	26
3.4.5.	Control de la tensión diagonal	26
4.	PREDIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURA	27
4.1.	Estructura de marcos espaciales dúctiles	27
4.2.	Estructura de sistema de muros estructurales más losa plana	30

5.	REQUERIMIENTOS DE DISEÑO SEGÚN NORMAS ACI 318S-08, IBC 2006 Y AGIES 2010	33
5.1.	Espesores	33
5.2.	Refuerzo a flexión de muros	33
5.3.	Refuerzo a corte de muros	33
5.4.	Refuerzo a flexión de losas planas apoyadas sobre columnas	34
5.5.	Refuerzo a corte de losas planas apoyadas sobre columnas..	36
6.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICIO CON SISTEMA DE MARCOS ESPACIALES DÚCTILES RESISTENTES AL 100 % DE CARGAS LATERALES Y USO DE LOSAS SÓLIDAS COMO DIAFRAGMA RÍGIDO, POR MEDIO DE LA UTILIZACIÓN DE LOS PROGRAMAS PARA COMPUTADORA: ETABS 9.7.4. Y SAFE 12	37
6.1.	Parámetros del edificio	37
7.	ANÁLISIS DE EDIFICIO CON SISTEMA DE LOSAS PLANAS APOYADAS SOBRE COLUMNAS, POR MEDIO DE LA UTILIZACIÓN DE LOS PROGRAMAS PARA COMPUTADORA: ETABS 9.7.4. Y SAFE 12.3.1.	63
7.1.	Parámetros del edificio	63
8.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICIO CON SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES RESISTENTE AL 100 % DE LA CARGA LATERAL Y LOSAS PLANAS APOYADAS SOBRE COLUMNAS, POR MEDIO DE LA UTILIZACIÓN DE LOS PROGRAMAS DE DISEÑO PARA COMPUTADORA: ETABS 9.7.4. Y SAFE 12.3.1.	81
8.1.	Parámetros del edificio	81

9.	COMPARACIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL	105
9.1.	Comparación de respuesta	105
9.1.1.	Deflexiones verticales	105
9.1.2.	Desplazamientos de nivel o deriva de piso	107
10.	COMPARACIÓN DE COSTOS	111
10.1.	Cuantificación concreto	111
10.2.	Cuantificación acero.....	114
10.2.1.	Cuantificación de acero para el edificio de marcos.....	114
10.2.2.	Cuantificación de acero para el edificio de muros	125
10.3.	Cuantificación formaleta.....	139
10.4.	Cuantificación muros tabique	146
10.5.	Cuantificación de ventanas	148
10.6.	Comparación de costos.....	151
	CONCLUSIONES.....	153
	RECOMENDACIONES	155
	BIBLIOGRAFÍA.....	157

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Franjas de losas.....	4
2.	Franjas de columnas.....	5
3.	Plastificación de acero a flexión.....	15
4.	Fractura del acero.....	15
5.	Tensión diagonal.....	16
6.	Compresión diagonal causada por cortante.....	16
7.	Inestabilidad del alma del muro o del refuerzo principal a compresión, el deslizamiento por cortante a lo largo de juntas de construcción.....	17
8.	Refuerzo de losas en dos direcciones.....	35
9.	Planta edificio (sistema de marcos espaciales dúctiles).....	37
10.	Elevación del edificio (sistema de marcos espaciales dúctiles).....	38
11.	Espectros de diseño para un edificio con marcos espaciales dúctiles según AGIES 2010.....	39
12.	Gráfico del espectro de respuesta (sistema de marcos espaciales dúctiles).....	42
13.	Modelo utilizado (sistema de marcos espaciales dúctiles).....	43
14.	Diagramas de momento por carga muerta.....	49
15.	Datos de momento, corte y deflexión por carga muerta en la viga señalada.....	50
16.	Datos de momento, corte y deflexión por carga viva en la viga señalada.....	51

17.	Desplazamientos máximos (sistema de marcos espaciales dúctiles), sismo en X (cm).....	52
18.	Desplazamientos máximos (sistema de marcos espaciales dúctiles), sismo en Y (cm).....	53
19.	Diseño de viga principal, eje numeral (sistema de marcos espaciales dúctiles)	54
20.	Diseño de viga principal, eje literal (sistema de marcos espaciales dúctiles)	55
21.	Diseño de columna crítica nivel 1 (sistema de marcos espaciales dúctiles)	56
22.	Diseño de vigas secundarias (sistema de marcos espaciales dúctiles)	57
23.	Diagrama de presiones críticas por combinación de carga vertical (sistema de marcos espaciales dúctiles)	58
24.	Diagrama de presiones críticas por combinación de carga sísmica (sistema de marcos espaciales dúctiles)	59
25.	Diseño de zapatas, espesores (sistema de marcos espaciales dúctiles)	60
26.	Diseño de zapatas, acero dirección 1 (sistema de marcos espaciales dúctiles)	61
27.	Diseño de zapatas, acero dirección 2 (sistema de marcos espaciales dúctiles)	62
28.	Planta edificio (sistema de losas planas)	63
29.	Elevación edificio (sistema de losas planas).....	64
30.	Modelo utilizado (sistema de losas planas)	65
31.	Diagrama de deflexión por carga muerta en losa de nivel 2	73
32.	Diagrama de deflexión por carga viva en losa de nivel 2.....	74
33.	Desplazamientos máximos (sistemas de losas planas), sismo en X (cm).....	75

34.	Desplazamientos máximos (sistema de losas planas), sismo en Y (cm).....	76
35.	Diagrama de presiones críticas por combinación de carga vertical (sistema de losas planas).....	77
36.	Diagrama de presiones críticas por combinación de carga sísmica (sistema de losas planas).....	78
37.	Diseño de zapatas, espesores (sistema de losas planas).....	79
38.	Planta edificio (sistema de muros estructurales).....	81
39.	Elevación edificio (sistema de muros estructurales)	82
40.	Espectros de diseño para un edificio de muros estructurales con losas planas según AGIES 2010.....	83
41.	Gráfico del espectro de respuesta (sistema de muros estructurales) ..	86
42.	Modelo utilizado (sistema de muros estructurales)	87
43.	Diagrama de deflexión por carga muerta en losa de nivel 1	95
44.	Diagrama de deflexión por carga viva en losa de nivel 1	96
45.	Desplazamientos máximos (sistema de muros estructurales), sismo en X (cm).....	97
46.	Desplazamientos máximos (sistema de muros estructurales), sismo en Y (cm).....	98
47.	Diseño de columna crítica nivel 1 (sistema de muros estructurales)....	99
48.	Diseño de muros nivel 1, ejes numerales.....	99
49.	Diseño de muros nivel 1, ejes literales	100
50.	Diagrama de presiones críticas por combinación de carga vertical (sistema de muros estructurales)	100
51.	Diagrama de presiones críticas por combinación de carga sísmica (sistema de muros estructurales)	101
52.	Diseño de zapatas, espesores (sistema de muros estructurales)	102
53.	Diseño de zapatas, acero dirección 1 (sistema de muros estructurales)	103

54.	Diseño de zapatas, acero dirección 2 (sistema de muros estructurales)	104
55.	Acero longitudinal en vigas losa N1 en pulgadas ²	114
56.	Acero transversal en vigas losa N1 en pulgadas ² /pulgada	115
57.	Armado de viga principal en eje literal	116
58.	Armado de viga principal en eje numeral.....	116
59.	Armado de viga secundaria	117
60.	Armado de columna propuesta y chequeada para edificio de marcos	119
61.	Armado de columna propuesta y chequeada para edificio de muros.....	120
62.	Armado de losas	121
63.	Porcentaje de acero longitudinal en muros ejes literales	126
64.	Porcentaje de acero longitudinal en muros ejes numerales.....	127
65.	Porcentaje de acero transversal en muros ejes literales.....	128
66.	Porcentaje de acero transversal en muros ejes numerales	129
67.	Armado de columna propuesta y chequeada para edificio de muros.....	130
68.	Armado de muros nivel 1	131
69.	Armado de muros niveles 2, 3, 4 y 5.....	131
70.	Armado de columna propuesta y chequeada para edificio de muros.....	133
71.	Diseño de losas para edificio de muros: acero en dirección 1	134
72.	Diseño de losas para edificio de muros: acero en dirección 2	135
73.	Altura de viga principal (eje numeral) a considerar	140
74.	Altura de viga principal (eje literal) a considerar	141
75.	Altura de viga secundaria a considerar.....	142
76.	Dimensiones de capiteles	143
77.	Ancho de muros estructurales	145

78.	Indicación de muros tabiques.....	147
79.	Ventanería en edificio de marcos.....	149
80.	Ventanería en edificio de muros.....	150

TABLAS

I.	Espesor para losas en una dirección apoyada en los bordes y vigas.....	28
II.	Espesor para losas en una dirección sin vigas interiores.....	30
III.	Deflexiones verticales según ACI 318S-08.....	105
IV.	Deflexiones por carga viva (en mm).....	106
V.	Deflexiones a largo plazo.....	107
VI.	Parámetros para las derivas de piso.....	107
VII.	Parámetros para Cd y R.....	108
VIII.	Deriva de piso para edificio de marcos.....	108
IX.	Deriva de piso para edificio de columnas y losas planas.....	109
X.	Derivas de piso para edificio de muros.....	110
XI.	Peso edificio de marcos.....	111
XII.	Volumen de cimentación edificio de marcos.....	112
XIII.	Pesos edificio de muros.....	113
XIV.	Volumen de cimentación edificio de muros.....	113
XV.	Acero para vigas.....	117
XVI.	Acero para columnas.....	120
XVII.	Acero para losas.....	121
XVIII.	Acero para cimientos.....	122
XIX.	Resumen de acero varillas núm. 3.....	123
XX.	Resumen de acero varillas núm. 4.....	123
XXI.	Resumen de acero varillas núm. 5.....	124
XXII.	Resumen de acero varillas núm. 6.....	124

XXIII.	Resumen de acero varillas núm. 8	125
XXIV.	Acero para muros	132
XXV.	Acero para columnas.....	133
XXVI.	Acero para losas.....	136
XXVII.	Acero para cimientos	136
XXVIII.	Resumen varillas núm. 3	137
XXIX.	Resumen varillas núm. 4	137
XXX.	Resumen varillas núm. 5	138
XXXI.	Resumen varillas núm. 6	138
XXXII.	Comparación de costos	151

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
A_{cv}	Área bruta de la sección de concreto limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza de cortante considerada.
A'_s	Área de refuerzo a compresión.
A_s	Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.
N_u	Carga axial mayorada normal a la sección transversal.
q_u	Carga mayorada por unidad de área.
ρ'	Cuantía del refuerzo A'_s .
Δ_{CP}	Deriva de piso.
d	Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.
λ_Δ	Factor para deflexiones adicionales debidas a efectos de largo plazo.
ξ	Factor que depende del tiempo para cargas sostenidas.
l_w	Longitud del muro completo o longitud del segmento de muro considerado en dirección de la fuerza de cortante.

l_n	Luz libre medida entre caras de los apoyos.
E_c	Módulo de elasticidad del concreto.
E_{cs}	Módulo de elasticidad del concreto de la losa.
E_{cb}	Módulo de elasticidad del concreto de la viga.
I_s	Momento de inercia de la sección bruta de una losa con respecto al eje que pasa por el centroide definido para el cálculo de las rigideces.
I_b	Momento de inercia de la sección bruta de una viga con respecto al eje que pasa por el centroide.
M_o	Momento estático total mayorado.
M_u	Momento mayorado en la sección.
b_o	Perímetro de la sección crítica para cortante en losas y zapatas.
α_f	Relación entre la rigidez a flexión de una sección de viga y la rigidez a flexión de una franja de losa limitada lateralmente por los ejes centrales de los paneles adyacentes (si los hay) a cada lado de la viga.
f'_c	Resistencia especificada a la compresión del concreto.
f_y	Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.
V_n	Resistencia nominal a cortante.
V_c	Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

GLOSARIO

ACI 318S-08	Norma para el concreto estructural adoptada por el American Concrete Institute, comité 318, versión en español 2008.
AGIES NSE 2010	Norma de seguridad estructural para Guatemala, versión 2010.
Deflexión	Grado de deformación de un elemento estructural al aplicarle una fuerza.
Deriva de piso	Desplazamiento medido entre centros de masa superior e inferior del piso.
ETABS	Programa para análisis y diseño estructural de la superestructura de edificaciones.
Muro de carga	Muro con función estructural.
Muro tabique	Muro divisorio, de relleno o de cerramiento, no soporta cargas adicionales a su propio peso o de cubiertas.

**Plastificación del
acero**

Deformación permanente en el acero, sucede cuando la tensión en el acero supera su límite elástico, sin llegar a la ruptura.

Pórtico

Estructura con cubierta soportada por columnas y vigas.

Punzonamiento

Esfuerzos generados por cargas soportadas en áreas bidireccionales pequeñas que general esfuerzos de tensiones en el hormigón.

SAFE

Programa para análisis y diseño estructural de losas y cimentaciones.

RESUMEN

El sistema estructural tradicional para edificios es el sistema de marcos espaciales dúctiles, el sistema estructural de muros y losas planas es muy poco utilizado, sin embargo, su utilización es viable si el sistema tiene una respuesta sísmica que permita disipar la energía del sismo transmitido a la edificación mediante la plastificación de los muros.

Se hace un estudio a mayor detalle del sistema de muros y losas planas, que del sistema de Marcos debido a que, a nivel general, de este último se tiene un mejor conocimiento. Se inicia con el comportamiento de las losas planas ante cargas gravitacionales y sus métodos de análisis: el método del pórtico equivalente y el método de diseño directo, para el comportamiento y análisis de las losas planas ante cargas laterales o sísmicas se utilizan: el método del pórtico equivalente para cargas laterales y el método de elementos finitos.

A continuación se da una breve definición de los muros estructurales, mencionando la clasificación según la planta y sección, pero se enfoca el estudio en la clasificación debido a su comportamiento estructural, lo cual lleva a estudiar los muros esbeltos y muros robustos, haciendo una recopilación de los modos de falla, comportamiento y diseño para ambas clasificaciones.

Teniendo los datos para losas y muros estructurales, enfocados en que en el medio se debe de contar con muros estructurales esbeltos que fallen por plastificación del acero, se empieza con el estudio de la metodología para el predimensionamiento de las estructuras en estudio: marcos espaciales dúctiles y muros estructurales y losas planas, luego de esto se incluyen los

requerimientos mínimos de los códigos ACI 318S-08 y AGIES NSE 2010, para el predimensionamiento mínimo.

Para hacer una comparación de la respuesta estructural de los sistemas en estudio, se analizan tres edificios con similar geometría en planta y en elevación, un edificio con sistema estructural de marcos espaciales dúctiles, un edificio con sistema estructural de columnas y losas planas y un edificio con sistema estructural de muros y losas planas.

Se realiza la comparación de deflexiones por cargas verticales y derivas de piso debido a la carga sísmica y, finalmente, se comparan los costos para los edificios que cumplen con los requerimientos de los códigos ACI 318S-08 y AGIES NSE-2010.

OBJETIVOS

General

Realizar un documento que ejemplifique una comparación estructural entre el sistema de marcos y losas sólidas y el sistema de muros estructurales y losas planas, con el fin de establecer las ventajas y desventajas estructurales de ambos sistemas, del ejemplo en cuestión. Con el objeto de que sirva como ayuda para la determinación de la viabilidad estructural de los edificios con sistemas de construcción de muros estructurales con losas planas, con base en la aplicación de los requerimientos mínimos de los códigos en vigencia, en lugares sísmicos como Guatemala.

Específicos

1. Reunir en un solo documento los requerimientos mínimos estructurales de los códigos ACI 318S-08, IBC 2006 y AGIES NSE 2010, para sistemas de marcos rígidos y sistemas de muros estructurales.
2. Realizar una comparación de respuesta ante cargas verticales y sísmicas entre un sistema de marcos y un sistema de muros estructurales con losa plana para edificios.

INTRODUCCIÓN

Los sistemas de muros estructurales y losas planas sobre columnas para edificios son muy poco utilizados en zonas sísmicas, como en el caso de Guatemala. Este sistema constructivo puede ser en muchos casos, una solución más económica y con mayor atractivo arquitectónico en comparación con los sistemas de marcos, si su respuesta ante cargas verticales y horizontales es satisfactoria.

Se presentan los parámetros de diseño según el ACI 318S-08 y el AGIES NSE 2010 para solicitaciones de cargas verticales y para cargas de sismo, así también se hace referencia a los diferentes mecanismos de comportamientos ante cargas verticales y sísmicas principalmente del sistema de muros estructurales y losas planas.

Se realiza una comparación de respuesta estructural entre los sistemas de muros estructurales con losas planas y el sistema de marcos con losas sólidas, así como la comparación en costos de ambos edificios.

1. LOSAS EN DOS DIRECCIONES APOYADAS SOBRE COLUMNAS. CARGA VERTICAL

1.1. Losas en dos direcciones apoyadas sobre columnas. Carga vertical

Se define como losas en dos direcciones apoyadas sobre columnas a losas que no tienen vigas entre columnas o estas son de dimensiones relativas a la luz libre entre columnas, tal que no tiene la rigidez necesaria para ser tomadas como apoyo de las losas.

Para el diseño por carga vertical se puede utilizar: el método de diseño directo y el método del pórtico equivalente, los cuales se describen a continuación.

1.2. Método de diseño directo

Este es un método de análisis aproximado exclusivo para cargas gravitacionales, se basa en la utilización de coeficientes para la determinación de los momentos en las losas o vigas, por lo que es necesario limitar su uso a los sistemas que cumplan con las limitantes que establece el método.

1.2.1. Limitaciones

- En cada dirección debe haber tres o más tramos continuos.

- Los paneles de losa deben ser rectangulares, con relación entre la luz mayor y la luz menor (medidas entre los centros de los apoyos), no mayor que dos (losa apoyada en dos direcciones).
- Las longitudes de las luces sucesivas en cada dirección (medidas entre los centros de los apoyos) no deben diferir en más de un tercio de la luz mayor.
- Las columnas no deben estar desalineadas respecto de cualquier eje que pase por centros de columnas sucesivas en más de 10 por ciento de la luz (en la dirección del desalineamiento).
- Las cargas deben ser uniformemente distribuidas en todo el panel, y la carga viva no mayorada no debe exceder de 2 veces la carga muerta no mayorada.
- Para las losas en dos direcciones con todos sus lados apoyados en vigas, debe cumplir con los requisitos de rigidez que se describen en la siguiente ecuación:

$$0,2 \leq \frac{\alpha_{f1} l_2^2}{\alpha_{f2} l_1^2} \leq 5,0$$

Donde α_{f1} y α_{f2} se calculan según la ecuación:

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$$

- No se permite la redistribución de momentos por medio de la teoría elástica, se permite que los momentos sean modificados hasta un 10 por ciento, siempre que el momento estático total para un panel, en la dirección considerada, no sea menor que:

$$M_o = \frac{q_u l_2 l_n^2}{8}$$

En donde:

l_n = luz libre en la dirección en la cual se determinan los momentos.

l_2 = distancia entre ejes, perpendicular a l_n , para un tramo de borde, es la distancia entre el eje y el borde.

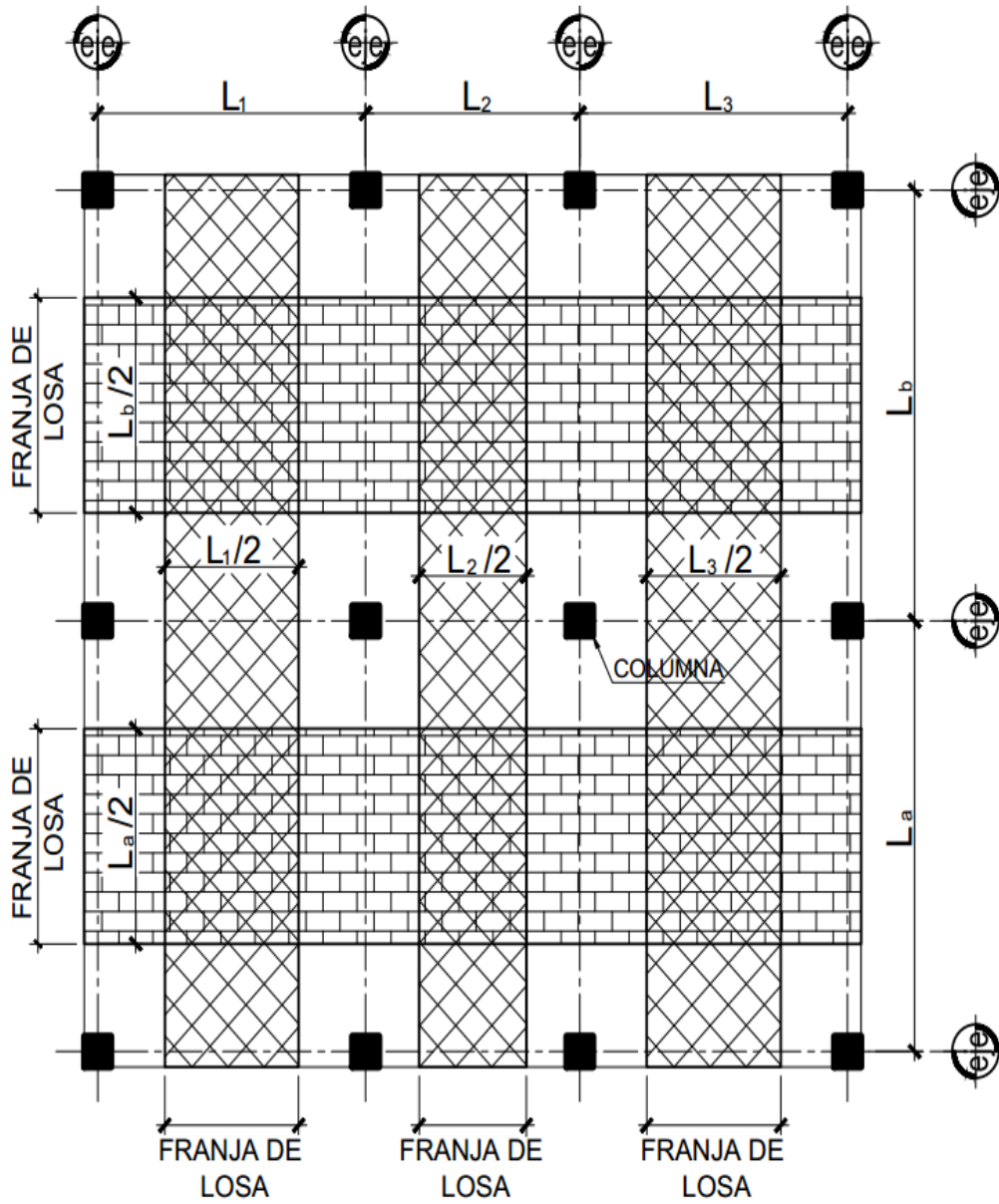
1.3. Método del pórtico equivalente

Este método de análisis elástico divide el sistema tridimensional en una serie de pórticos equivalentes que se extienden longitudinal y transversalmente a través de la estructura (ver figura 1 y 2).

El análisis completo del sistema de losas en un edificio consiste en analizar una serie de pórticos equivalentes interiores y exteriores. El pórtico equivalente consta de tres partes:

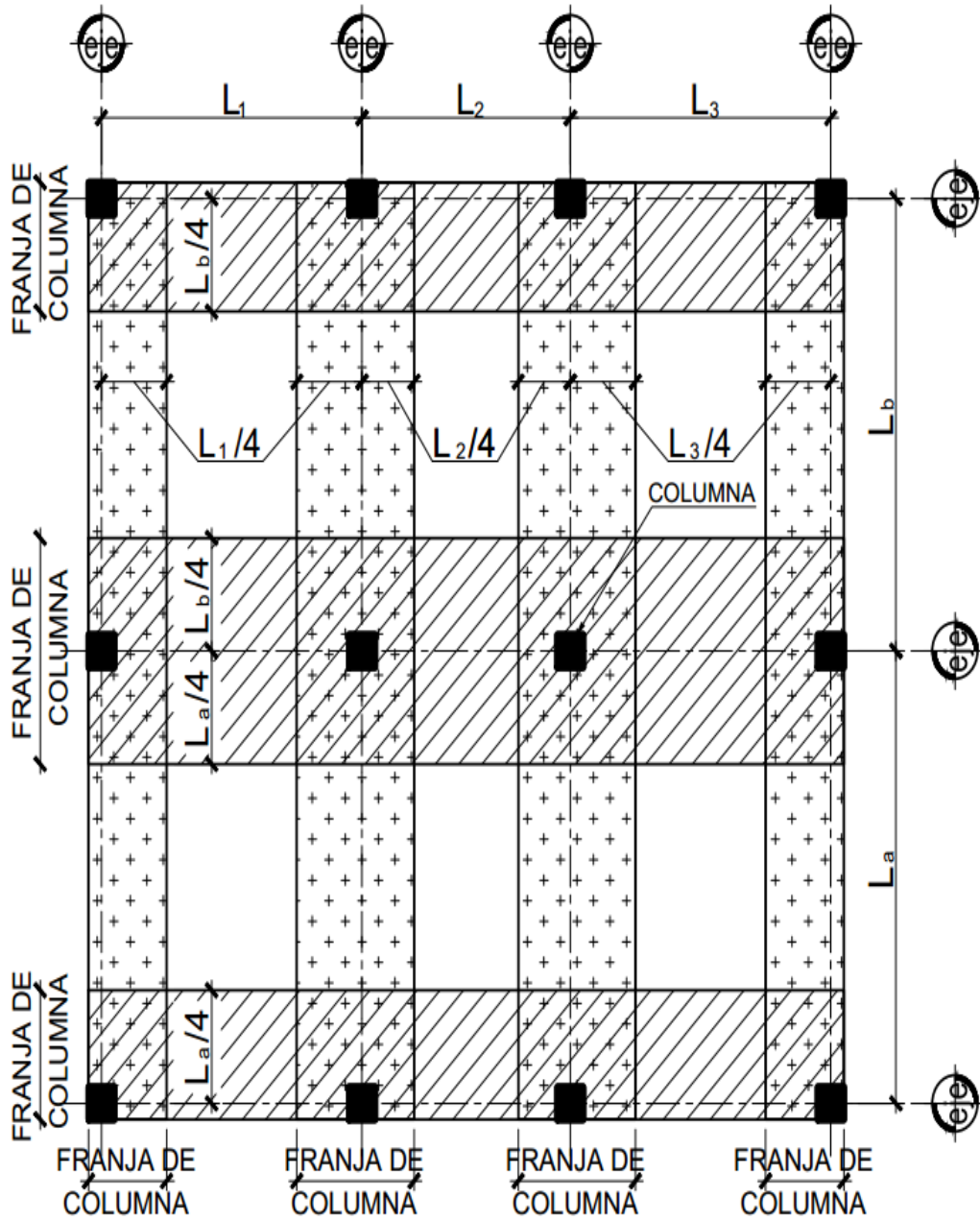
- La franja de losa, incluyendo vigas en la dirección paralela al análisis.
- Las columnas u otros elementos de apoyo que se extiendan por arriba y por debajo de la losa.
- Los elementos de la estructura que proporcionen transmisión de momentos entre los elementos horizontales y verticales.

Figura 1. Franjas de losas



Fuente: elaboración propia, con programa DraftSight.

Figura 2. Franjas de columnas



Fuente: elaboración propia, con programa DraftSight.

1.4. Mecanismo de falla por punzonamiento en losas planas

Debido a que en las losas planas no existen vigas entre columnas, los momentos negativos en los apoyos, pueden llegar a provocar la falla por punzonamiento, presentándose en forma circular y tangencial al perímetro del área cargada.

El mecanismo de falla en las losas se da a través de la combinación de tres mecanismos:

- Trabazón del agregado
- Acción de dovela
- Transmisión de fuerza cortante en la zona a compresión

Estos tres mecanismos de falla producen fuerzas de compresión en el plano de la losa, incrementando la capacidad de flexión y corte de la losa, y aunque disminuye la ductilidad, la resistencia al corte por punzonamiento en las losas es mayor a la de las vigas.

La cuantía de refuerzo en la losa, al igual que en las vigas, determina el modo de falla, teniendo una baja cuantía de refuerzo a flexión el acero fluye haciéndose una articulación plástica a lo ancho del elemento, esto provoca que la falla por punzonamiento sea secundaria, una cuantía de refuerzo a flexión alta presenta una falla por punzonamiento.

1.5. Transferencia de momentos a las columnas

Según investigaciones de ensayos hechos en columnas cuadradas, se sabe que cuando el momento se transmite entre una losa y una columna, el 60 por ciento del momento debe considerarse transmitido por flexión a través del perímetro b_o de la sección crítica, y el 40 por ciento por excentricidad del cortante respecto al centroide de la sección crítica. Cuando las columnas no son cuadradas, se sustituye en el análisis por una columna cuadrada de área equivalente.

El perímetro b_o debe ser el mínimo sin que esté a menos de $d/2$ de los bordes o esquinas de columnas, cargas concentradas, áreas de reacción, o los cambios de las alturas de la losa, tales como bordes de capiteles o ábacos.

El diseño y detallado del refuerzo que transfiere el momento desde la losa a una columna de borde es crítico, tanto para el comportamiento como para la seguridad de las losas planas o placas planas sin viga de borde o para losas en voladizo, por ello en los planos de diseño se deben de mostrar los detalles completos, tales como concentración de refuerzo sobre la columna mediante un menor espaciamiento o refuerzo adicional.

1.6. Abertura en losas

De acuerdo a los códigos de diseño y a la seguridad estructural, las aberturas en losas planas no tienen restricción si su ubicación es al centro de las franjas centrales, no así en intersección de las franjas de columnas que permite como límite mayor $1/8$ del ancho de la franja de columna de cualquiera de los dos vanos; y $1/4$ del ancho de la franja cuando se trata de la intersección entre una franja de columna y una franja central.

Las principales consideraciones a tomar en cuenta en las losas con aberturas es que el perímetro de cortante para el diseño se debe de modificar de acuerdo a la posición y geometría de la abertura; y el refuerzo a colocar debe ser equivalente al refuerzo de la losa sin abertura.

1.7. Cálculo de deflexiones

Los elementos sometidos a flexión deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada para limitar cualquier deflexión que pudiese afectar negativamente la resistencia y/o el funcionamiento de la estructura.

Se estiman dos deflexiones: inmediata y a largo plazo; se sabe que son mayores las deflexiones a largo plazo, que las inmediatas cuando se aplica carga por primera vez. Las inmediatas dependen principalmente de las condiciones geométricas de la losas y de la carga, en cambio las de largo plazo están en función de la carga permanente, del flujo plástico y la retracción del concreto.

El cálculo de las deflexiones a corto plazo se puede realizar utilizando las fórmulas usuales para deflexiones elásticas, siempre que los elementos sean prismáticos y no se considere la fisuración, de considerar los elementos fisurados o si la altura de los mismos varía, es necesario realizar un cálculo más exacto.

Para el cálculo de las deflexiones a largo plazo, los factores que se consideran son: humedad, temperatura, edad en el momento de la aplicación de la carga, cantidad de refuerzo a compresión, magnitud de la carga sostenida, entre otros, así como solo debe considerarse la carga muerta y la porción de la

carga viva que actúe de forma permanente, en este caso el AGIES NSE 10 considera como permanente el 50 por ciento de la carga viva.

Para determinar el valor adicional de la deflexión a largo plazo se puede multiplicar la deflexión inmediata por λ_{Δ} , y λ_{Δ} se determina de la siguiente manera:

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

En donde:

ρ' = cuantía de refuerzo A_s evaluada en el área bd en la mitad de la luz para tramos simples y continuos, y es el valor en el punto de apoyo para voladizos

ξ = factor dependiente del tiempo, que puede tomarse como:

3 meses	1,0
6 meses	1,2
12 meses	1,4
5 años	2

2. LOSAS EN DOS DIRECCIONES APOYADAS SOBRE COLUMNAS. CARGA HORIZONTAL

2.1. Losas en dos direcciones apoyadas sobre columnas. Carga horizontal

A diferencia del análisis para cargas verticales, el análisis para cargas horizontales en losas planas apoyadas sobre columnas no está normado en el código ACI 318, por lo que el diseñador deberá usar cualquier método con el que se lleguen a resultados que concuerden con datos de ensayos en este tipo de sistemas, entre estos métodos se pueden citar:

- El método del pórtico equivalente para cargas horizontales
- Análisis por elementos finitos

2.2. Ancho efectivo de losa en línea de columnas

Para los efectos de la rigidez en las líneas de columnas de losas sin capiteles ni ábacos, se utiliza un ancho efectivo de losa igual al ancho de la columna (perpendicular a la dirección del análisis) más tres veces la altura de la losa.

- Punzonamiento

El punzonamiento de las columnas en las losas planas, se da debido a los momentos de desequilibrio en las conexiones losas-columnas, que son consecuencia de:

- La distribución no uniforme de las cargas verticales,
- La aplicación de cargas laterales, específicamente sismos
- La suma de las anteriores

En eventos sísmicos las edificaciones se ven sometidas a cargas alternadas, por lo que, en el caso de las losas planas, las conexiones losas-columnas se pueden ver afectadas por la degradación cíclica de la resistencia del concreto al cortante, produciéndose así la falla de las losas alrededor de las columnas, lo que hace necesario colocar refuerzo a cortante.

2.3. Transferencia de momento

La transferencia de momentos entre losa-columna para cargas horizontales se da de la misma manera que para cargas verticales, es decir, un porcentaje del momento se transfiere por flexión y otra parte por cortante con lo que el diseñador debe de tener especial cuidado. Ver inciso 1.5.

2.4. Aberturas en losas

Tanto para cargas horizontales como para cargas verticales, en cuanto a las dimensiones de las aberturas en las losas, se aplica el mismo criterio. Ver inciso 1.6.

3. MUROS ESTRUCTURALES

3.1. Muros estructurales

Se definen así a los muros que son parte de un sistema constructivo resistente a cargas verticales accidentales, como sismos o vientos; en Guatemala por ser un lugar sísmico se les denomina muros estructurales a los muros que son parte del sistema resistente a cargas laterales y gravitacionales.

Generalmente a los muros estructurales en lugares sísmicos se les ha denominado muros de cortante, debido a que estos resisten las fuerzas del cortante basal, sin embargo, el nombre no es apropiado debido a que el modo crítico de falla puede ser controlado por cortante o por flexión.

Uno de los beneficios de los muros estructurales en edificios altos es que ayudan con el control de derivas de piso y en caso de sismos moderados ayudan al control de daño no estructural.

3.2. Tipos de muros estructurales

Existen varias formas de clasificar los muros estructurales:

- Por la forma de su sección transversal
- Por su forma en elevación
- Por su comportamiento

Este documento se enfoca en la clasificación de los muros por su comportamiento ante cargas verticales y cargas producidas por sismos, así como en cargas cíclicas reversibles, específicamente para muros de sección transversal rectangular, por lo que se centrará en los muros que pueden comportarse como muros dúctiles.

Los modos de falla de un muro estructural que ha sido diseñado para tener una falla dúctil, también están en función de su configuración geométrica, principalmente en función de su relación de altura a longitud, con base en esto se dividieron en muros esbeltos y muros robustos.

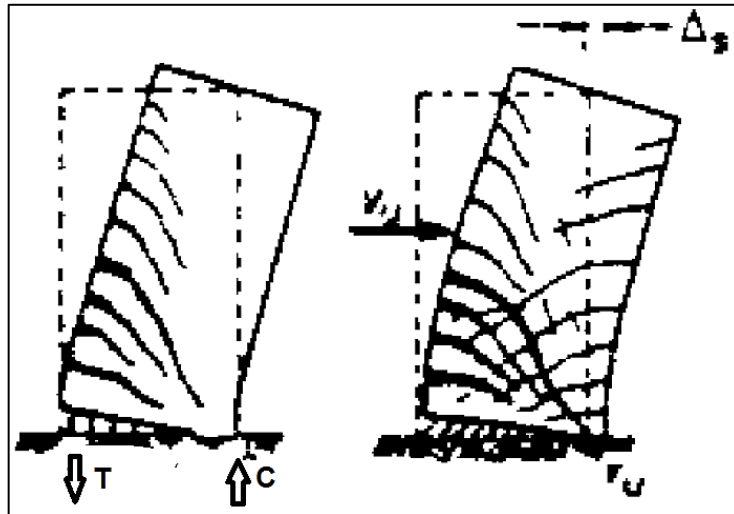
3.3. Muros estructurales esbeltos

También pueden ser denominados como muros en voladizo, tienen como característica principal que se pueden tratar estructuralmente con las teorías de una viga de concreto reforzado.

3.3.1. Modo de falla y criterio de diseño

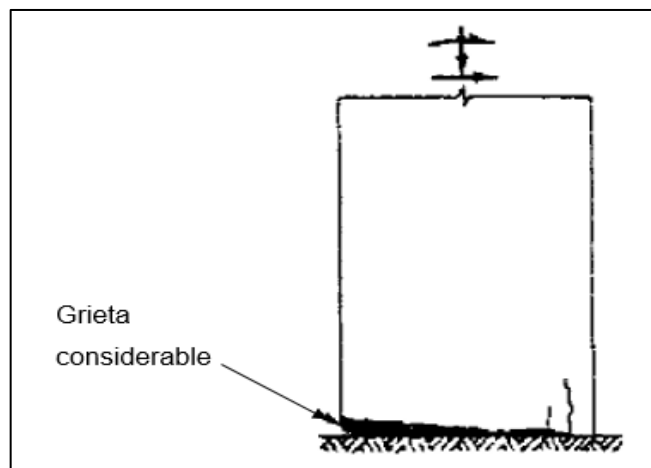
Para una mejor comprensión se presentan los modos de falla que pueden tener los muros estructurales esbeltos, adicionales a los indicados en las figuras, también se tiene el modo de falla por cortante o adherencia a lo largo de las uniones de barras o de anclajes.

Figura 3. **Plastificación de acero a flexión**



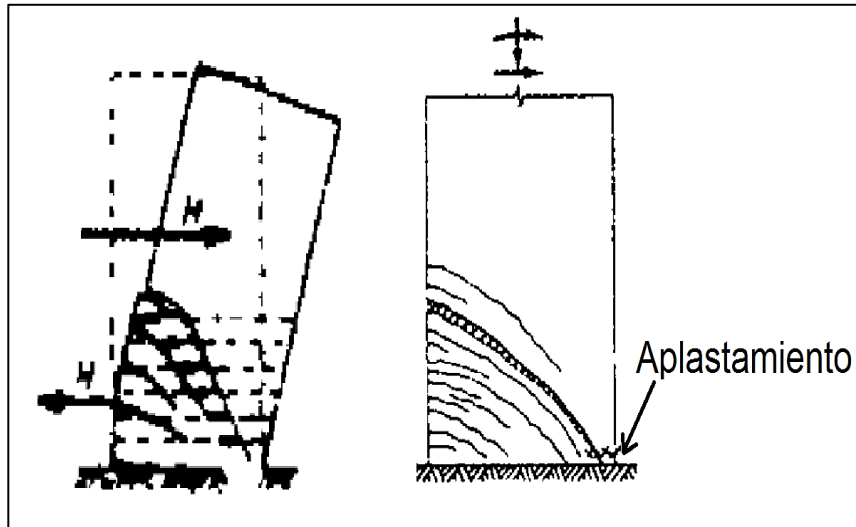
Fuente: elaboración propia, con programa Paint.

Figura 4. **Fractura del acero**



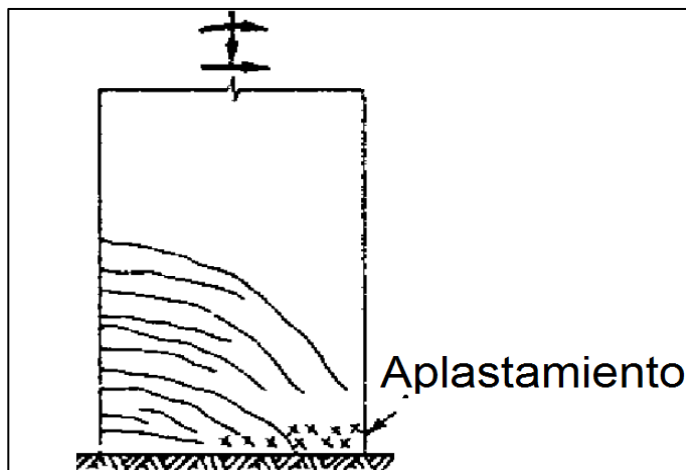
Fuente: elaboración propia, con programa Paint.

Figura 5. **Tensión diagonal**



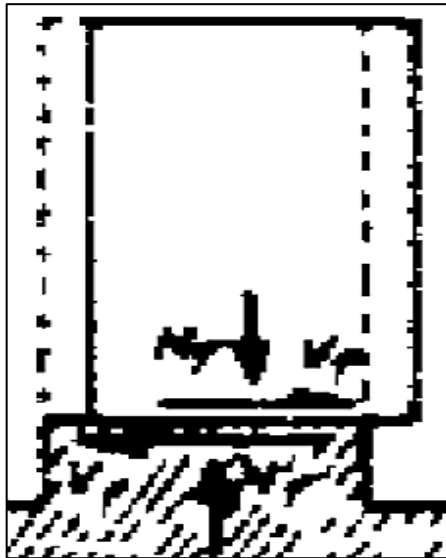
Fuente: elaboración propia, con programa Paint.

Figura 6. **Compresión diagonal causada por cortante**



Fuente: elaboración propia, con programa Paint.

Figura 7. **Inestabilidad del alma del muro o del refuerzo principal a compresión, el deslizamiento por cortante a lo largo de juntas de construcción**



Fuente: elaboración propia, con programa Paint.

Partiendo del hecho de estar en lugares sísmicos, en donde las estructuras resistentes a las fuerzas laterales deben tener un comportamiento dúctil, se debe de asegurar una falla por plastificación del acero de refuerzo a flexión en las zonas de articulación plásticas, esto para controlar la resistencia, las deformaciones inelásticas y la capacidad de deformación de la estructura. Ver figura 3.

Para los criterios de diseño se debe considerar que para tener una falla por plastificación del acero de refuerzo a flexión, es necesario colocar el refuerzo por flexión en los extremos del muro, y confinar los extremos de los muros mediante estribos con pequeñas separaciones, para aumentar la

capacidad de deformación útil del concreto y retrasar el pandeo del acero que se está confinando.

También se debe garantizar en el diseño por flexión que el agrietamiento diagonal del muro no ocurra aún ante los momentos máximos al que puede verse sometido el muro, para prevenir el aplastamiento del concreto en el alma, por lo que siempre se debe de prever que el cortante será resistido por el refuerzo del muro, si el agrietamiento diagonal llegase a ocurrir.

Si se realiza una comparación entre sus dimensiones, el ancho de los muros para edificios es relativamente pequeño, por lo que podría pensarse en que pueden presentarse problemas de inestabilidad de borde a compresión, sin embargo, las losas que llegan a los muros cumplen la función de diafragmas horizontales, por lo que la altura no apoyada es la altura entre pisos.

Debido a que estos muros se encuentran sometidos a momentos flexionantes provocados por las fuerzas sísmicas y a cargas axiales debidas a las cargas de gravedad, la manera de analizarlos es, con las teorías de interacción momento-carga axial, teoría propiamente aplicada a columnas.

3.3.2. Resistencia a la flexión

Cuando el acero es proporcionado uniformemente en estos muros se ha comprobado que es antieconómico y no se obtendrá la absorción de energía en el intervalo inelástico, debido a que los brazos de muchas varillas se hace cada vez más pequeño, lo que no contribuye al momento máximo; contrario a esto, cuando el refuerzo a flexión se coloca próximo a los bordes se producen mejores propiedades de ductilidad.

En los muros estructurales altos, para aumentar su ductilidad se deben confinar las áreas a compresión, de la misma manera que en las columnas, esto podría incluso llegar a ser en toda la altura de un piso.

Para cuantificar la resistencia a flexión de los muros rectangulares se puede simplificar si se desprecia la contribución del refuerzo en el núcleo elástico, obteniendo así, una manera conservadora y simplificada de cuantificar la resistencia a flexión mediante el modelo matemático:

$$M_u = 0,5A_s f_y l_w \left(1 + \frac{N_u}{A_s f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right)$$

En donde:

N_u = la carga axial y se toma positiva si es a compresión

A_s = el acero total, distribuido uniformemente

f_y = la fluencia del acero

c = la distancia del eje neutro a la fibra extrema en compresión

l_w = la longitud del muro en planta

Para considerar la inestabilidad de muros delgados, una manera conservadora de hacerlo es tratando los extremos de los muros como columnas aisladas sometida a carga axial y en caso de ser necesario se puede aumentar la sección en tales extremos.

Para asegurar que la articulación plástica se forme en la base del muro, es necesario colocar el refuerzo por flexión en la cantidad igual a la requerida por el análisis, en la longitud de la articulación, que según datos experimentales la misma varía entre $0,3 l_w$ y $0,8 l_w$, después de esta longitud, las varillas deberán

de tener la longitud de desarrollo y el refuerzo se puede sobrediseñar para forzar la fluencia del acero en la base del muro.

3.3.3. Resistencia al cortante

Al igual que en vigas, para muros estructurales esbeltos se puede analizar la resistencia a corte bajo las siguientes consideraciones:

- La contribución que hace la compresión en el mecanismo de resistencia a cortante.
- Confinamiento de los muros en posibles articulaciones plásticas debido a los efectos adverso de aceleración vertical por sismos, despreciando la contribución de la compresión en estas áreas.

Cuando se provee un 0,25 por ciento de refuerzo horizontal en los muros, se puede contar con un correcto anclaje y el refuerzo esté en el rango elástico, es posible considerar que la capacidad a cortante de los muros en estas áreas es de $4\sqrt{f'_c}$.

En cuanto a las juntas de construcción, es necesario suministrar suficiente acero vertical en el alma del muro, con el fin de evitar deslizamientos horizontales durante los sismos. Se debe evaluar el cortante en estas áreas sin sobreestimar la contribución de la carga vertical, por lo que se debe hacer una reducción de la carga real por lo menos en un 20 por ciento considerando la aceleración vertical de los eventos sísmicos.

La resistencia a cortante de la junta de construcción debe ser mayor o igual a la resistencia a cortante solicitada en ese nivel. Para cumplir con este

requisito se debe suministrar un refuerzo vertical según el siguiente modelo matemático:

$$\rho_{vf} \geq \left(v_u - 0,85 \frac{N}{A_g} \right) \frac{0,94}{f_y} \geq 0,0025 = \rho_{vf,min}$$

Es necesario para poder utilizar esta ecuación, contar con carga axial de compresión.

3.3.4. Confinamiento

Debido a que cuando fluye el acero del refuerzo a flexión, los esfuerzos a compresión aumentan para equilibrar la tensión, es necesario confinar la zona donde se produce la articulación plástica, para evitar el desconchamiento y aplastamiento del concreto, que vendría a ser en los extremos de los muros.

Al agregar patines en los extremos de los muros (ver figura x) se evita la inestabilidad lateral del núcleo confinado. Agregado a esto se recomienda que el espesor del muro sea por lo menos un 10 por ciento de la altura del primer nivel del edificio.

3.3.5. Diseño según ACI 318S-08, IBC 2006, AGIES NSE 2010

De acuerdo al ACI 318S-08 los requisitos de diseño de muros especiales dúctiles son:

3.3.5.1. Fuerzas de diseño

El cortante último V_u se obtiene del análisis para carga lateral, cabe mencionar que cuando existen aberturas en los muros, como ventanas, el cortante puede ser bastante mayor; aunque este documento se enfoca en muros de secciones rectangulares sin aberturas.

3.3.5.2. Resistencia al cortante

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \alpha_c = 0,25 \quad \text{Para } \frac{h_w}{l_w} \leq 1,5$$

$$\alpha_c = 0,17 \quad \text{Para } \frac{h_w}{l_w} = 2,0$$

α_c varía linealmente de 0,25 a 0,17 para valores de $\frac{h_w}{l_w}$ entre 1,5 y 2,0

El refuerzo a cortante para valores de $\frac{h_w}{l_w}$ menores a 2,0, las cuantías de acero vertical y horizontal deben ser iguales, esto con el fin de restringir las fisuras inclinadas; el acero en los bordes para resistir flexión no deberá ser incluido como parte del acero por corte.

3.3.5.3. Flexión y carga axial

En general el diseño de los muros para flexión y carga axial, sigue varios de los lineamientos para columnas, tales como:

- La máxima deformación unitaria en la fibra extrema a compresión del concreto es $\epsilon_{cu} = 0,003$.

- El esfuerzo en el refuerzo es E_s veces la deformación unitaria del acero, para esfuerzos menores que f_y esto es: si $\epsilon_s < \epsilon_y \Rightarrow A_s f_y = A_s E_s \epsilon_s$.
- Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo es independiente de la deformación e igual a f_y , esto es: si $\epsilon_s \geq \epsilon_y \Rightarrow A_s f_y = A_s f_y$.
- Es mejor práctica no considerar la resistencia a tracción del concreto (módulo de ruptura) en los cálculos de elementos sometidos a flexión y carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos y la deformación en el concreto, se debe suponer de cualquier forma siempre que coincida con los resultados de ensayos representativos.
- El diseño debe basarse en la compatibilidad de deformaciones, para las secciones controladas por compresión y refuerzo grado 420 (60 000 psi) se permite fijar el límite de deformación unitaria en el concreto en 0,002; para las secciones controladas por flexión recientemente se ha fijado el límite de deformación unitaria neta en tracción en 0,005 para todos los tipos de acero de refuerzo, esto proporciona un comportamiento dúctil.
- Para casos en donde se requiera de una mayor ductilidad que la proporcionada por una deformación en el acero de refuerzo a tracción de 0,005, como es el caso de momentos en pórticos y elementos continuos, y que implique una redistribución de momentos, la deformación en el acero de refuerzo debe ser no menor de $\epsilon_t = 0,0075$.
- La deformación unitaria en el acero de refuerzo para carga axial mayorada de compresión menor a $0,10f'_c A_g$ debe ser $\epsilon_t = 0,004$; esto genera tener una cuantía menor a la balanceada, lo cual genera una falla dúctil.
- La cimentación de los muros debe diseñarse para desarrollar las fuerzas del ala y del alma del muro.

- Se considera solo el concreto dentro del ancho efectivo del ala.
- Donde las secciones de muros se unan y formen muros con forma de L, T, C u otra forma, se debe considerar la influencia del ala en el comportamiento del muro, considerando las alas como el menor valor entre la mitad de la distancia al alma de un muro adyacente y el 25 por ciento de la altura total del muro.

3.3.5.4. Refuerzo

- Las cuantías de acero para el refuerzo vertical y horizontal ρ_l y ρ_t , respectivamente, es de 0,25 por ciento y el espaciamiento entre varillas no debe exceder de 450 milímetros.
- El refuerzo que contribuye a V_n se debe colocar en forma continua y debe estar distribuido a través del plano de cortante.
- Si $V_u > 0,17A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ se deben emplear al menos dos capas de refuerzo.
- Los empalmes en lugares donde se espera que la fluencia del acero longitudinal debe ser multiplicado por 1,25 considerando que la resistencia real exceda la resistencia la resistencia de la barra especificada.

3.4. Muros estructurales robustos

Un muro estructural es robusto si su altura es menor a la mitad de su longitud. La manera de analizar este tipo de muros es como una viga de gran peralte. Por lo general fallan primero por corte, debido a que su resistencia a flexión es bastante alta, se puede decir que si se quiere una falla dúctil el refuerzo a flexión debe ser moderado, de lo contrario se sufrirá una falla frágil, la fuerza cortante se deberá resistir por el acero del alma.

3.4.1. Tipos de muros

De acuerdo a su comportamiento se clasifican en:

- Muros elásticos: debido a que su resistencia es tan alta, es común que responda en el intervalo elástico ante sismos intensos.
- Muros que pueden cabecear: esto sucede para muros sujetos a cargas gravitacionales muy pequeñas y que resisten las cargas laterales, si la cimentación se diseña para este tipo de comportamiento, el muro permanecerá elástico.
- Muros dúctiles: mucho depende de la cimentación para que un muro robusto pueda o no presentar un comportamiento elástico, por lo que si la misma no es apropiada para que el muro permanezca en el rango elástico, es necesario diseñar estos muros de tal manera que su comportamiento sea elástico y no se presente una falla frágil.

3.4.2. Resistencia a la flexión

Debido a sus características geométricas se cuenta con brazos de palanca bastante grandes para las varillas de refuerzo vertical, esto hace que su resistencia a la flexión generalmente sea suficiente colocándole el acero mínimo, esto es el 0,25 por ciento del área de concreto.

3.4.3. Resistencia al cortante

Para estos muros se evalúa la resistencia a cortante al igual que en las vigas, la diferencia radica en cómo se evalúa V_c . La cantidad mínima de acero en los muros, para resistir el cortante es de 0,25 por ciento del área de concreto, adicional a esto se sabe que en los muros estructurales cortos es

necesario que el acero vertical sea igual al acero horizontal debido a que esto permite que se formen puntales a compresión diagonal.

3.4.4. Control de deslizamiento por cortante

Los desplazamientos por corte excesivo producen efectos negativos en la respuesta histerética de los muros, este comportamiento puede mejorarse colocando refuerzo diagonal que cruce el plano de deslizamiento con el fin de resistir el cortante por deslizamiento.

Según ensayos es notable el mejoramiento en el comportamiento de la respuesta histerética colocando refuerzo diagonal que resista un 30 por ciento del cortante por deslizamiento, por lo que se diseña el refuerzo por deslizamiento en la base para que resista un 50 por ciento del cortante y lo demás se resista por acción de dovela.

3.4.5. Control de la tensión diagonal

Esta es controlada por el acero horizontal, equilibrando el cortante que actúa sobre un plano de falla con una inclinación de 45 grados, la componente horizontal del acero diagonal que se coloca para resistir el deslizamiento por cortante, puede ser tomado como parte de la resistencia a la tensión diagonal.

4. PREDIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURA

Para realizar el predimensionamiento de una estructura es necesario tener la arquitectura del proyecto, ya que esto limita las dimensiones de los claros, con base en estos requisitos se pueden utilizar parámetros que permitan determinar las dimensiones de los elementos que cumplan con los requisitos principales de funcionamiento, economía y seguridad, para realizar el diseño.

El objetivo del diseñador es proveer la mejor solución al menor costo, sin poner en riesgo la seguridad de la personas ni la inversión, es por ello que se hace necesario apegarse a los diferentes códigos de construcción, los cuales establecen los parámetros que limitan especificaciones tanto para la seguridad ante sismos, daño de equipo, vidrios, entre otros, así como para la percepción de seguridad de las personas.

4.1. Estructura de marcos espaciales dúctiles

Los elementos que se necesitan predimensionar en este tipo de estructuras son: columnas, vigas principales, vigas secundarias y losas.

Se deben considerar varios factores para el dimensionamiento inicial de la estructura, uno muy importante es la uniformidad, en la medida de lo posible y lo lógico, de los diferentes elementos estructurales debido a que facilita la construcción.

Como se sabe, la manera de construir es de abajo hacia arriba, iniciando con la cimentación, seguido por las columnas, vigas y losas, pero para el

diseño se inicia estimando el espesor de la losa que se desea manejar y con base en esto, se estiman las cantidades de vigas secundarias que se necesitan para las vigas principales, generalmente la arquitectura limita el tamaño de las luces de los marcos, y con base en esto se dimensionan los tamaños de los mismos.

En el dimensionamiento de las losas, el primer factor a tomar en cuenta es la manera en que trabaja la losa que puede ser en una o en dos direcciones, partiendo de esto, para cargas comunes, y de la percepción de las personas a la deflexión los códigos establecen espesores mínimos para no chequear la última, en función de sus dimensiones. Para losas en una dirección, el código ACI 318, presenta las siguientes recomendaciones:

Tabla I. **Espesor para losas en una dirección apoyada en los bordes y vigas**

ESPESOR MÍNIMO, h				
Elemento	Simplemente apoyados	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Losas macizas en una dirección	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18,5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

Fuente: elaboración propia.

Para losas en dos direcciones el código ACI 318 también establece parámetros para controlar la deflexión, pero en general se utiliza el modelo matemático empírico de:

$$\frac{\text{Perímetro}}{180}$$

Para el predimensionamiento de la altura de las vigas se puede basar en dos parámetros, el primero es utilizar las expresiones: 10 por ciento de la luz de la viga (para vigas principales) y 8 por ciento de la luz de la viga (para vigas secundarias), así como las expresiones de la tabla I; el ancho de las vigas depende de la altura, según el código ACI 318-05 el ancho mínimo es $h/3$ aunque por lo general en vigas principales el ancho es la mitad de la altura de la viga.

Los elementos verticales se predimensionan calculando el área tributaria de la columna que se estima más carga recibirá, son las últimas en predimensionarse debido a que para calcular la carga que recibirá se necesita tener definidas las dimensiones estimadas de las vigas y losas; teniendo el área tributaria de la columna más cargada se procede a realizar una estimación de las cargas muertas, las sobrecargas y cargas vivas que se estiman en el edificio, se multiplican por el número de niveles y de los modelos matemáticos para la estimación de las cargas axiales se determina el tamaño de las columnas:

$$\phi P_{n(\max)} = 0,85\phi [0,85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Cabe mencionar que aunque no se toman en consideración varios factores como momentos por cargas verticales y momentos por cargas sísmicas

estando en la etapa de predimensionamiento, por lo que utilizar el método anterior dará resultados bastante cercanos a un diseño óptimo.

4.2. Estructura de sistema de muros estructurales más losa plana

Los elementos estructurales que forman este sistema son: losas, columnas y muros. Para predimensionar este sistema, se debe considerar que el principal punto de atención son las losas, por lo que no hay que subestimar en realizar todos los chequeos que aseguren no habrá una falla por punzonamiento. Del código ACI 318 se presenta la referencia para predimensionar el espesor de las losas.

Tabla II. **Espesor para losas en una dirección sin vigas interiores**

f_y , MPa	Sin ábacos			Con ábacos		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde		Sin vigas de borde	Con vigas de borde	
300	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{40}$	$\frac{l_n}{40}$
420	$\frac{l_n}{30}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$
520	$\frac{l_n}{28}$	$\frac{l_n}{31}$	$\frac{l_n}{31}$	$\frac{l_n}{31}$	$\frac{l_n}{34}$	$\frac{l_n}{34}$

Fuente: elaboración propia.

Donde l_n es la luz libre en la dirección larga, medida entre caras de los apoyos en losas sin vigas.

Para el predimensionamiento de columnas la metodología es la misma que en el caso de marcos espaciales dúctiles. Ver 4.1 párrafo 8.

Un factor a tomar en cuenta para el espesor de los muros es que, según ensayos, la relación $l_w/25$ permite que puedan obtenerse esfuerzos cortantes últimos mayores que $0,83\sqrt{f'_c}$ por lo que se puede utilizar este parámetro para dimensionar el espesor de los mismos.

Para predimensionar la longitud del muro l_w hay que tomar en cuenta que los muros deberán ser diseñados como muros dúctiles por estar en una zona altamente sísmica, por lo que se debe iniciar cumpliendo con dimensionar un muro esbelto, esto es, un muro con relación de altura a longitud menor a 2; aunque mucho dependerá de la arquitectura del edificio.

5. REQUERIMIENTOS DE DISEÑO SEGÚN NORMAS ACI 318S-08, IBC 2006 Y AGIES 2010

5.1. Espesores

Según el inciso 14.5.3.1 del ACI 318S-08, el espesor mínimo para muros de carga es de 1/25 de la altura o longitud del muro, la que sea menor y no puede ser menos de 100 milímetros.

5.2. Refuerzo a flexión de muros

Según el ACI 318S-08, la cuantía mínima del refuerzo a flexión en muros estructurales es de 0,0025, también establece que si el cortante de diseño V_u es menor que $A_c v \sqrt{f'_c} / 12$, la cuantía se puede reducir hasta 0,0012 de acuerdo a las siguientes condiciones:

- 0,0012 para barras corrugadas menores que Núm. 16 y f_y mayor a 420 MPa.
- 0,0015 para barras corrugadas no descritas en el inciso anterior.
- 0,0012 para refuerzo electrosoldado de alambre (liso o corrugado) no mayor que MW200 o MD200.

5.3. Refuerzo a corte de muros

Al igual que el refuerzo vertical, la cuantía por refuerzo de corte en los muros debe ser al menos 0,0025, y se puede reducir si el cortante último

actuante V_u es menor que $A_{cv} \sqrt{f'_c} / 12$ de acuerdo a las siguientes condiciones:

- 0,0020 para barras corrugadas menores que Núm. 16 y f_y mayor a 420 MPa.
- 0,0025 para barras corrugadas no descritas en el inciso anterior.
- 0,0020 para refuerzo electrosoldado de alambre (liso o corrugado), no mayor que MW200 o MD200.

Cuando el cortante V_u sea mayor a $A_{cv} \sqrt{f'_c} / 12$ el refuerzo debe colocarse en dos capas, esto con el objetivo de restringir la fragmentación del concreto en caso de sismos.

5.4. Refuerzo a flexión de losas planas apoyadas sobre columnas

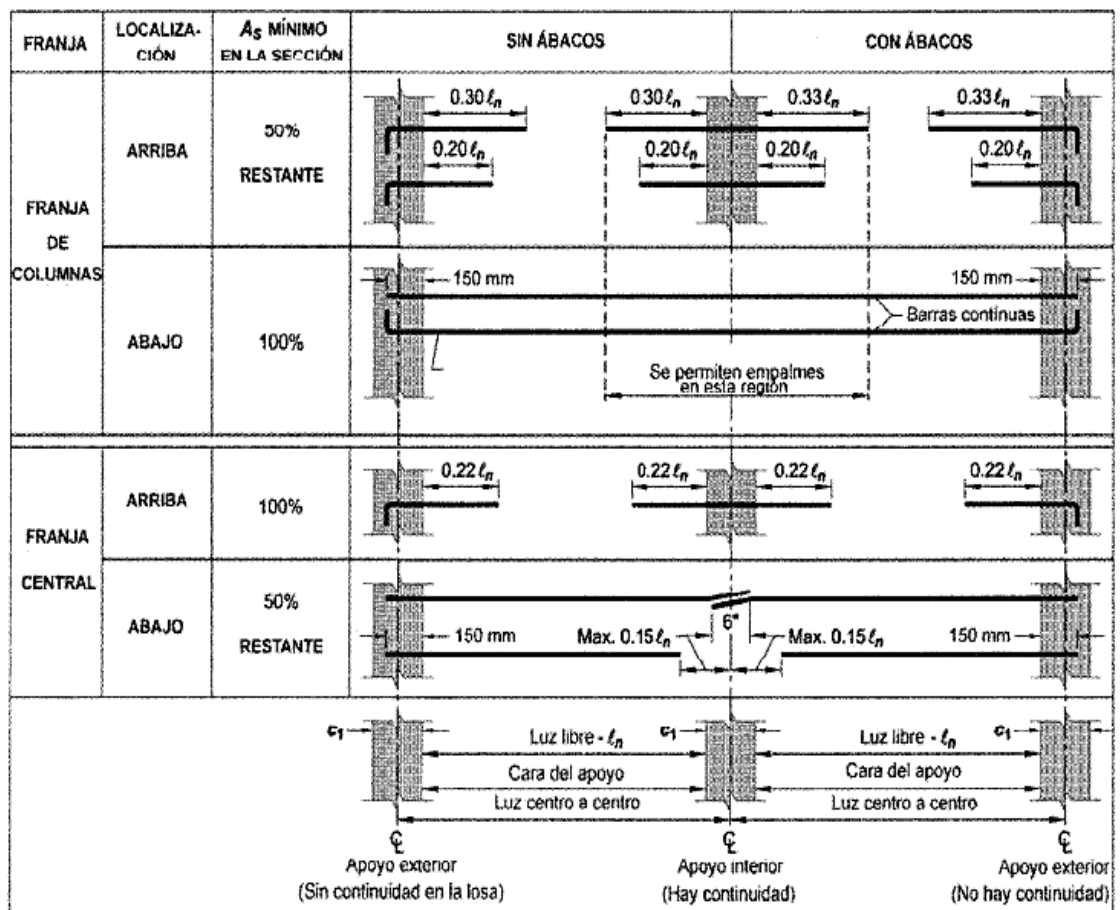
Uno de los primeros requisitos a cumplir, es el refuerzo mínimo por flexión, siempre tomando en cuenta que es mejor tener barras de poco diámetro a poca distancia, que barras de gran tamaño a grandes distancias, esto para controlar las grietas.

Se debe cumplir con el refuerzo de retracción y temperatura según se indica:

- 0,0020 donde se empleen barras de acero corrugado grado 280 (40 Ksi) o 350.
- 0,0018 donde se empleen barras de acero corrugado grado 420 (60 Ksi) i mallas electrosoldadas.

Espaciamiento máximo del acero: 2 veces el espesor de la losa, para losas macizas. Del refuerzo para momento positivo: cuando es perpendicular a un borde discontinuo, deberá continuarse hasta el borde y embeberlo 0,15 metros en forma recta o con gancho en el apoyo. Del refuerzo para momento negativo: cuando es perpendicular a un borde discontinuo, deberá doblarse, formar gancho o anclarse en el apoyo según las especificaciones de los códigos para estos anclajes, ver figura 8.

Figura 8. Refuerzo de losas en dos direcciones



Fuente: elaboración propia, con programa Paint.

Cabe mencionar que los requerimientos anteriores se deben de tomar como mínimos en losas que son parte del sistema que resiste cargas laterales, y que para determinar las longitudes del refuerzo para este caso, se deberá hacer un análisis.

5.5. Refuerzo a corte de losas planas apoyadas sobre columnas

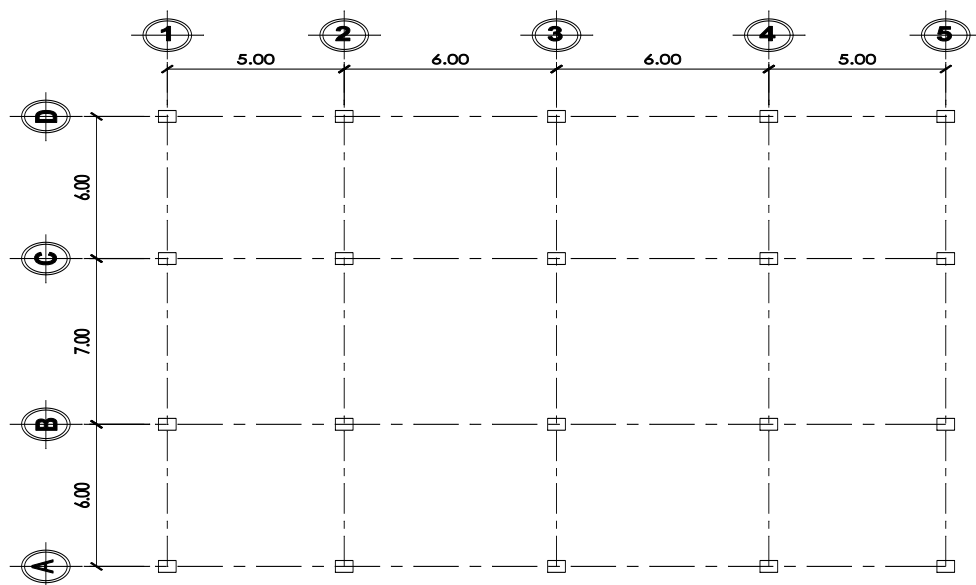
El ACI 318 permite refuerzo de cortante en las losas, si consistente en: barras, alambres y estribos de uno o varias ramas, siempre y cuando d sea mayor a 150 milímetros o 16 veces el diámetro de la varilla de refuerzo por cortante. Cuando se coloque refuerzo a corte en las losas, el cortante proporcionado por el concreto debe tomarse no mayor a $0,17\lambda\sqrt{f'_c}b_0d$ y el cortante proporcionado por acero se calcula de acuerdo a $V_s = \frac{A_v f_{yt}d}{s}$, donde A_v debe tomarse como el área de sección transversal de todas las ramas del refuerzo en una línea periférica que es geoméricamente similar al perímetro de la sección de la columna.

6. ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICIO CON SISTEMA DE MARCOS ESPACIALES DÚCTILES RESISTENTES AL 100 % DE CARGAS LATERALES Y USO DE LOSAS SÓLIDAS COMO DIAFRAGMA RÍGIDO, POR MEDIO DE LA UTILIZACIÓN DE LOS PROGRAMAS PARA COMPUTADORA: ETABS 9.7.4. Y SAFE 12

6.1. Parámetros del edificio

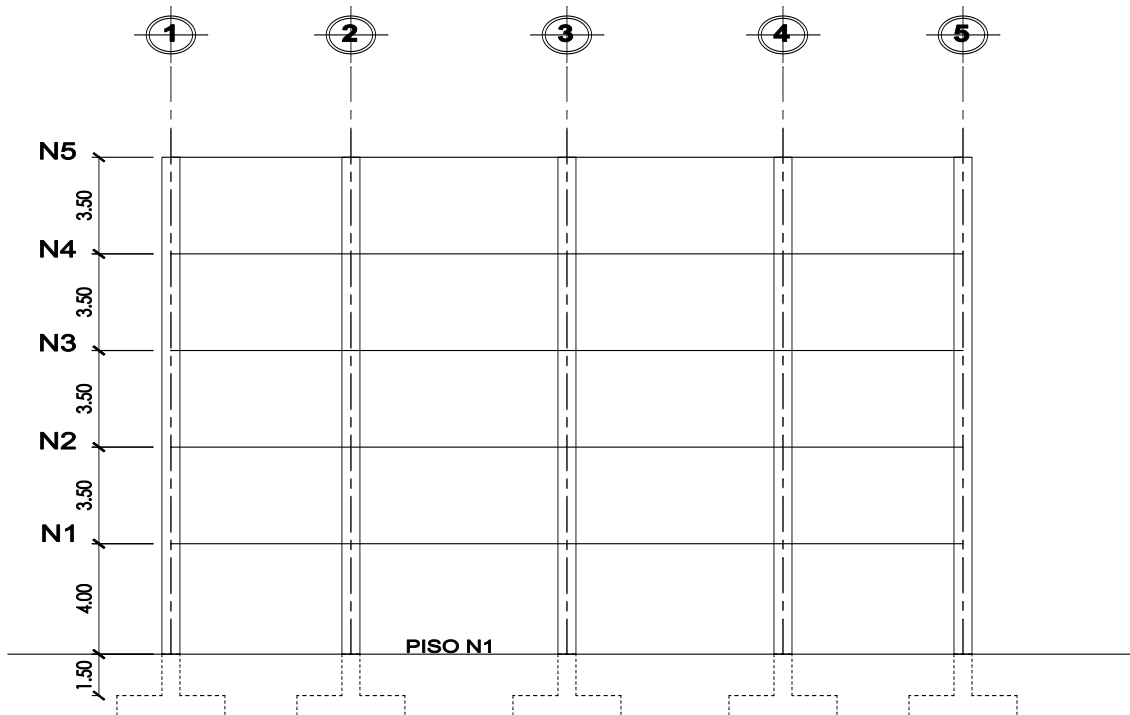
Se indica a continuación las dimensiones en planta y en elevación para el diseño de la estructura de marcos espaciales dúctiles.

Figura 9. **Planta edificio (sistema de marcos espaciales dúctiles)**



Fuente: elaboración propia, con programa DraftSight.

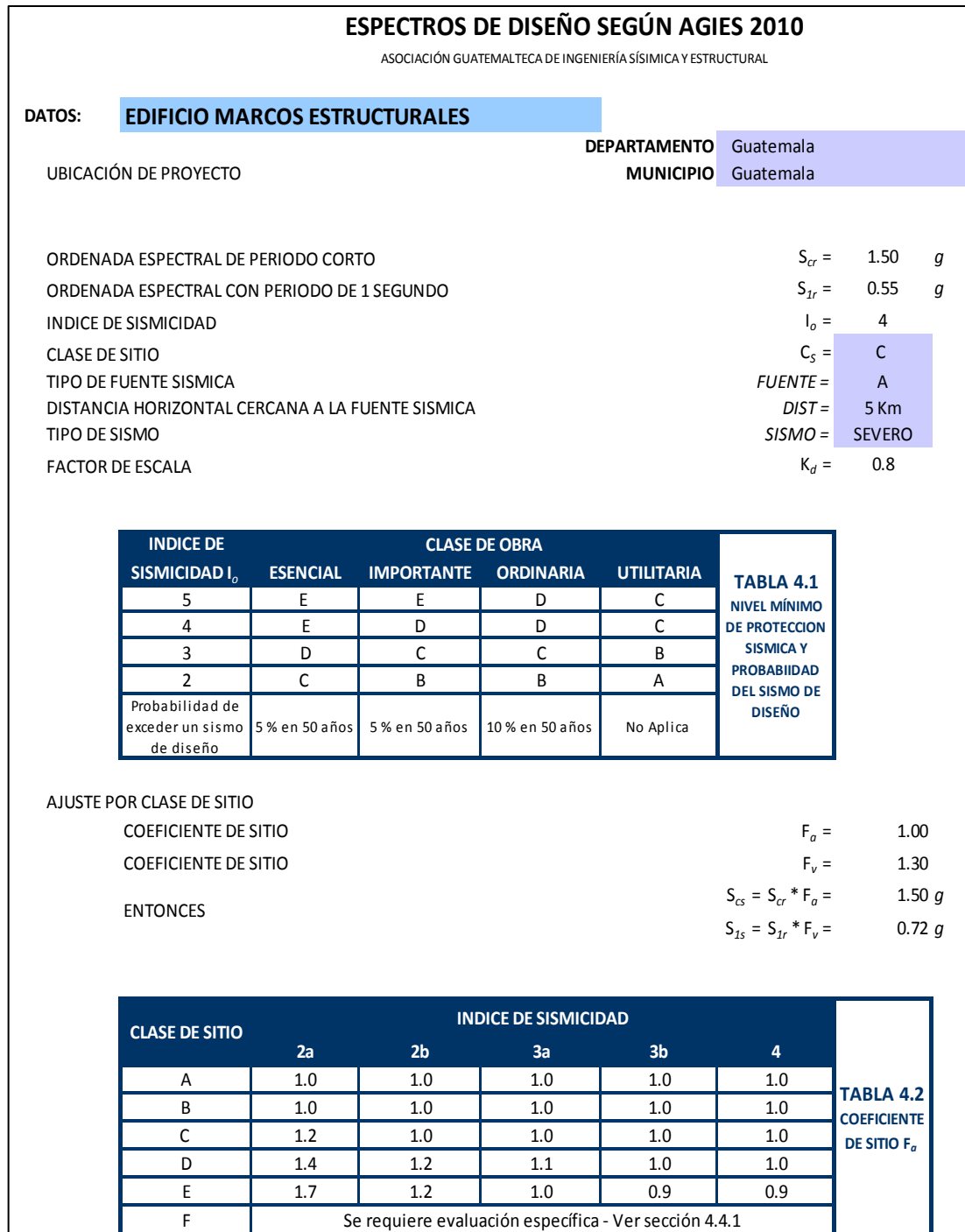
Figura 10. Elevación del edificio (el sistema de marcos espaciales dúctiles)



Fuente: elaboración propia, con programa DraftSight.

- Datos para determinar el sismo de diseño según AGIES NS 2010
Uso: oficinas
Carga viva: 300 kg/m^2 (según tabla 3-1 del AGIES NS – 2)
Sobrecarga muerta: 225 kg/m^2
Lugar de ubicación: ciudad de Guatemala
Tipo de suelo: C
Tipo de obra: importante
Sistema estructural: E-1 (sistema de marcos)

Figura 11. **Espectros de diseño para un edificio con marcos espaciales dúctiles según AGIES 2010**



Continuación de la figura 11.

CLASE DE SITIO	INDICE DE SISMICIDAD					TABLA 4.3 COEFICIENTE DE SITIO F_v
	2a	2b	3a	3b	4	
A	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3	
D	2.0	1.8	1.7	1.6	1.5	
E	3.2	2.8	2.6	2.4	2.4	
F	Se requiere evaluación específica - Ver sección 4.4.1					

TIPO DE FUENTE	DESCRIPCION	MAXIMA MAGNITUD- MOMENTO	TASA DE CORRIMIENTO (mm por año)	TABLA 4.5 TIPO DE FUENTE SISMICA
A	FALLAS GEOLOGICAS CAPACES DE GENERAR EVENTOS DE GRAN MAGNITUD Y CON ALTA TASA DE SISMICIDAD (nota 1)	$M_o \geq 7.0$	$TC \geq 5$	
B	FALLAS GEOLOGICAS QUE NO SON A o C	$M_o \geq 7.0$ $M_o < 7.0$ $M_o \geq 6.5$	$TC < 5$ $TC > 2$ $TC < 2$	
C	FALLAS GEOLOGICAS INCAPACES DE GENERAR EVENTOS DE GRAN MAGNITUD Y QUE TIENEN BAJA TASA DE SISMICIDAD	$M_o < 6.5$	$TC < 2$	
NOTA 1: La zona de subducción de Guatemala no se considera por la distancia a la fuente				
NOTA 2: La magnitud M_o y el TC deben concurrir simultáneamente cuando se califique el tipo de fuente sísmica				

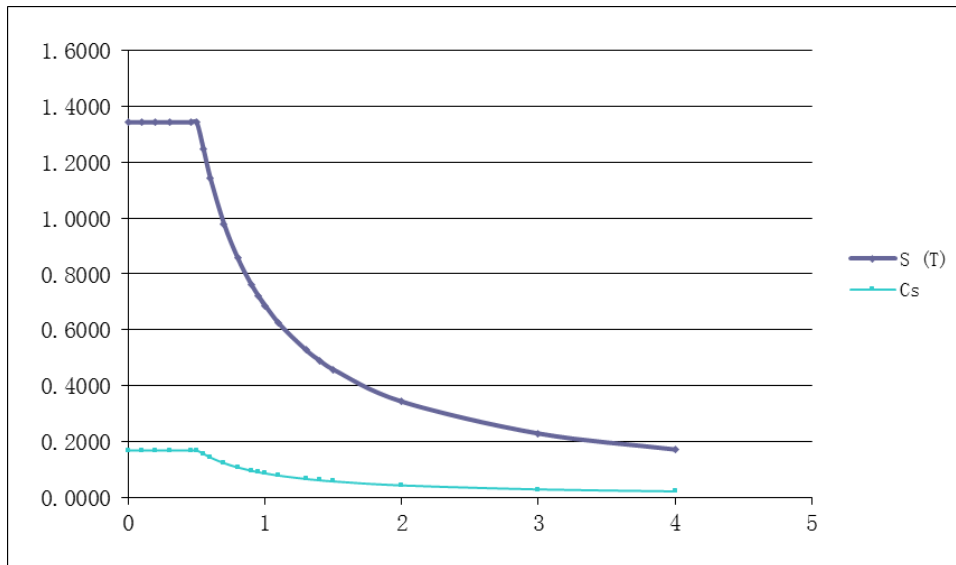
TIPO DE FUENTE	DISTANCIA HORIZONTAL MAS CERCANA A FUENTE SISMICA (nota 1)			TABLA 4.6 FACTOR N_v PARA PERIODOS CORTOS DE VIBRACION
	≤ 2 Km	5 Km	≥ 10 Km	
A	1.25	1.12	1.00	
B	1.12	1.00	1.00	
C	1.00	1.00	1.00	
NOTA 1: Tomar la distancia horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 Km.				
NOTA 2: Utilizar el factor N_v que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes.				

Continuación de la figura 11.

TIPO DE FUENTE	DISTANCIA HORIZONTAL MAS CERCANA A FUENTE SISMICA (nota 1)				TABLA 4.7 FACTOR N_v PARA PERIODOS LARGOS DE VIBRACION																																																																			
	≤ 2 Km	5 Km	10 Km	≥ 15 Km																																																																				
A	1.40	1.20	1.10	1.00																																																																				
B	1.20	1.10	1.00	1.00																																																																				
C	1.00	1.00	1.00	1.00																																																																				
NOTA 1: Tomar la distancia horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 Km.																																																																								
NOTA 2: Utilizar el factor N_v que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes.																																																																								
AJUSTE POR INTENSIDADES SÍSMICAS ESPECIALES																																																																								
COEFICIENTE DE SITIO $N_d = 1.12$																																																																								
COEFICIENTE DE SITIO $N_v = 1.20$																																																																								
ENTONCES $S_{cs} = S_{cf} * F_d * N_d = 1.68 g$																																																																								
$S_{ts} = S_{tr} * F_v * N_v = 0.86 g$																																																																								
PERIODO DE TRANSICION $T_s = S_{ts} / S_{cs} = 0.5107$																																																																								
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">FACTORES DE ESCALA</th> <th rowspan="2">TABLA 4.8 FACTORES DE ESCALA</th> </tr> <tr> <th>TIPO DE SISMO</th> <th>PROBABILIDAD</th> <th>FACTOR K_d</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>ORDINARIO</td> <td>10% DE SER EXCEDIDO EN 50 AÑOS</td> <td>0.66</td> <td rowspan="4"></td> </tr> <tr> <td>SEVERO</td> <td>05% DE SER EXCEDIDO EN 50 AÑOS</td> <td>0.80</td> </tr> <tr> <td>EXTREMO</td> <td>02% DE SER EXCEDIDO EN 50 AÑOS</td> <td>1.00</td> </tr> <tr> <td>MINIMO</td> <td>CONDICION DE EXCEPCION</td> <td>0.55</td> </tr> </tbody> </table>						FACTORES DE ESCALA			TABLA 4.8 FACTORES DE ESCALA	TIPO DE SISMO	PROBABILIDAD	FACTOR K_d	ORDINARIO	10% DE SER EXCEDIDO EN 50 AÑOS	0.66		SEVERO	05% DE SER EXCEDIDO EN 50 AÑOS	0.80	EXTREMO	02% DE SER EXCEDIDO EN 50 AÑOS	1.00	MINIMO	CONDICION DE EXCEPCION	0.55																																															
FACTORES DE ESCALA			TABLA 4.8 FACTORES DE ESCALA																																																																					
TIPO DE SISMO	PROBABILIDAD	FACTOR K_d																																																																						
ORDINARIO	10% DE SER EXCEDIDO EN 50 AÑOS	0.66																																																																						
SEVERO	05% DE SER EXCEDIDO EN 50 AÑOS	0.80																																																																						
EXTREMO	02% DE SER EXCEDIDO EN 50 AÑOS	1.00																																																																						
MINIMO	CONDICION DE EXCEPCION	0.55																																																																						
ESPECTRO CALIBRADO AL NIVEL DE DISEÑO REQUERIDO																																																																								
$S_{cd} = K_d * S_{cs} = 1.344 g$																																																																								
$S_{td} = K_d * S_{ts} = 0.6864 g$																																																																								
ACELERACION MAXIMA DEL SUELO $AMS_d = 0.40 * S_{cd} = 0.5376 g$																																																																								
COMPONENTE VERTICAL DEL SISMO DE DISEÑO $S_{vd} = 0.15 * S_{cd} = 0.2016 g$																																																																								
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">CONSTRUCCIÓN DE ESPECTRO DE RESPUESTA</th> <th rowspan="2">R= 8</th> </tr> <tr> <th>T (s)</th> <th>S (T)</th> <th>Cs</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>1.3440</td><td>0.1680</td></tr> <tr><td>0.10</td><td>1.3440</td><td>0.1680</td></tr> <tr><td>0.20</td><td>1.3440</td><td>0.1680</td></tr> <tr><td>0.30</td><td>1.3440</td><td>0.1680</td></tr> <tr><td>0.46</td><td>1.3440</td><td>0.1680</td></tr> <tr><td>0.50</td><td>1.3440</td><td>0.1680</td></tr> <tr><td>0.55</td><td>1.2480</td><td>0.1560</td></tr> <tr><td>0.60</td><td>1.1440</td><td>0.1430</td></tr> <tr><td>0.70</td><td>0.9806</td><td>0.1226</td></tr> <tr><td>0.80</td><td>0.8580</td><td>0.1073</td></tr> <tr><td>0.90</td><td>0.7627</td><td>0.0953</td></tr> <tr><td>1.00</td><td>0.6864</td><td>0.0858</td></tr> <tr><td>0.95</td><td>0.7225</td><td>0.0903</td></tr> <tr><td>1.10</td><td>0.6240</td><td>0.0780</td></tr> <tr><td>1.30</td><td>0.5280</td><td>0.0660</td></tr> <tr><td>1.40</td><td>0.4903</td><td>0.0613</td></tr> <tr><td>1.50</td><td>0.4576</td><td>0.0572</td></tr> <tr><td>2.00</td><td>0.3432</td><td>0.0429</td></tr> <tr><td>3.00</td><td>0.2288</td><td>0.0286</td></tr> <tr><td>4.00</td><td>0.1716</td><td>0.0215</td></tr> </tbody> </table>						CONSTRUCCIÓN DE ESPECTRO DE RESPUESTA			R= 8	T (s)	S (T)	Cs	0	1.3440	0.1680	0.10	1.3440	0.1680	0.20	1.3440	0.1680	0.30	1.3440	0.1680	0.46	1.3440	0.1680	0.50	1.3440	0.1680	0.55	1.2480	0.1560	0.60	1.1440	0.1430	0.70	0.9806	0.1226	0.80	0.8580	0.1073	0.90	0.7627	0.0953	1.00	0.6864	0.0858	0.95	0.7225	0.0903	1.10	0.6240	0.0780	1.30	0.5280	0.0660	1.40	0.4903	0.0613	1.50	0.4576	0.0572	2.00	0.3432	0.0429	3.00	0.2288	0.0286	4.00	0.1716	0.0215
CONSTRUCCIÓN DE ESPECTRO DE RESPUESTA			R= 8																																																																					
T (s)	S (T)	Cs																																																																						
0	1.3440	0.1680																																																																						
0.10	1.3440	0.1680																																																																						
0.20	1.3440	0.1680																																																																						
0.30	1.3440	0.1680																																																																						
0.46	1.3440	0.1680																																																																						
0.50	1.3440	0.1680																																																																						
0.55	1.2480	0.1560																																																																						
0.60	1.1440	0.1430																																																																						
0.70	0.9806	0.1226																																																																						
0.80	0.8580	0.1073																																																																						
0.90	0.7627	0.0953																																																																						
1.00	0.6864	0.0858																																																																						
0.95	0.7225	0.0903																																																																						
1.10	0.6240	0.0780																																																																						
1.30	0.5280	0.0660																																																																						
1.40	0.4903	0.0613																																																																						
1.50	0.4576	0.0572																																																																						
2.00	0.3432	0.0429																																																																						
3.00	0.2288	0.0286																																																																						
4.00	0.1716	0.0215																																																																						

Fuente: Asociación Guatemalteca de Ingeniería Sísmica y Estructural.

Figura 12. **Gráfico del espectro de respuesta (sistema de marcos espaciales dúctiles)**

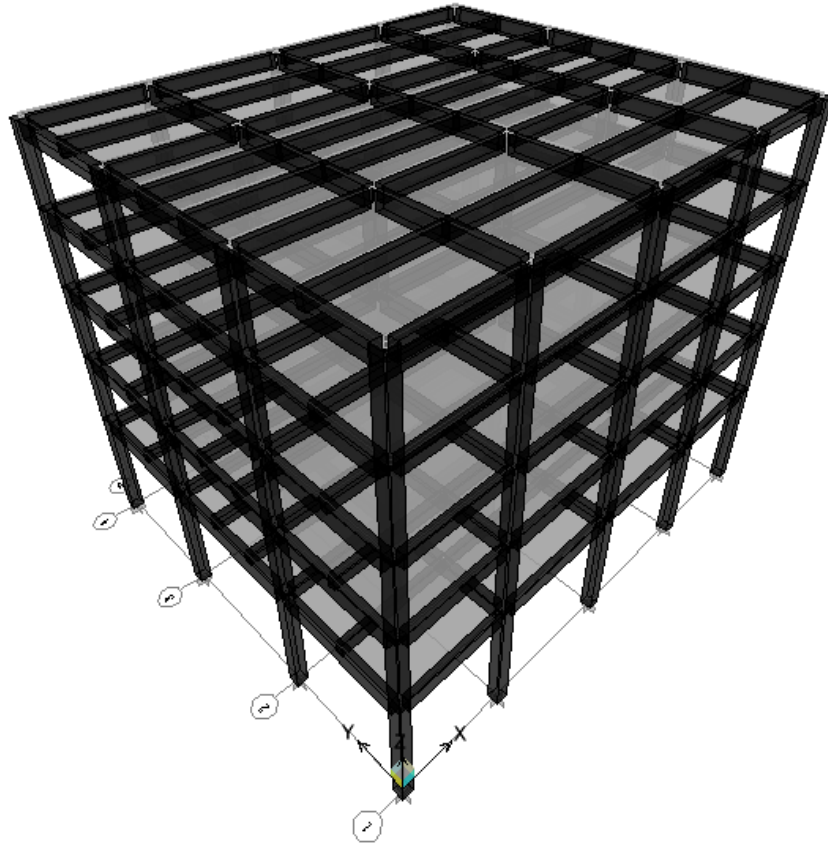


Fuente: elaboración propia, con programa Excel.

El predimensionamiento de la estructura se ha realizado de acuerdo a lo expuesto en los capítulos anteriores, por lo que se tienen las siguientes dimensiones:

- Losas $t = 0,10$ metros
- Vigas principales paralelas a los ejes numerales de $0,35 \times 0,70$ metros
- Vigas principales paralelas a los ejes alfabéticos de $0,30 \times 0,60$ metros
- Vigas secundarias de $0,25 \times 0,50$ metros
- Columnas de $0,60 \times 0,60$ metros

Figura 13. **Modelo utilizado (sistema de marcos espaciales dúctiles)**



Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

Resultados del análisis de ETABS 9.7.4. en unidades de toneladas-metro

- Datos de los niveles

Nivel	Similar a	Altura	Elevación
STORY5	Ninguna	3,500	19,500
STORY4	Ninguna	3,500	16,000
STORY3	Ninguna	3,500	12,500
STORY2	Ninguna	3,500	9,000
STORY1	Ninguna	5,500	5,500
BASE	Ninguna	0,000	

- Casos de carga estática

STATIC	CASE	AUTO LAT	SELF WT	NOTIONAL	NOTIONAL
CASE	TYPE	LOAD	MULTIPLIER	FACTOR	DIRECTION
MUERTA	DEAD	N/A	1,0000		
VIVA	LIVE	N/A	0,0000		
SC	SUPER DEAD	N/A	0,0000		
SX	QUAKE	USER_COEFF	0,0000		
SY	QUAKE	USER_COEFF	0,0000		
VT	LIVE	N/A	0,0000		

- *Auto Seismic User Coefficient* (Sismo por coeficientes)

Caso: SX

Auto Seismic Input Data (datos de entrada)

Direction: X + EccY

Typical Eccentricity = 5 %

Eccentricity Overrides: No

Period Calculation: Program Calculated

Ct = 0,035 (in feet units)

Top Story: STORY5

Bottom Story: BASE

C = 0,09

$K = 1,23$

Auto Seismic Calculation Formulas (fórmulas para cálculo)

$V = C W$

Auto Seismic Calculation Results (resultados de cálculo)

$W \text{ Used} = 1\,874,15 \text{ Ton}$ (peso usado)

$V \text{ Used} = 0,0900W = 168,67$ (corte basal usado)

Auto Seismic Story Forces (fuerzas sísmicas por nivel)

STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY5	0,00	53,26	0,00	0,000	0,000	585,913
STORY4	0,00	45,94	0,00	0,000	0,000	505,355
STORY3	0,00	33,91	0,00	0,000	0,000	373,017
STORY2	0,00	22,64	0,00	0,000	0,000	249,027
STORY1	0,00	12,92	0,00	0,000	0,000	142,094

- *Mass Source Data* (datos de fuentes de masa)

<i>MASS</i>	<i>LATERAL</i>	<i>LUMP MASS</i>
<i>FROM</i>	<i>MASS ONLY</i>	<i>AT STORIES</i>
<i>Masses & Load</i>	Yes	Yes

- *Mass Source Loads* (fuentes de masa por cargas)

<i>LOAD</i>	<i>MULTIPLIER</i>
VIVA	0,1000
SC	1,0000
VT	0,1000

- *Assembled Point Masses*

STORY	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
STORY5	3,506E+01	3,506E+01	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00
STORY4	3,857E+01	3,857E+01	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00
STORY3	3,857E+01	3,857E+01	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00
STORY2	3,857E+01	3,857E+01	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00
STORY1	4,033E+01	4,033E+01	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00
BASE	4,846E+00	4,846E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00
Totals	1,960E+02	1,960E+02	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00

- *Modal Periods and Frecuencias (períodos y frecuencias)*

MODE	PERIOD	FREQUENCY	CIRCULAR FREQ
NUMBER	(TIME)	(CYCLES/TIME)	(RADIANS/TIME)
Mode 1	0,81758	1,22313	7,68515
Mode 2	0,76100	1,31407	8,25652
Mode 3	0,67192	1,48828	9,35114
Mode 4	0,24877	4,01980	25,25718
Mode 5	0,23278	4,29592	26,99205
Mode 6	0,20586	4,85776	30,52219
Mode 7	0,12956	7,71819	48,49481
Mode 8	0,12295	8,13360	51,10492
Mode 9	0,10893	9,18015	57,68056
Mode 10	0,08126	12,30616	77,32186
Mode 11	0,07870	12,70616	79,83513
Mode 12	0,06928	14,43342	90,68784

- *Modal Participating Mass Ratios*

MODE	X-TRANS	Y-TRANS	Z-TRANS	RX-ROTN	RY-ROTN	RZ-ROTN
NUMBER	%MASS <SUM>	%MASS <SUM>	%MASS <SUM>	%MASS <SUM>	%MASS <SUM>	%MASS <SUM>
<i>Mode 1</i>	91,12 < 91>	0,00 < 0>	0,00 < 0>	0,00 < 0>	98,99 < 99>	0,00 < 0>
<i>Mode 2</i>	0,00 < 91>	92,09 < 92>	0,00 < 0>	98,68 < 99>	0,00 < 99>	0,00 < 0>
<i>Mode 3</i>	0,00 < 91>	0,00 < 92>	0,00 < 0>	0,00 < 99>	0,00 < 99>	91,78 < 92>
<i>Mode 4</i>	7,08 < 98>	0,00 < 92>	0,00 < 0>	0,00 < 99>	0,88 <100>	0,00 < 92>
<i>Mode 5</i>	0,00 < 98>	6,42 < 99>	0,00 < 0>	1,20 <100>	0,00 <100>	0,00 < 92>
<i>Mode 6</i>	0,00 < 98>	0,00 < 99>	0,00 < 0>	0,00 <100>	0,00 <100>	6,61 < 98>
<i>Mode 7</i>	1,41 <100>	0,00 < 99>	0,00 < 0>	0,00 <100>	0,12 <100>	0,00 < 98>
<i>Mode 8</i>	0,00 <100>	1,17 <100>	0,00 < 0>	0,10 <100>	0,00 <100>	0,00 < 98>
<i>Mode 9</i>	0,00 <100>	0,00 <100>	0,00 < 0>	0,00 <100>	0,00 <100>	1,26 <100>
<i>Mode 10</i>	0,33 <100>	0,00 <100>	0,00 < 0>	0,00 <100>	0,01 <100>	0,00 <100>
<i>Mode 11</i>	0,00 <100>	0,27 <100>	0,00 < 0>	0,01 <100>	0,00 <100>	0,00 <100>
<i>Mode 12</i>	0,00 <100>	0,00 <100>	0,00 < 0>	0,00 <100>	0,00 <100>	0,29 <100>

- *Modal Load Participation Ratios (Static and Dynamic Ratios are in Percent)*

TYPE	NAME	STATIC	DYNAMIC
<i>Load</i>	MUERTA	0,0000	0,0000
<i>Load</i>	VIVA	0,0000	0,0000
<i>Load</i>	SC	0,0000	0,0000
<i>Load</i>	SX	100,0000	99,9976
<i>Load</i>	SY	100,0000	99,9975
<i>Load</i>	VT	0,0000	0,0000
<i>Accel</i>	UX	99,9997	99,9418
<i>Accel</i>	UY	99,9997	99,9521
<i>Accel</i>	UZ	0,0000	0,0000
<i>Accel</i>	RX	100,0000	99,9977
<i>Accel</i>	RY	100,0000	99,9975
<i>Accel</i>	RZ	99,9997	99,9490

- *Total reactive forces (Recovered Loads) At Origin*

LOAD	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
MUERTA	-2,216E-15	-9,467E-15	1,442E+03	1,369E+04	-1,586E+04	-1,277E-13
VIVA	-7,554E-16	-2,090E-15	5,016E+02	4,765E+03	-5,518E+03	-2,816E-14
SC	-1,423E-15	-4,507E-15	4,702E+02	4,467E+03	-5,173E+03	-5,542E-14
SX	-1,687E+02	-1,001E-11	-2,030E-13	1,338E-10	-2,472E+03	1,602E+03
SY	-8,645E-12	-1,687E+02	-1,611E-14	2,472E+03	-1,163E-10	-1,855E+03
VT	-6,385E-16	-2,054E-15	8,360E+01	7,942E+02	-9,196E+02	-2,538E-14

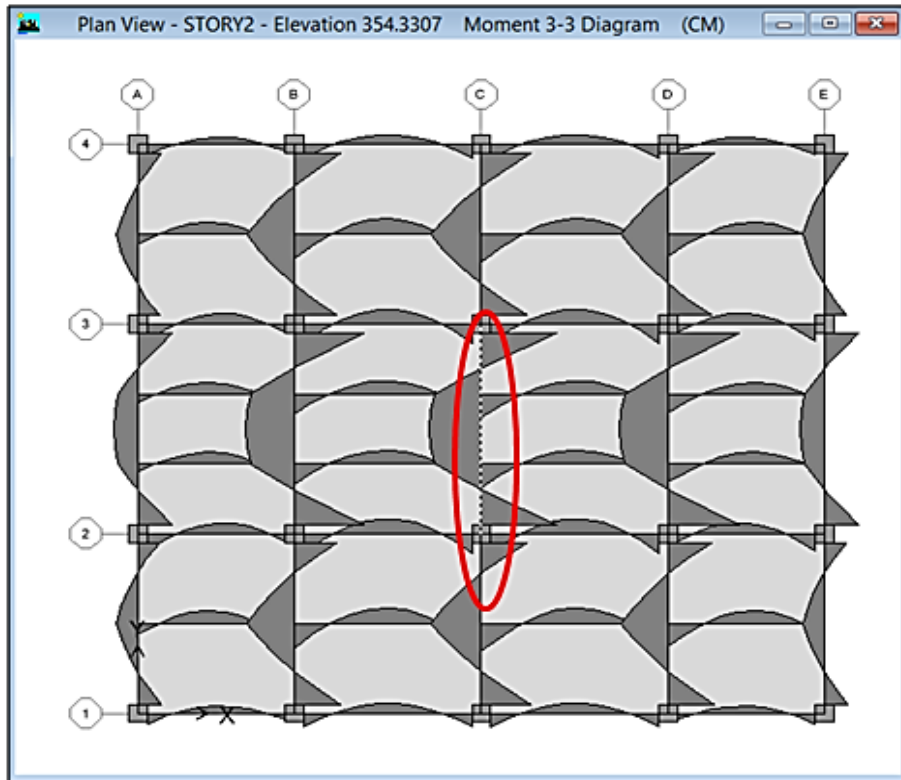
- *Story Forces (fuerzas por nivel)*

STORY	LOAD	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY5	SX	5,640E-15	-5,326E+01	-2,705E-12	5,060E+02	1,106E-11	-1,864E+02
STORY4	SX	-1,611E-14	-9,921E+01	-4,653E-12	9,425E+02	2,437E-11	-5,336E+02
STORY3	SX	-1,273E-13	-1,331E+02	-6,816E-12	1,265E+03	4,770E-11	-9,996E+02
STORY2	SX	-2,127E-13	-1,558E+02	-8,808E-12	1,480E+03	7,783E-11	-1,545E+03
STORY1	SX	-2,030E-13	-1,687E+02	-1,001E-11	1,602E+03	1,338E-10	-2,472E+03
STORY5	SY	1,011E-13	-2,141E-12	-5,326E+01	-5,859E+02	1,864E+02	-4,467E-12
STORY4	SY	8,460E-14	-4,002E-12	-9,921E+01	-1,091E+03	5,336E+02	-2,289E-11
STORY3	SY	-1,305E-13	-5,710E-12	-1,331E+02	-1,464E+03	9,996E+02	-3,944E-11
STORY2	SY	2,256E-14	-7,891E-12	-1,558E+02	-1,713E+03	1,545E+03	-6,970E-11
STORY1	SY	-1,611E-14	-8,645E-12	-1,687E+02	-1,855E+03	2,472E+03	-1,163E-10

- *Story Drifts (desplazamiento por niveles)*

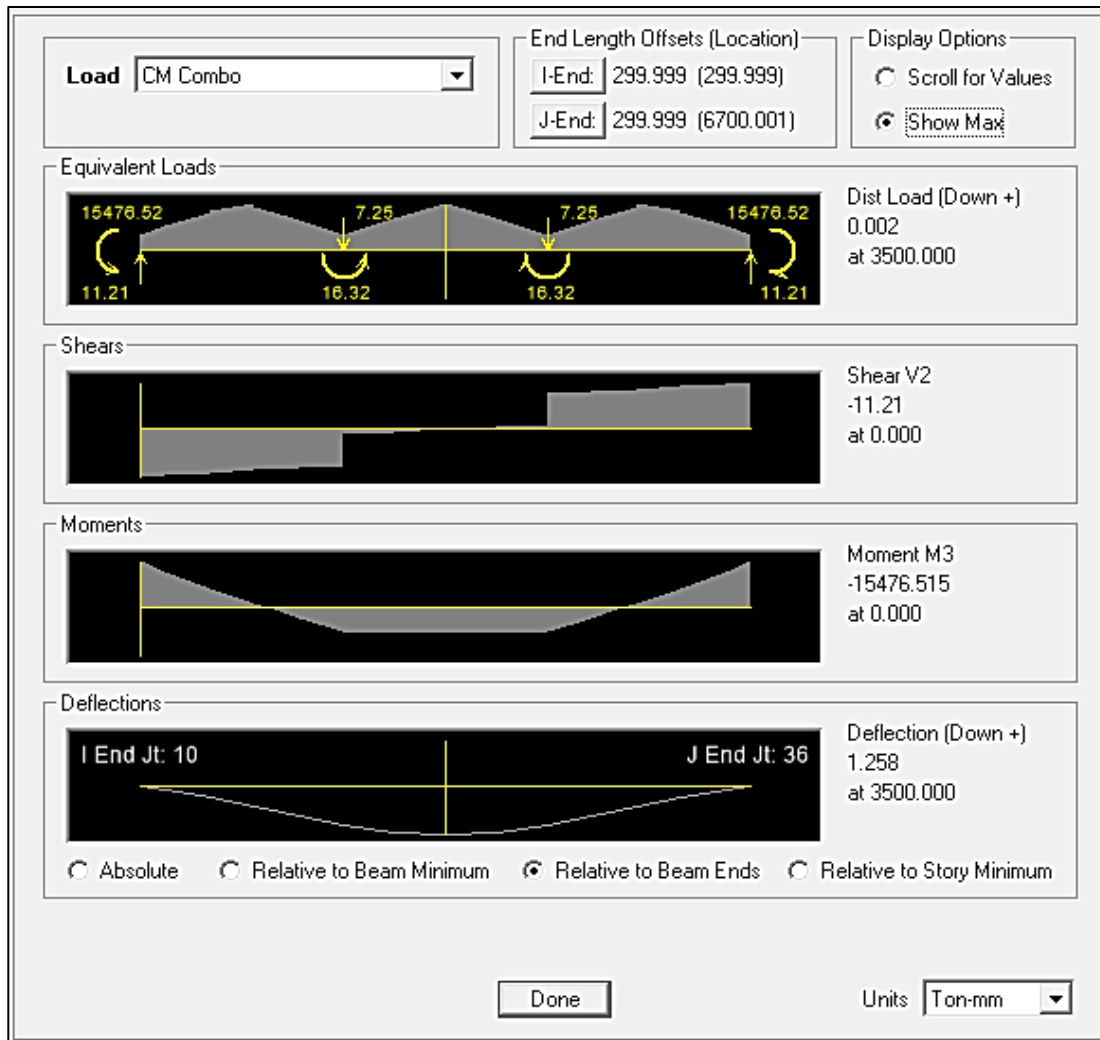
STORY	DIRECTION	LOAD	MAX DRIFT
STORY5	X	SX	1/1865
STORY4	X	SX	1/1131
STORY3	X	SX	1/848
STORY2	X	SX	1/707
STORY1	X	SX	1/716
STORY5	Y	SY	1/2318
STORY4	Y	SY	1/1382
STORY3	Y	SY	1/1034
STORY2	Y	SY	1/852
STORY1	Y	SY	1/784

Figura 14. Diagramas de momento por carga muerta



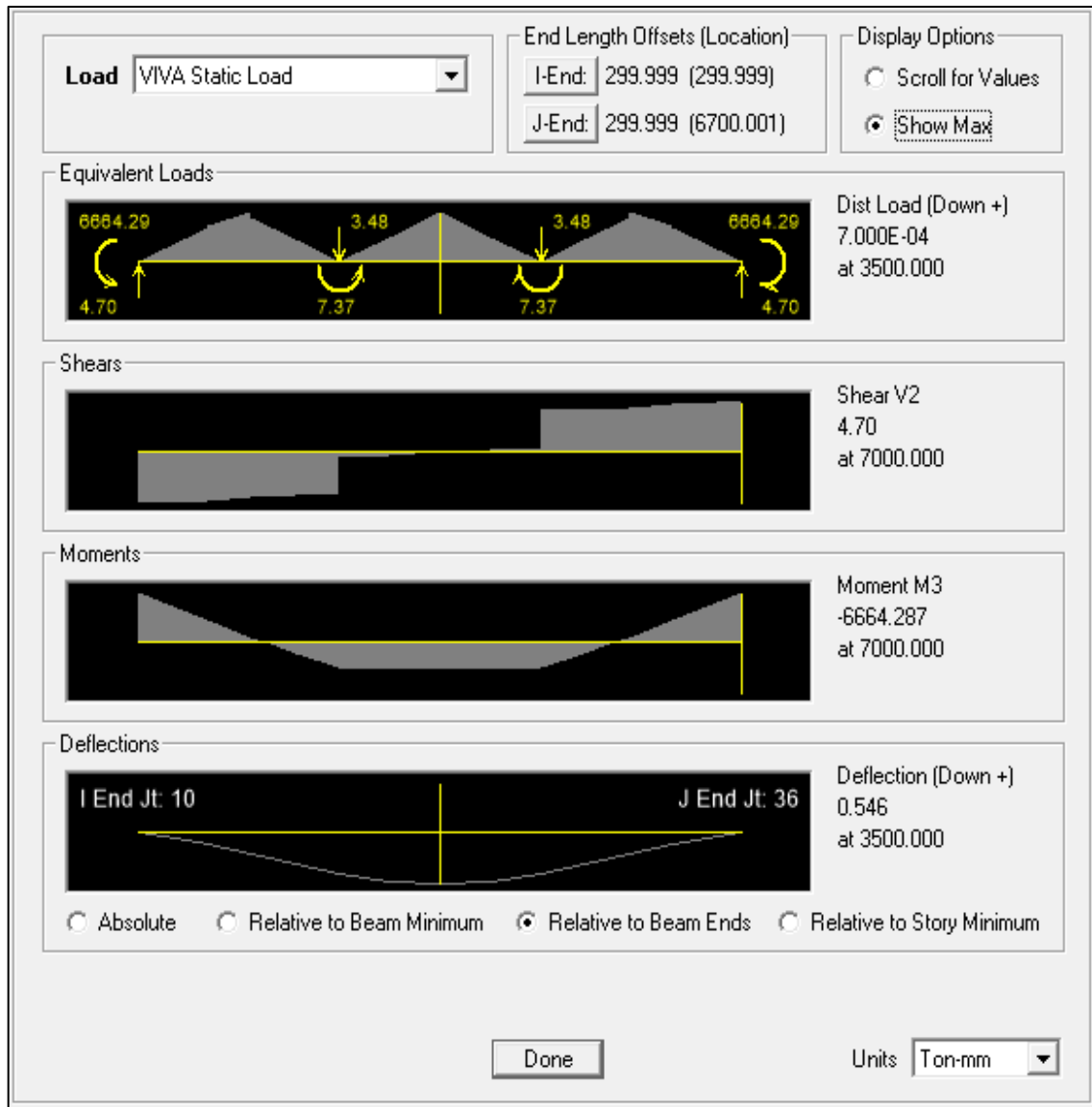
Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

Figura 15. Datos de momento, corte y deflexión por carga muerta en la viga señalada



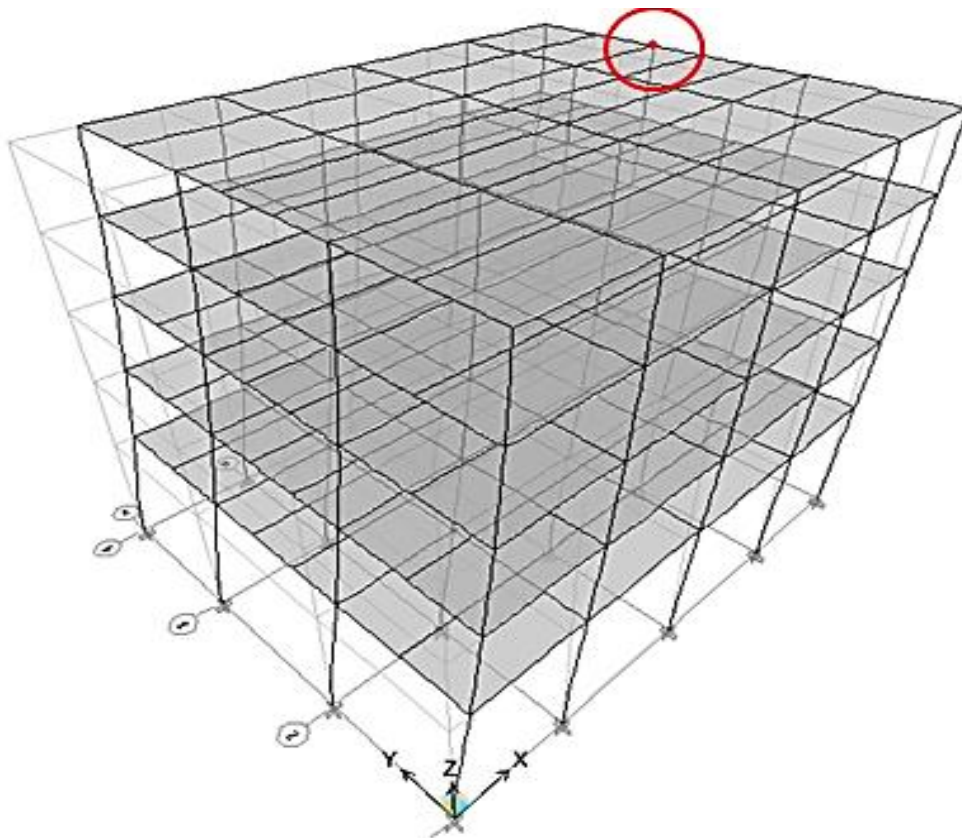
Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

Figura 16. Datos de momento, corte y deflexión por carga viva en la viga señalada



Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

Figura 17. Desplazamientos máximos (sistema de marcos espaciales dúctiles), sismo en X (cm)



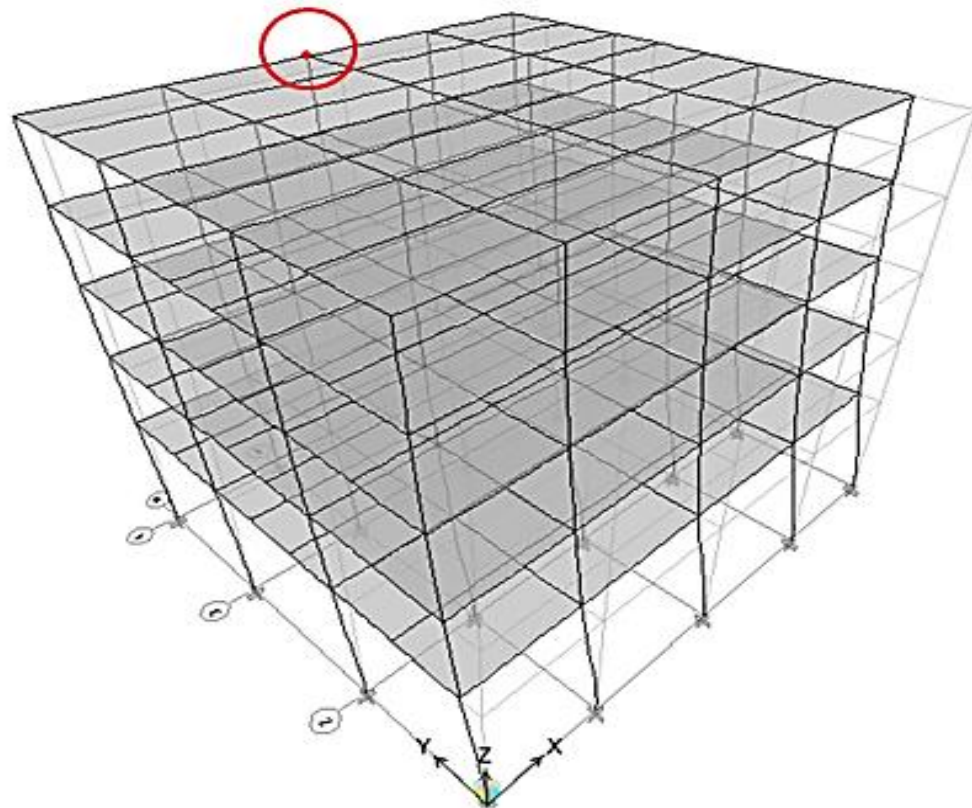
Point Object	40	Story Level	STORY5
	X	Y	Z
Trans	2.170827	0.000304	-0.029751
Rotn	0.000002	0.000348	0.000001

Lateral Drifts...

STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
STORY5	2.170827	0.000304	0.000536	0.000000
STORY4	1.983188	0.000293	0.000883	0.000000
STORY3	1.674009	0.000195	0.001178	0.000000
STORY2	1.261744	0.000102	0.001411	0.000000
STORY1	0.767741	0.000269	0.001396	0.000000

Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

Figura 18. Desplazamientos máximos (sistema de marcos espaciales dúctiles), sismo en Y (cm)



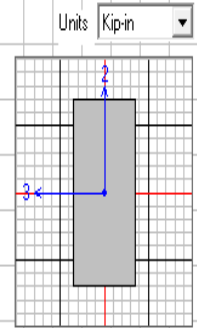
Point Object	37	Story Level	STORY5
	X	Y	Z
Trans	0.000000	1.854417	-0.025006
Rotn	-0.000263	0.000000	0.000000
Lateral Drifts...			

STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
STORY5	0.000000	1.854417	0.000000	0.000431
STORY4	0.000000	1.703436	0.000000	0.000724
STORY3	0.000000	1.450179	0.000000	0.000967
STORY2	0.000000	1.111815	0.000000	0.001173
STORY1	0.000000	0.701116	0.000000	0.001275

Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

Figura 19. **Diseño de viga principal, eje numeral (sistema de marcos espaciales dúctiles)**

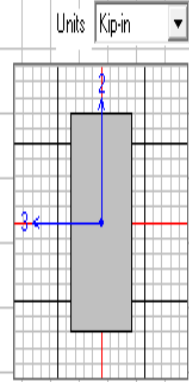
ACI 318-08/IBC 2009 BEAM SECTION DESIGN Type:Sway Special Units: Kip-in (Summary)					
Level	: STORY1	L=275.591			
Element	: B39	D=27.559	B=13.780	bF=13.780	
Section ID	: U35X70	ds=0.000	dct=2.756	dcb=2.756	
Combo ID	: CR4YPP	E=3600.000	fc=4.000	Lt.Wt. Fac.=1.000	
Station Loc	: 263.780	fy=60.000	fys=60.000		
Phi(Bending):	0.900				
Phi(Shear):	0.750				
Phi(Seis Shear):	0.600				
Phi(Torsion):	0.750				
Design Moments, M3					
		Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
		1646.627	-3293.254	1646.627	-3293.254
Flexural Reinforcement for Moment, M3					
		Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)		2.639	0.000	2.639	1.139
Bottom (-2 Axis)		1.271	1.271	0.000	1.139
Shear Reinforcement for Shear, U2					
		Rebar Au/s	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us
		0.035	71.046	32.424	38.622
					Shear Up
					26.821
Reinforcement for Torsion, T					
		Rebar At/s	Rebar A1	Torsion Tu	Critical Phi*Tcr
		0.000	0.000	71.757	80.983
					Area Ao
					210.218
					Perimeter Ph
					68.677



Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

Figura 20. **Diseño de viga principal, eje literal (sistema de marcos espaciales dúctiles)**

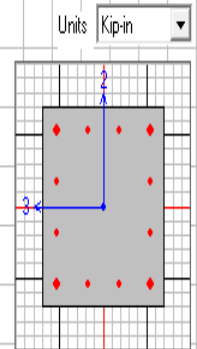
ACI 318-08/IBC 2009 BEAM SECTION DESIGN Type:Sway Special Units: Kip-in (Summary)					
Level	: STORY1	L=196.850			
Element	: B54	D=23.622	B=11.811	bf=11.811	
Section ID	: V30X60	ds=0.000	dct=2.362	dcb=2.362	
Combo ID	: CR4XPN	E=3600.000	fc=4.000	Lt.Wt. Fac.=1.000	
Station Loc	: 185.039	Fy=60.000	fys=60.000		
Phi(Bending):	0.900				
Phi(Shear):	0.750				
Phi(Seis Shear):	0.600				
Phi(Torsion):	0.750				
Design Moments, M3					
	Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment	
	888.922	-1777.843	888.922	-1777.843	
Flexural Reinforcement for Moment, M3					
	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar	
Top (+2 Axis)	1.644	0.000	1.644	0.837	
Bottom (-2 Axis)	0.837	0.797	0.000	0.837	
Shear Reinforcement for Shear, U2					
	Rebar Au/s	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us	
	0.038	36.722	0.000	36.722	
				Shear Up	
				23.554	
Reinforcement for Torsion, T					
	Rebar At/s	Rebar A1	Torsion Tu	Critical Phi*Tcr	Area Ao
	0.000	0.000	4.184	52.212	142.150
					Perimeter Ph
					56.866



Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

Figura 21. **Diseño de columna crítica nivel 1 (sistema de marcos espaciales dúctiles)**

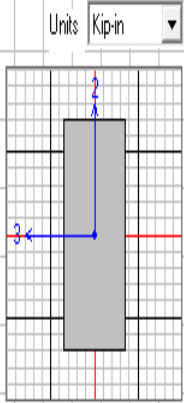
ACI 318-08/IBC 2009 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Kip-in (Summary)						
Level :	STORY1	L=216.535				
Element :	C10	B=23.622	D=23.622	dc=2.756		
Section ID :	C60X60	E=3600.000	Fc=4.000	Lt.Wt. Fac.=1.000		
Combo ID :	CR4XNN	Fy=60.000	Fys=60.000			
Station Loc :	0.000	RLLF=0.400				
Phi(Compression-Spiral):	0.750	Overstrength Factor: 1.25				
Phi(Compression-Tied):	0.650					
Phi(Tension Controlled):	0.900					
Phi(Shear):	0.750					
Phi(Seismic Shear):	0.600					
Phi(Joint Shear):	0.850					
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3						
	Capacity	Design	Design	Design	Minimum	Minimum
	Ratio	Pu	M2	M3	M2	M3
	0.656	578.026	-872.710	-2588.395	756.439	756.439
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS						
	Cm	Delta_ns	Delta_s	K	L	
	Factor	Factor	Factor	Factor	Length	
Major Bending(M3)	0.431	1.000	1.000	1.000	188.976	
Minor Bending(M2)	0.340	1.000	1.000	1.000	188.976	
SHEAR DESIGN FOR U2,U3						
	Rebar	Shear	Shear	Shear	Shear	
	Au/s	Uu	phi*Uc	phi*Us	Up	
Major Shear(U2)	0.000	20.419	70.980	0.000	20.419	
Minor Shear(U3)	0.000	7.624	56.784	0.000	20.419	
JOINT SHEAR DESIGN						
	Joint Shear	Shear	Shear	Shear	Joint	
	Ratio	UuTop	UuTot	phi*Uc	Area	
Major Shear(U2)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
Minor Shear(U3)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	



Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

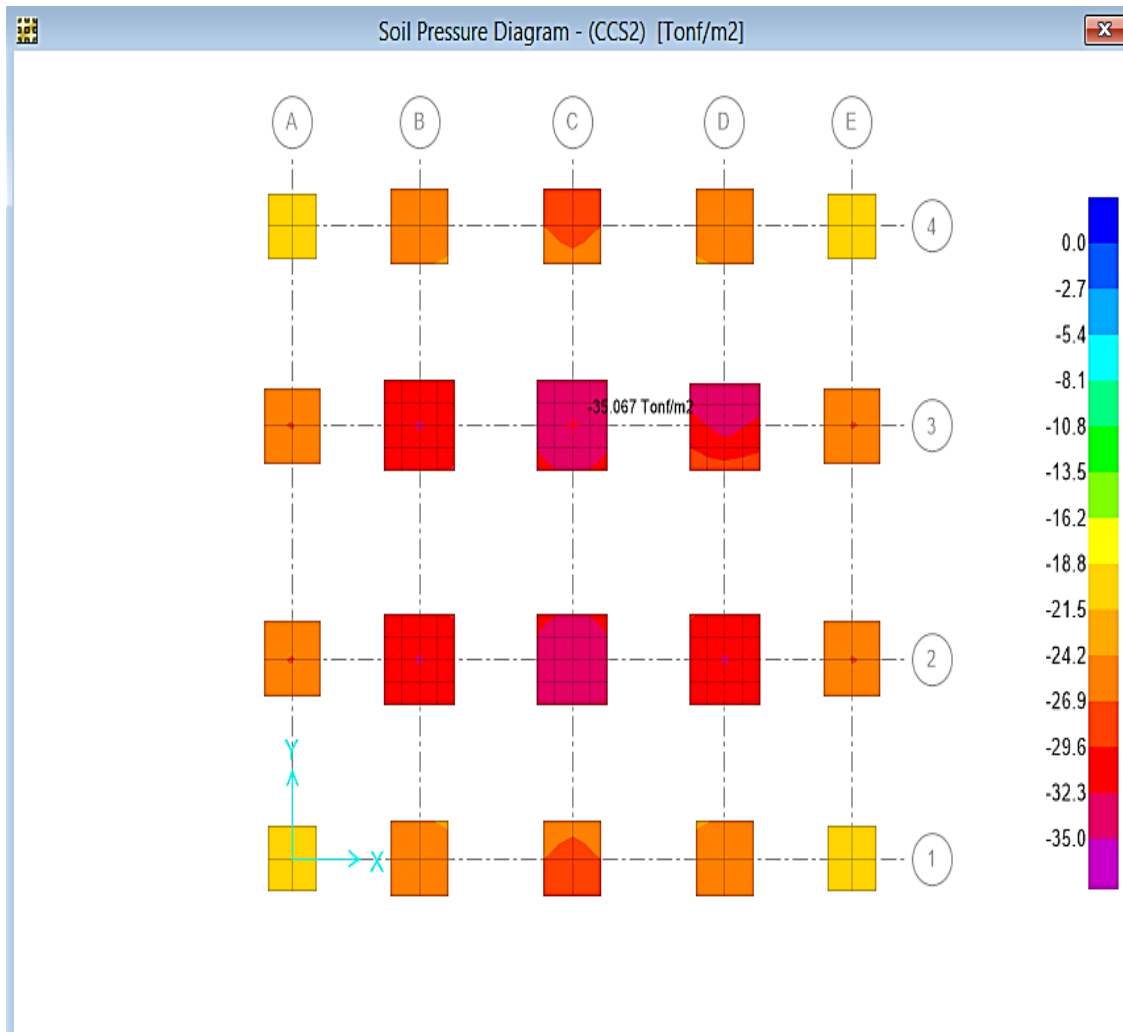
Figura 22. **Diseño de vigas secundarias (sistema de marcos espaciales dúctiles)**

ACI 318-08/IBC 2009 BEAM SECTION DESIGN Type:Sway Special Units: Kip-in (Summary)					
Level	: STORV1	L=236.220			
Element	: B65	D=19.685	B=9.843	bf=9.843	
Section ID	: V25X50	ds=0.000	dct=1.969	dcb=1.969	
Combo ID	: CR4XNN	E=3600.000	fc=4.000	Lt.Wt. Fac.=1.000	
Station Loc	: 0.000	fy=60.000	fys=60.000		
Phi(Bending):	0.900				
Phi(Shear):	0.750				
Phi(Seis Shear):	0.600				
Phi(Torsion):	0.750				
Design Moments, M3					
		Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
		483.297	-966.593	483.297	-966.593
Flexural Reinforcement for Moment, M3					
		Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)		1.068	0.000	1.068	0.581
Bottom (-2 Axis)		0.581	0.519	0.000	0.581
Shear Reinforcement for Shear, V2					
		Rebar Av/s	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us
		0.012	26.099	16.543	9.556
Reinforcement for Torsion, T					
		Rebar At/s	Rebar A1	Torsion Tu	Critical Phi*Tcr
		0.000	0.000	0.259	29.821
				Area Ao	Perimeter Ph
				87.256	45.055



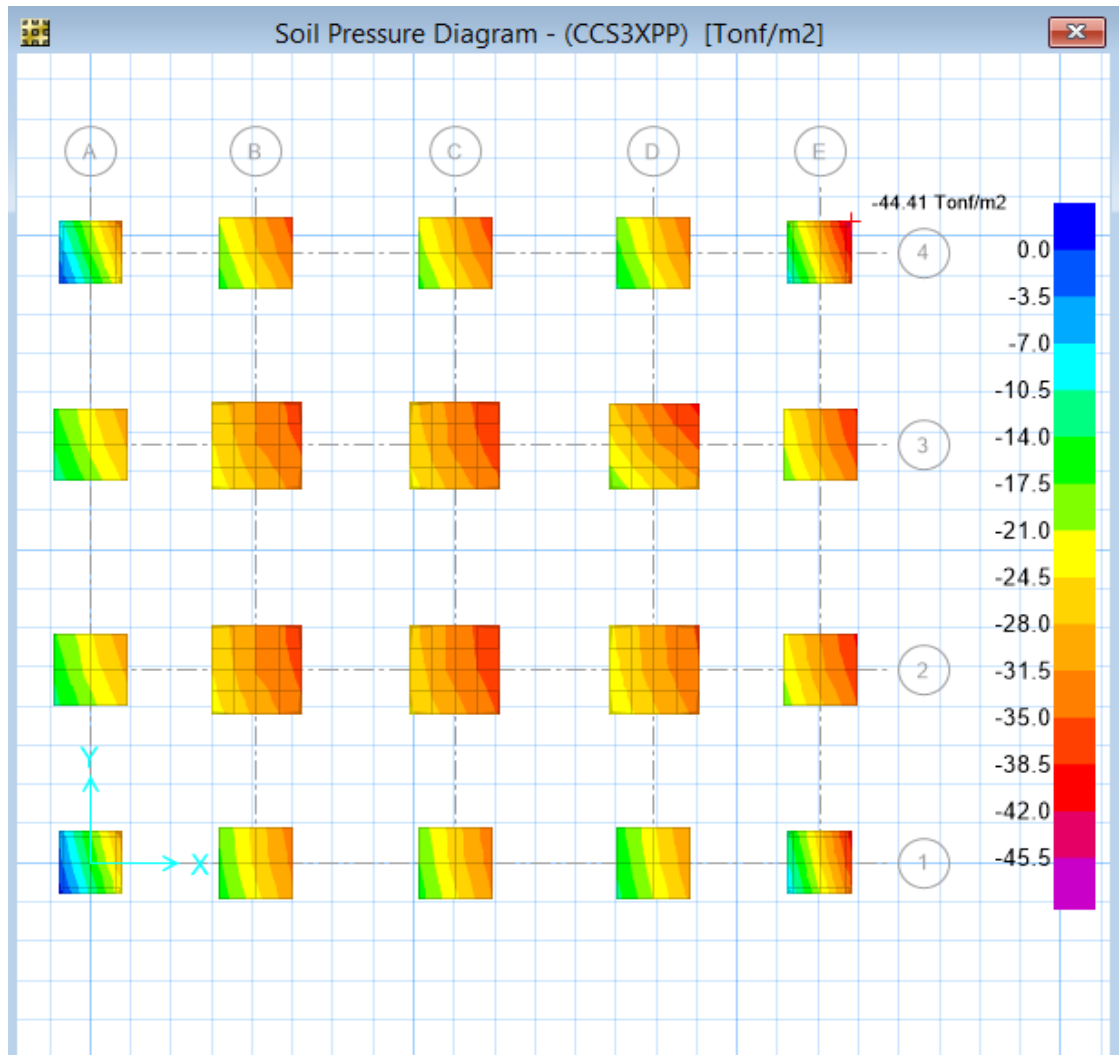
Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

Figura 23. **Diagrama de presiones críticas por combinación de carga vertical (sistema de marcos espaciales dúctiles)**



Fuente: elaboración propia, con programa SAFE 12.3.1.

Figura 24. Diagrama de presiones críticas por combinación de carga sísmica (sistema de marcos espaciales dúctiles)



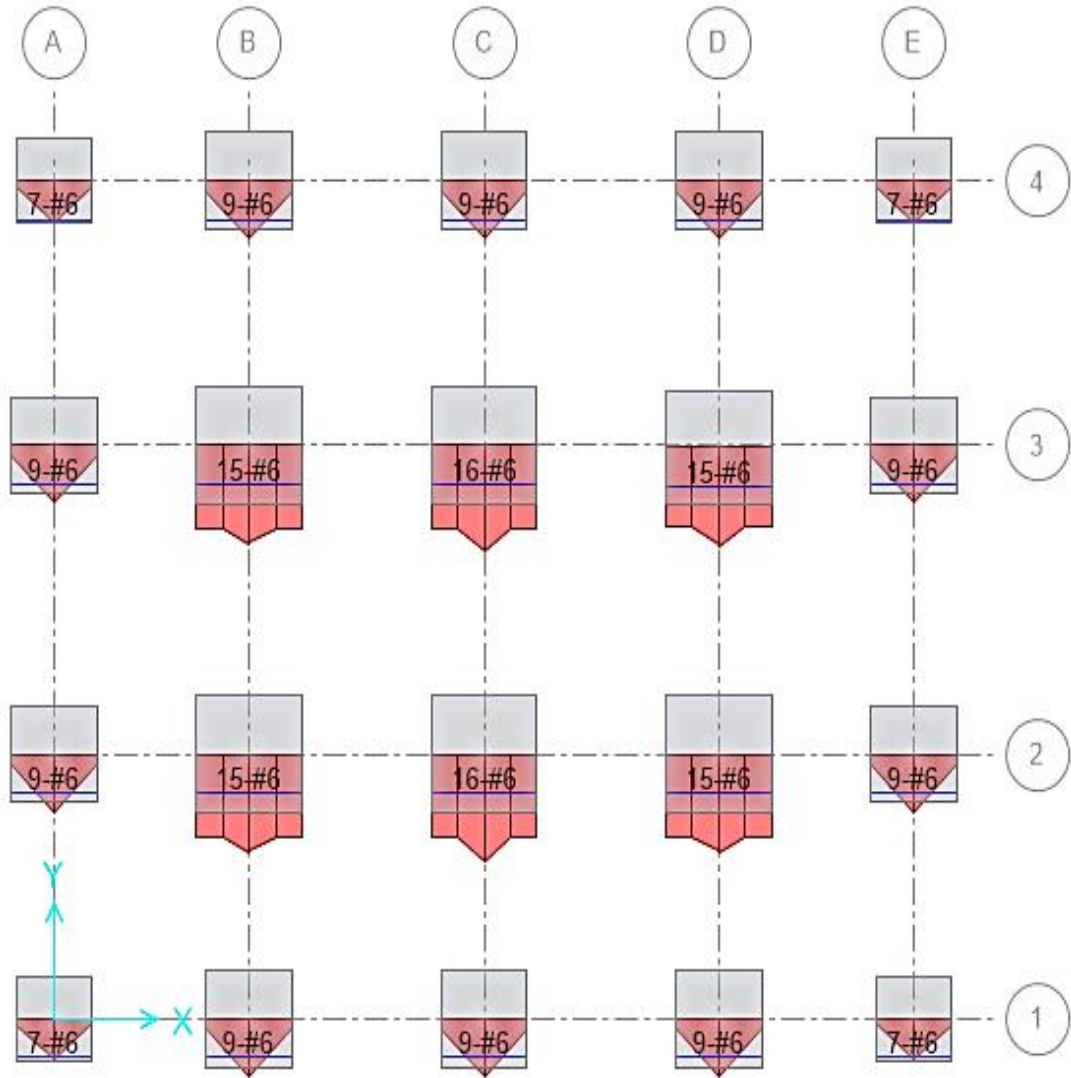
Fuente: elaboración propia, con programa SAFE 12.3.1.

Figura 25. **Diseño de zapatas, espesores (sistema de marcos espaciales dúctiles)**



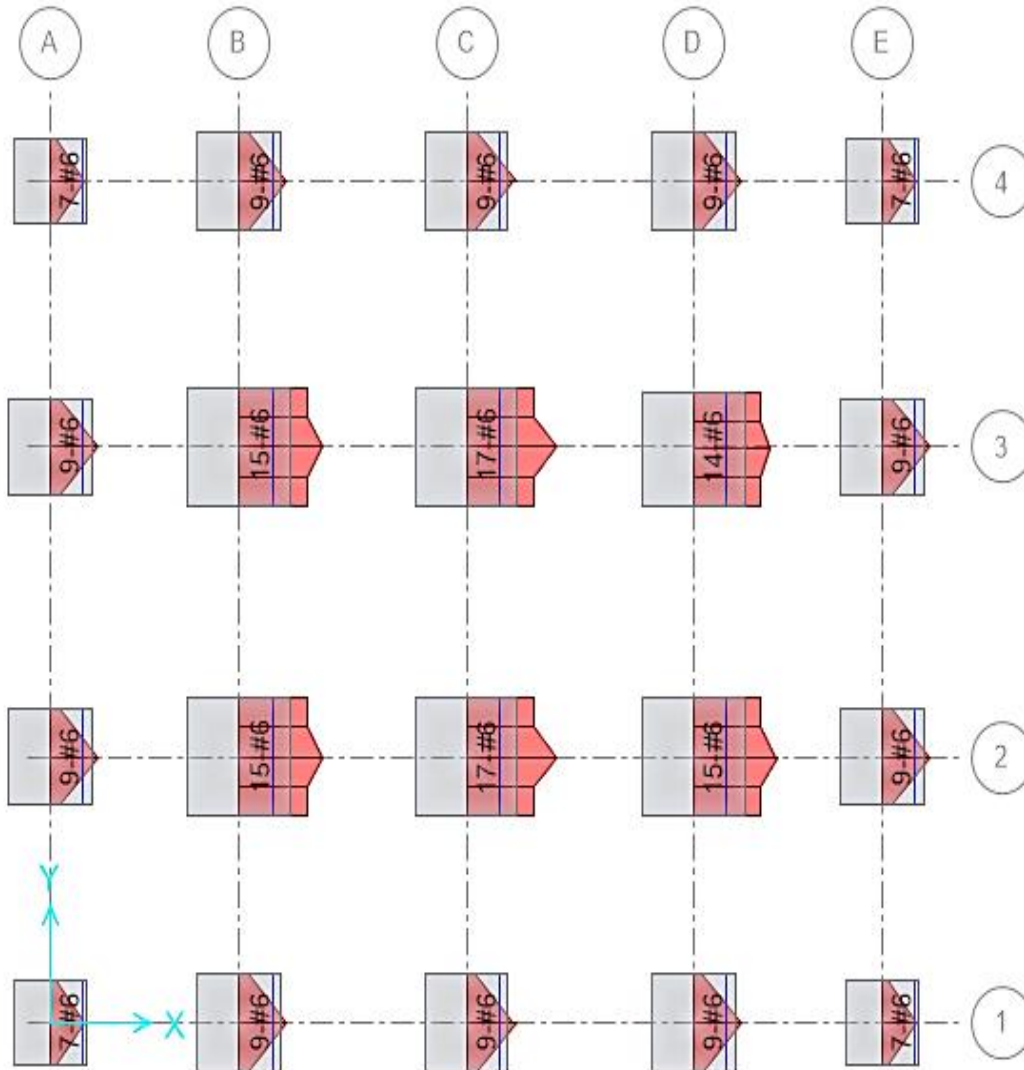
Fuente: elaboración propia, con programa SAFE 12.3.1.

Figura 26. **Diseño de zapatas, acero dirección 1 (sistema de marcos espaciales dúctiles)**



Fuente: elaboración propia, con programa SAFE 12.3.1.

Figura 27. **Diseño de zapatas, acero dirección 2 (sistema de marcos espaciales dúctiles)**



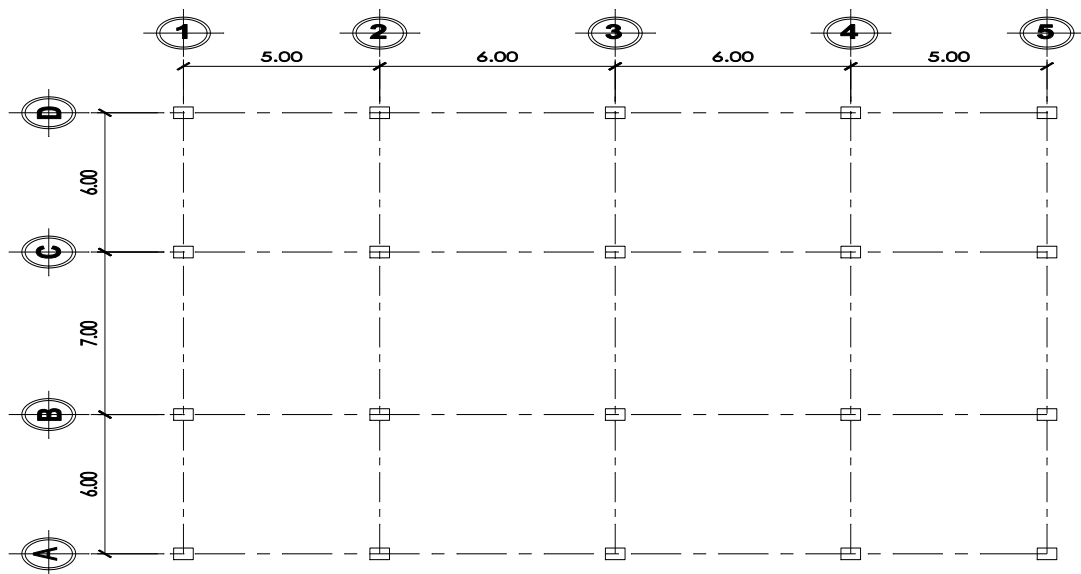
Fuente: elaboración propia, con programa SAFE 12.3.1.

7. ANÁLISIS DE EDIFICIO CON SISTEMA DE LOSAS PLANAS APOYADAS SOBRE COLUMNAS, POR MEDIO DE LA UTILIZACIÓN DE LOS PROGRAMAS PARA COMPUTADORA: ETABS 9.7.4. Y SAFE 12.3.1.

7.1. Parámetros del edificio

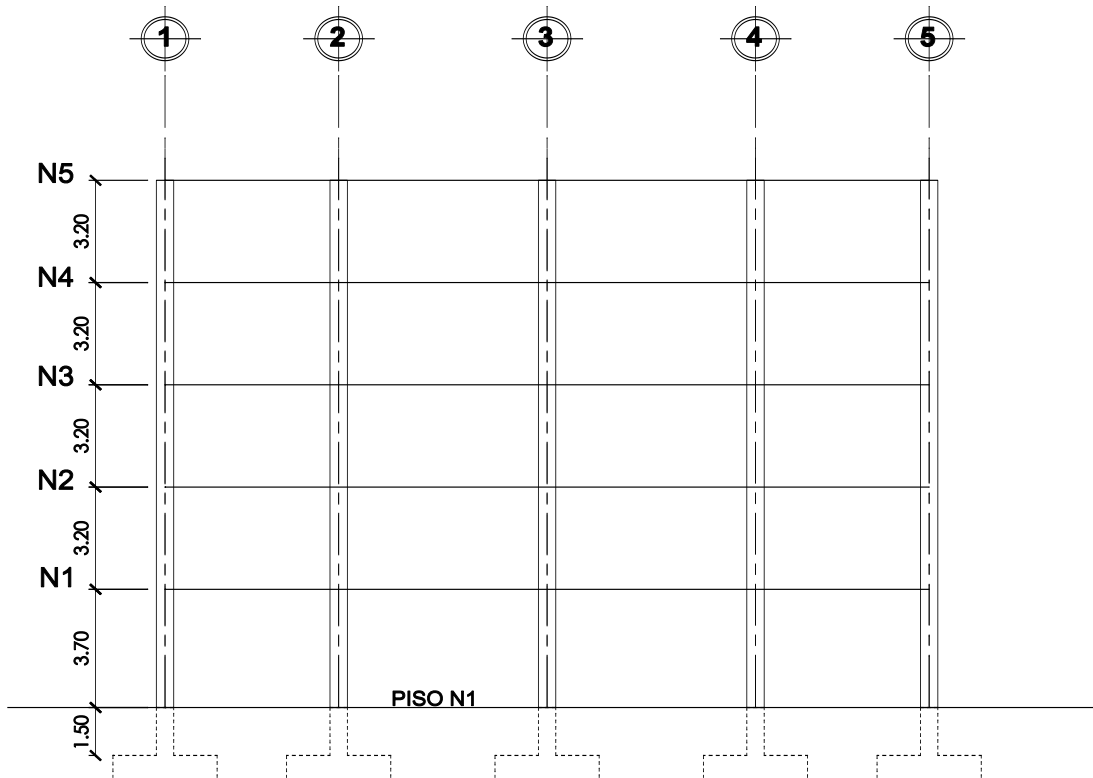
La configuración en planta del edificio es igual al del capítulo 6, sin embargo, la configuración en elevación tiene una pequeña modificación, porque la altura de los niveles puede ser menor a la del edificio conformado por vigas, siendo la altura de las losas y capiteles menor a la altura de las vigas.

Figura 28. Planta edificio (sistema de losas planas)



Fuente: elaboración propia, con programa DraftSight.

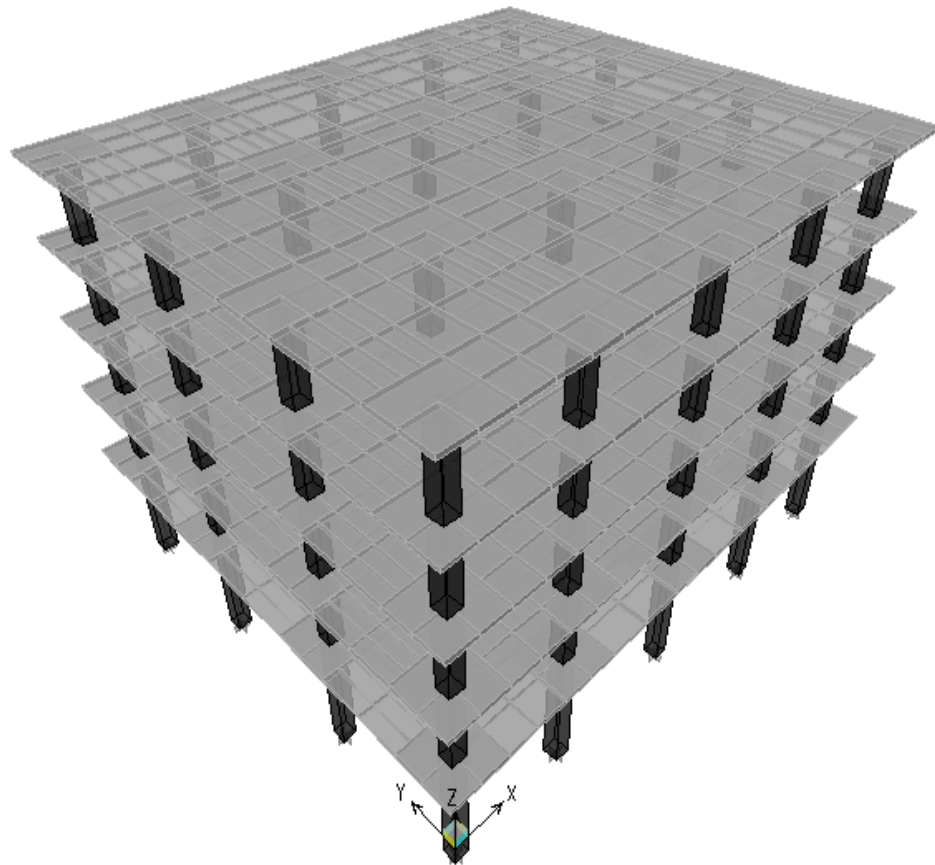
Figura 29. Elevación edificio (sistema de losas planas)



Fuente: elaboración propia, con programa DraftSight.

La configuración en planta del edificio es la misma que la del edificio del capítulo 6, sin embargo, la configuración en elevación tiene una pequeña modificación, debido a que se considera que la altura de los niveles puede ser menor a la altura del edificio conformado por vigas, debido a que la altura de las losas y capiteles es menor a la altura de las vigas.

Figura 30. **Modelo utilizado (sistema de losas planas)**



Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

Resultados del análisis de ETABS 9.7.4. en unidades de toneladas – metro.

- Datos de los niveles

Nivel	Similar a	Altura	Elevación
STORY5	Ninguna	3,200	18,000
STORY4	Ninguna	3,200	14,800
STORY3	Ninguna	3,200	11,600
STORY2	Ninguna	3,200	8,400
STORY1	Ninguna	5,200	5,200
BASE	Ninguna		0,000

- Casos de carga estática

STATIC	CASE	AUTO LAT	SELF WT	NOTIONAL	NOTIONAL
CASE	TYPE	LOAD	MULTIPLIER	FACTOR	DIRECTION
DEAD	DEAD	N/A	1,0000		
VIVA	LIVE	N/A	0,0000		
SC	SUPER DEAD	N/A	0,0000		
VT	LIVE	N/A	0,0000		
SX	QUAKE	USER_COEFF	0,0000		
SY	QUAKE	USER_COEFF	0,0000		

Auto Seismic User Coefficient (sismo por coeficientes)

Caso: SX

Auto Seismic Input Data (datos de entrada)

Direction: X + EccY

Typical Eccentricity = 5

Eccentricity Overrides: No

Period Calculation: Program Calculated

Ct = 0,035 (in feet units)

Top Story: STORY5

Bottom Story: BASE

C = 0,09

K = 1,23

Auto Seismic Calculation Formulas (fórmulas para cálculo)

$V = C W$

Auto Seismic Calculation Results (resultados de cálculo)

W Used = 1 809,43 (peso usado)

V Used = 0,0900W = 162,85 (corte basal usado)

- *Auto Seismic Story Forces* (fuerzas sísmicas por nivel)

STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY5	51,68	0,00	0,00	0,000	0,000	-55,398
STORY4	43,96	0,00	0,00	0,000	0,000	-47,125
STORY3	32,58	0,00	0,00	0,000	0,000	-34,923
STORY2	21,90	0,00	0,00	0,000	0,000	-23,480
STORY1	12,72	0,00	0,00	0,000	0,000	-13,635

Auto Seismic User Coefficient (sismo por coeficientes)

Caso: SY

Auto Seismic Input Data (datos de entrada)

Direction: Y + EccX

Typical Eccentricity = 5 %

Eccentricity Overrides: No

Period Calculation: Program Calculated

Ct = 0,035 (in feet units)

Top Story: STORY5

Bottom Story: BASE

C = 0,09

K = 1,23

Auto Seismic Calculation Formulas (fórmulas para cálculo)

$$V = C W$$

Auto Seismic Calculation Results (Resultados de Cálculo)

W Used = 1 809,43 (peso usado)

V Used = 0,0900W = 162,85 (Corte basal usado)

- *Auto Seismic Story Forces (fuerzas sísmicas por nivel)*

STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY5	0,00	51,68	0,00	0,000	0,000	63,150
STORY4	0,00	43,96	0,00	0,000	0,000	53,719
STORY3	0,00	32,58	0,00	0,000	0,000	39,810
STORY2	0,00	21,90	0,00	0,000	0,000	26,765
STORY1	0,00	12,72	0,00	0,000	0,000	15,543

- *Mass Source Data (datos de fuentes de masa)*

MASS	LATERAL	LUMP MASS
<i>FROM</i>	<i>MASS ONLY</i>	<i>AT STORIES</i>
<i>Masses</i>	Yes	Yes

- *Diaphragm Mass Data*

STORY	DIAPHRAGM	MASS-X	MASS-Y	MMI	X-M	Y-M
STORY5	D1	3,429E+01	3,429E+01	3,256E+03	11,000	9,500
STORY4	D1	3,711E+01	3,711E+01	3,577E+03	11,000	9,500
STORY3	D1	3,711E+01	3,711E+01	3,577E+03	11,000	9,500
STORY2	D1	3,711E+01	3,711E+01	3,577E+03	11,000	9,500
STORY1	D1	3,888E+01	3,888E+01	3,778E+03	11,000	9,500

- *Assembled Point Masses*

STORY	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
STORY5	3,429E+01	3,429E+01	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	3,256E+03
STORY4	3,711E+01	3,711E+01	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	3,577E+03
STORY3	3,711E+01	3,711E+01	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	3,577E+03
STORY2	3,711E+01	3,711E+01	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	3,577E+03
STORY1	3,888E+01	3,888E+01	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	3,778E+03
BASE	4,583E+00	4,583E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00
Totals	1,891E+02	1,891E+02	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	1,777E+04

- *Centers of Cumulative Mass & Centers Of Rigidity*

STORY	DIAPHRAGM	/--CENTER OF MASS--/		/--CENTER OF RIGIDITY--/		
LEVEL	NAME	MASS	ORDINATE-X	ORDINATE-Y	ORDINATE-X	ORDINATE-Y
STORY5	D1	3,429E+01	11,000	9,500	11,000	9,500
STORY4	D1	7,141E+01	11,000	9,500	11,000	9,500
STORY3	D1	1,085E+02	11,000	9,500	11,000	9,500
STORY2	D1	1,456E+02	11,000	9,500	11,000	9,500
STORY1	D1	1,845E+02	11,000	9,500	11,000	9,500

- *Modal Periods and Frecuencias (periodos y frecuencias)*

MODE	PERIOD	FREQUENCY	CIRCULAR FREQ
NUMBER	(TIME)	(CYCLES/TIME)	(RADIANS/TIME)
Mode 1	1,32701	0,75357	4,73485
Mode 2	1,29569	0,77179	4,84931
Mode 3	1,15819	0,86342	5,42502
Mode 4	0,35360	2,82802	17,76897
Mode 5	0,34805	2,87317	18,05268
Mode 6	0,31507	3,17386	19,94196
Mode 7	0,15337	6,52018	40,96753
Mode 8	0,15219	6,57056	41,28405
Mode 9	0,13913	7,18743	45,15994
Mode 10	0,08221	12,16468	76,43296
Mode 11	0,08191	12,20820	76,70639
Mode 12	0,07512	13,31161	83,63929

- *Modal Participating Mass Ratios*

MODE	X-TRANS	Y-TRANS	Z-TRANS	RX-ROTN	RY-ROTN	RZ-ROTN
NUMBER	%MASS <SUM>	%MASS <SUM>	%MASS <SUM>	%MASS <SUM>	%MASS <SUM>	%MASS <SUM>
Mode 1	0,00 < 0>	83,52 < 84>	0,00 < 0>	99,73 <100>	0,00 < 0>	0,00 < 0>
Mode 2	83,86 < 84>	0,00 < 84>	0,00 < 0>	0,00 <100>	99,75 <100>	0,00 < 0>
Mode 3	0,00 < 84>	0,00 < 84>	0,00 < 0>	0,00 <100>	0,00 <100>	83,95 < 84>
Mode 4	0,00 < 84>	12,33 < 96>	0,00 < 0>	0,06 <100>	0,00 <100>	0,00 < 84>
Mode 5	12,08 < 96>	0,00 < 96>	0,00 < 0>	0,00 <100>	0,04 <100>	0,00 < 84>
Mode 6	0,00 < 96>	0,00 < 96>	0,00 < 0>	0,00 <100>	0,00 <100>	11,97 < 96>
Mode 7	0,00 < 96>	3,27 < 99>	0,00 < 0>	0,20 <100>	0,00 <100>	0,00 < 96>
Mode 8	3,21 < 99>	0,00 < 99>	0,00 < 0>	0,00 <100>	0,20 <100>	0,00 < 96>
Mode 9	0,00 < 99>	0,00 < 99>	0,00 < 0>	0,00 <100>	0,00 <100>	3,22 < 99>
Mode 10	0,00 < 99>	0,76 <100>	0,00 < 0>	0,01 <100>	0,00 <100>	0,00 < 99>
Mode 11	0,74 <100>	0,00 <100>	0,00 < 0>	0,00 <100>	0,01 <100>	0,00 < 99>
Mode 12	0,00 <100>	0,00 <100>	0,00 < 0>	0,00 <100>	0,00 <100>	0,75 <100>

- *Modal Participating Mass Ratios*
(Static and Dynamic Ratios are in Percent)

TYPE	NAME	STATIC	DYNAMIC
Load	DEAD	0,0000	0,0000
Load	VIVA	0,0000	0,0000
Load	SC	0,0000	0,0000
Load	VT	0,0000	0,0000
Load	SX	100,0000	99,9984
Load	SY	100,0000	99,9984
Accel	UX	99,9998	99,8838
Accel	UY	99,9998	99,8820
Accel	UZ	0,0000	0,0000
Accel	RX	100,0000	99,9965
Accel	RY	100,0000	99,9966
Accel	RZ	99,9998	99,8836

- *Total Reactive Forces (Recovered Loads) At Origin*

LOAD	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
DEAD	3,273E-15	-3,374E-15	1,570E+03	1,492E+04	-1,727E+04	-6,778E-14
VIVA	1,977E-15	-4,029E-16	6,287E+02	5,973E+03	-6,916E+03	-3,766E-14
SC	1,926E-15	7,554E-17	5,894E+02	5,599E+03	-6,484E+03	-2,489E-14
VT	2,054E-16	-1,310E-16	1,048E+02	9,954E+02	-1,153E+03	-2,539E-15
SX	-1,628E+02	1,826E-09	-3,233E-12	-2,479E-08	-2,209E+03	1,722E+03
SY	1,938E-09	-1,628E+02	8,367E-12	2,209E+03	2,622E-08	-1,990E+03

- *Story Forces (fuerzas por nivel)*

STORY	LOAD	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY5	SX	-3,412E-13	-5,168E+01	5,729E-10	5,464E+02	-1,835E-09	-1,654E+02
STORY4	SX	-1,496E-12	-9,564E+01	1,060E-09	1,011E+03	-5,243E-09	-4,714E+02
STORY3	SX	-1,657E-12	-1,282E+02	1,440E-09	1,356E+03	-9,850E-09	-8,818E+02
STORY2	SX	-2,253E-12	-1,501E+02	1,695E-09	1,587E+03	-1,528E-08	-1,362E+03
STORY1	SX	-3,233E-12	-1,628E+02	1,826E-09	1,722E+03	-2,479E-08	-2,209E+03
STORY5	SY	9,600E-13	6,101E-10	-5,168E+01	-6,316E+02	1,654E+02	1,944E-09
STORY4	SY	2,588E-12	1,129E-09	-9,564E+01	-1,169E+03	4,714E+02	5,531E-09
STORY3	SY	4,696E-12	1,533E-09	-1,282E+02	-1,567E+03	8,818E+02	1,042E-08
STORY2	SY	5,202E-12	1,803E-09	-1,501E+02	-1,835E+03	1,362E+03	1,618E-08
STORY1	SY	8,367E-12	1,938E-09	-1,628E+02	-1,990E+03	2,209E+03	2,622E-08

- *Story Drifts (desplazamiento por niveles)*

STORY	DIRECTION	LOAD	MAX DRIFT
STORY5	X	SX	1/328
STORY4	X	SX	1/259
STORY3	X	SX	1/222
STORY2	X	SX	1/217
STORY1	X	SX	1/355
STORY5	Y	SY	1/299
STORY4	Y	SY	1/239
STORY3	Y	SY	1/206
STORY2	Y	SY	1/203
STORY1	Y	SY	1/336

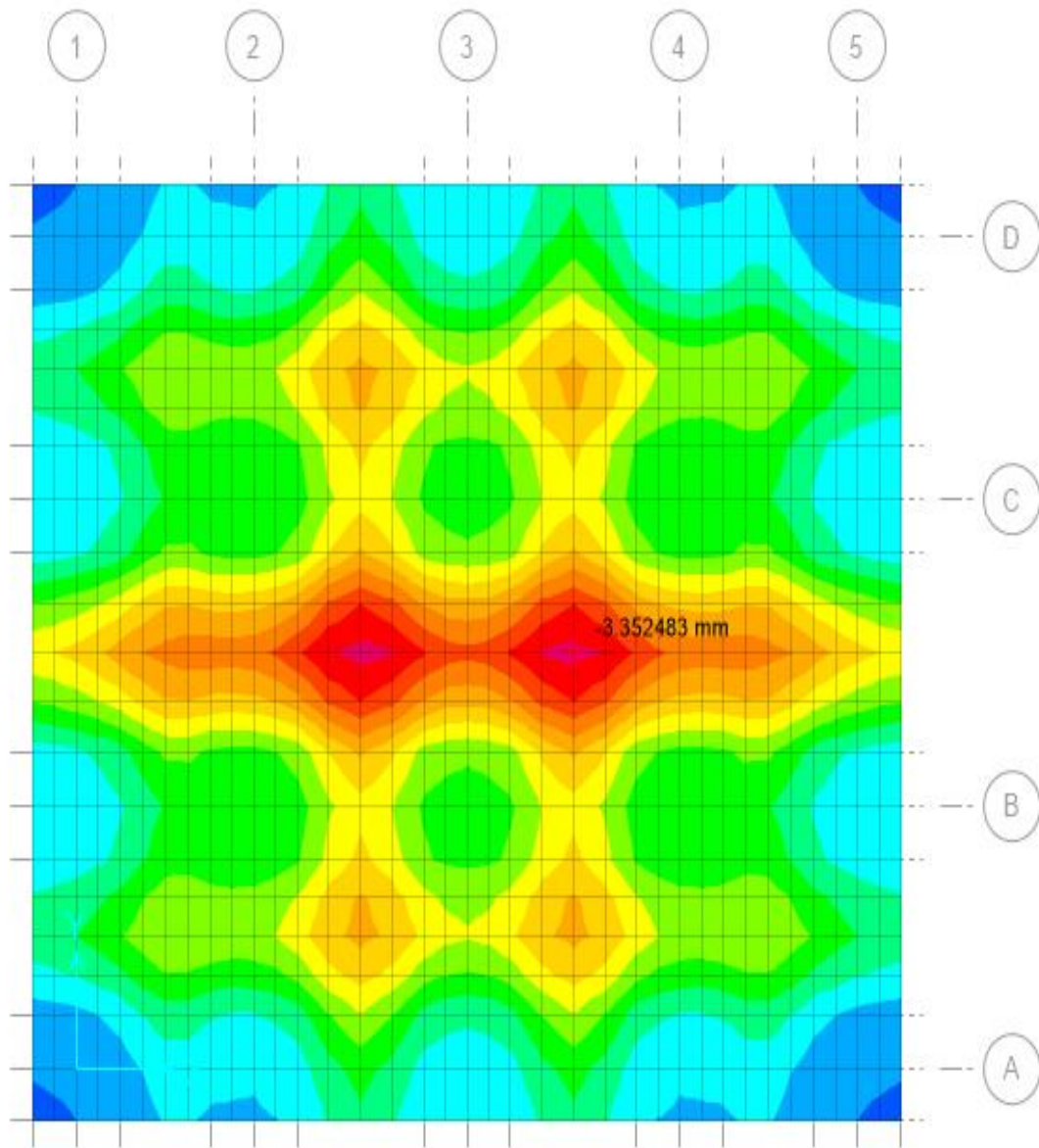
- *Displacements at Diaphragm Center of Mass*

STORY	DIAPHRAGM	LOAD	UX	UY	RZ
STORY5	D1	SX	0,0603	0,0000	-0,00054
STORY4	D1	SX	0,0514	0,0000	-0,00046
STORY3	D1	SX	0,0401	0,0000	-0,00036
STORY2	D1	SX	0,0270	0,0000	-0,00024
STORY1	D1	SX	0,0135	0,0000	-0,00012
STORY5	D1	SY	0,0000	0,0635	0,00061
STORY4	D1	SY	0,0000	0,0539	0,00052
STORY3	D1	SY	0,0000	0,0419	0,00041
STORY2	D1	SY	0,0000	0,0280	0,00028
STORY1	D1	SY	0,0000	0,0140	0,00014

- *Story Maximum and Average Lateral Displacements*

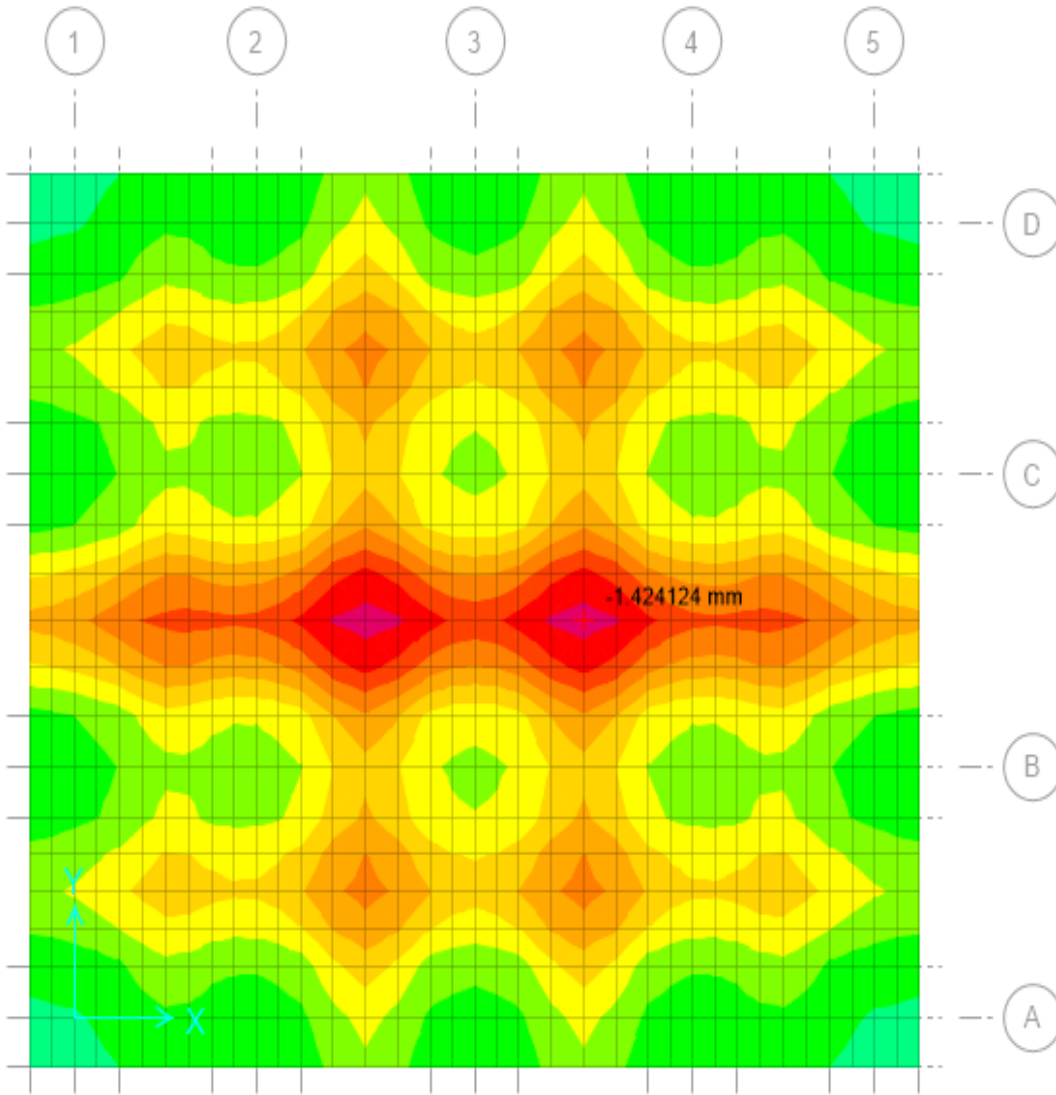
STORY	LOAD	DIR	MAXIMUM	AVERAGE	RATIO
STORY5	SX	X	0,0654	0,0603	1,085
STORY4	SX	X	0,0558	0,0514	1,085
STORY3	SX	X	0,0435	0,0401	1,085
STORY2	SX	X	0,0292	0,0270	1,085
STORY1	SX	X	0,0147	0,0135	1,085
STORY5	SY	Y	0,0703	0,0635	1,106
STORY4	SY	Y	0,0597	0,0539	1,107
STORY3	SY	Y	0,0464	0,0419	1,107
STORY2	SY	Y	0,0311	0,0280	1,108
STORY1	SY	Y	0,0155	0,0140	1,109

Figura 31. Diagrama de deflexión por carga muerta en losa de nivel 2



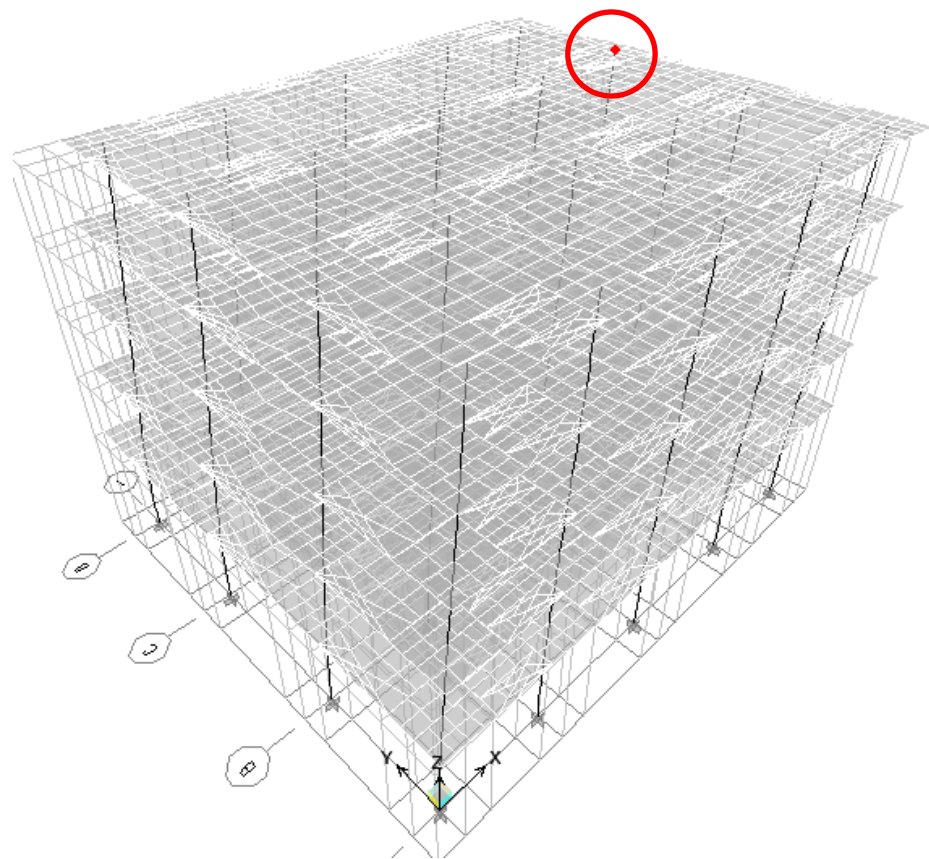
Fuente: elaboración propia, con programa SAFE 12.3.1.

Figura 32. Diagrama de deflexión por carga viva en losa de nivel 2



Fuente: elaboración propia, con programa SAFE 12.3.1.

Figura 33. Desplazamientos máximos (sistema de losas planas), sismo en X (cm)



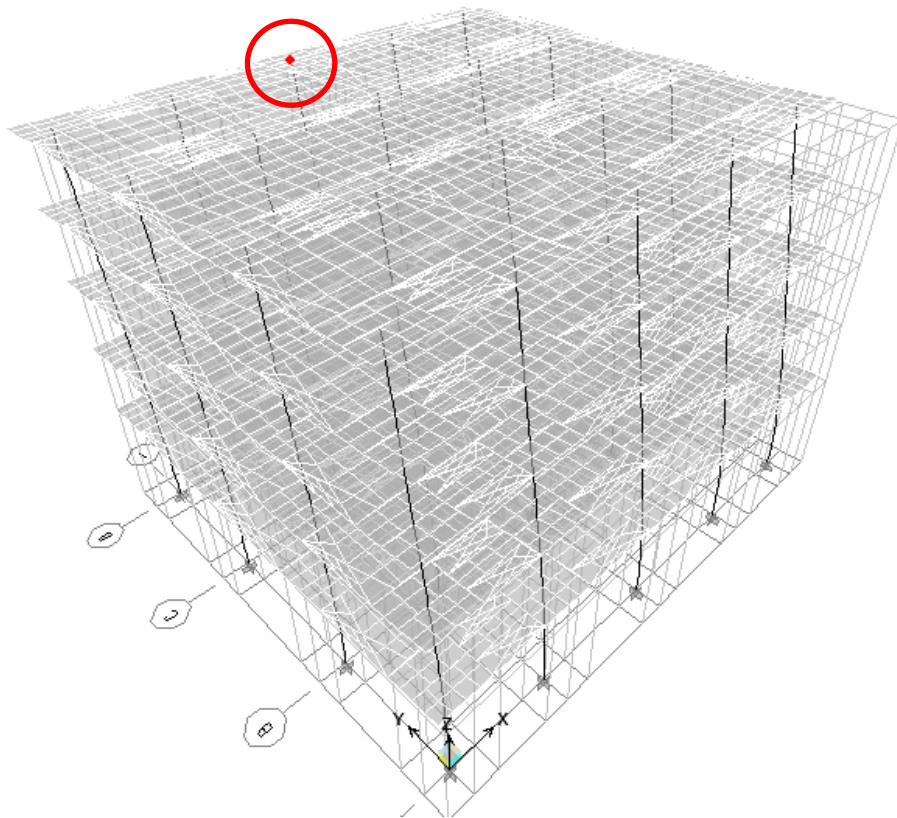
Point Object	19	Story Level	STORY5
Trans	X 6.218576	Y -0.591715	Z -0.026784
Rotn	0.000228	0.002480	-0.000538

Lateral Drifts...

STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
STORY5	6.218576	-0.591715	0.002867	0.000271
STORY4	5.301111	-0.505080	0.003635	0.000344
STORY3	4.138046	-0.395078	0.004244	0.000403
STORY2	2.779880	-0.266012	0.004332	0.000414
STORY1	1.393619	-0.133563	0.002680	0.000257

Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

Figura 34. **Desplazamientos máximos (sistema de losas planas), sismo en Y (cm)**



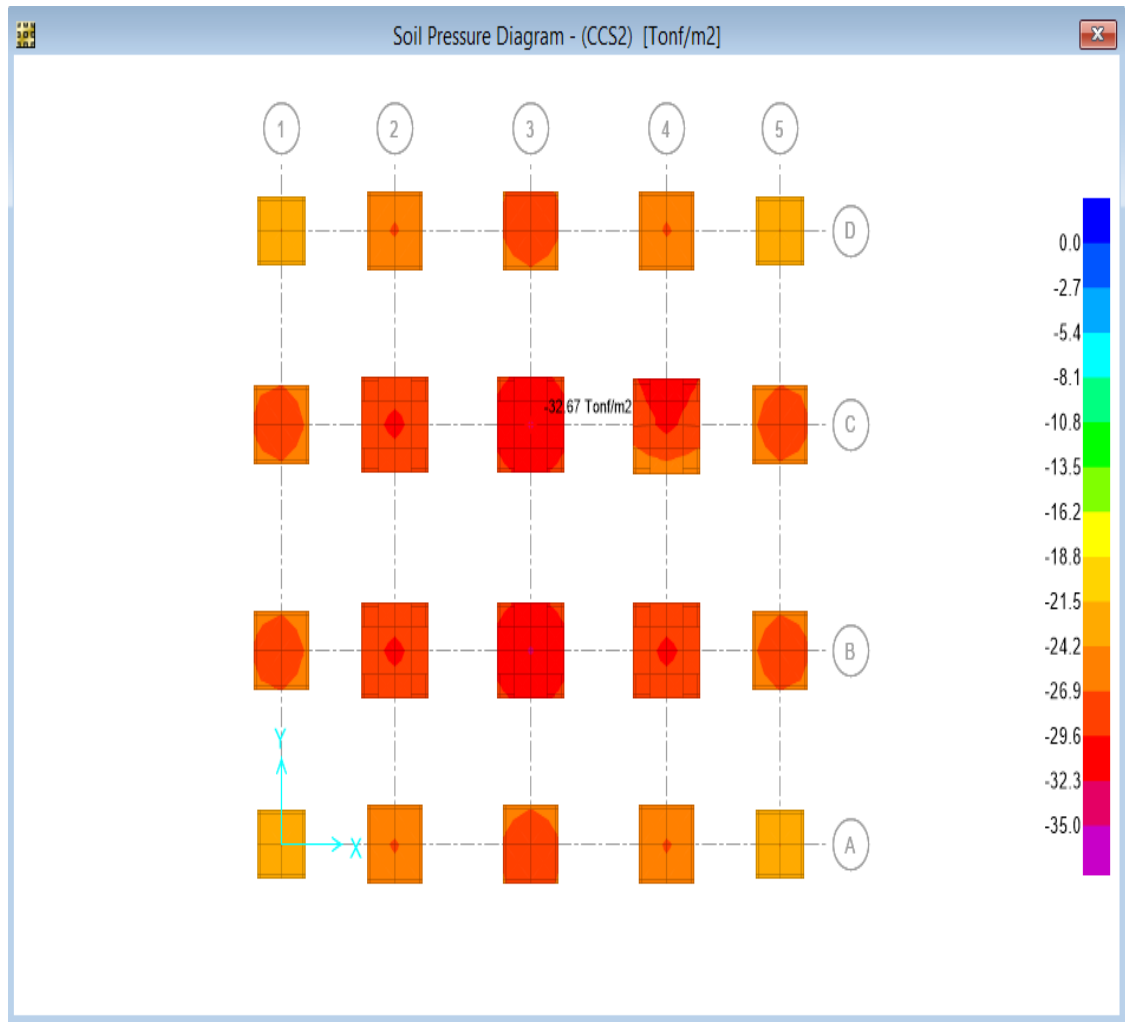
Point Object	137	Story Level	STORY5
	X	Y	Z
Trans	-0.582538	6.354033	-0.021378
Rotn	-0.002613	-0.000226	0.000613

Lateral Drifts...

STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
STORY5	-0.582538	6.354033	0.000267	0.002998
STORY4	-0.497246	5.394792	0.000338	0.003754
STORY3	-0.388951	4.193488	0.000397	0.004345
STORY2	-0.261886	2.803163	0.000407	0.004398
STORY1	-0.131492	1.395816	0.000253	0.002684

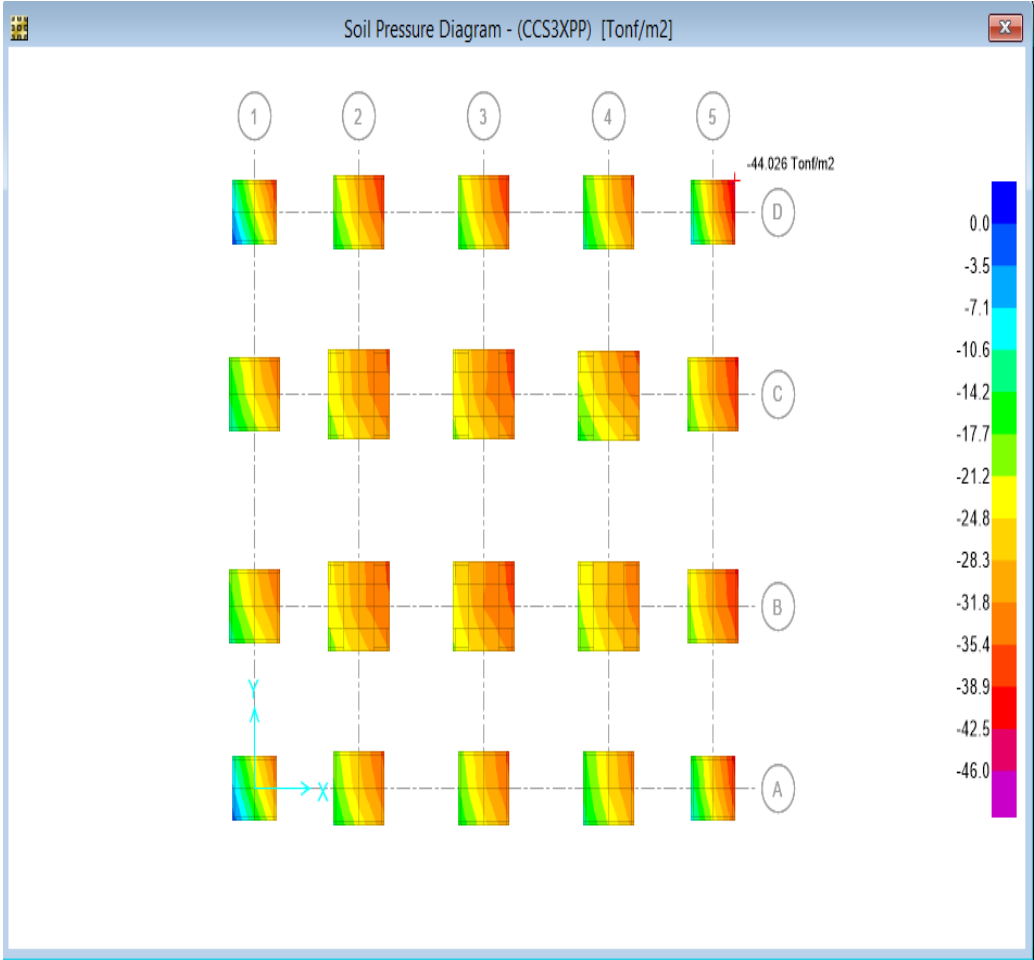
Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

Figura 35. Diagrama de presiones críticas por combinación de carga vertical (sistema de losas planas)



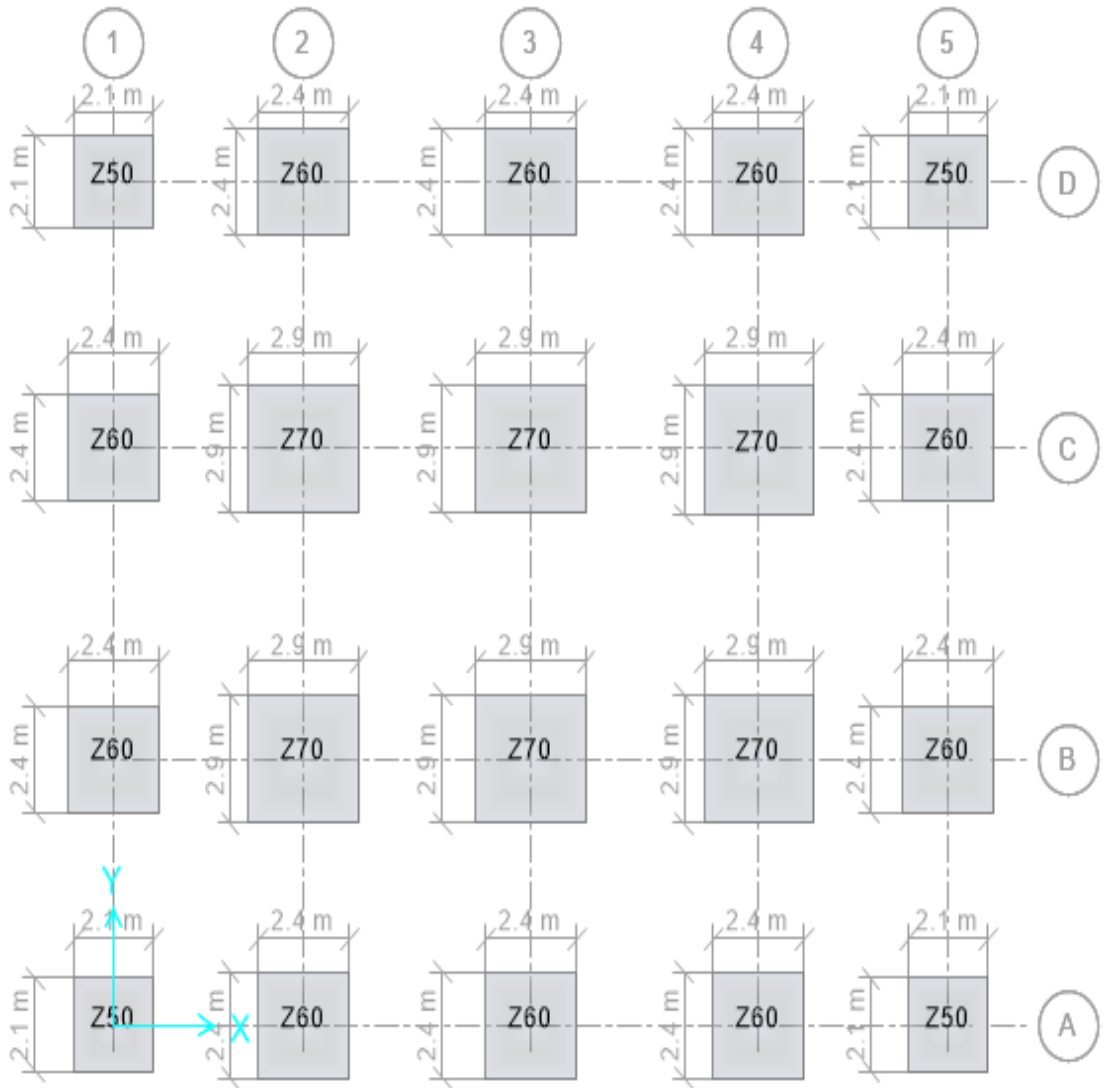
Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

Figura 36. Diagrama de presiones críticas por combinación de carga sísmica (sistema de losas planas)



Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

Figura 37. **Diseño de zapatas, espesores (sistema de losas planas)**



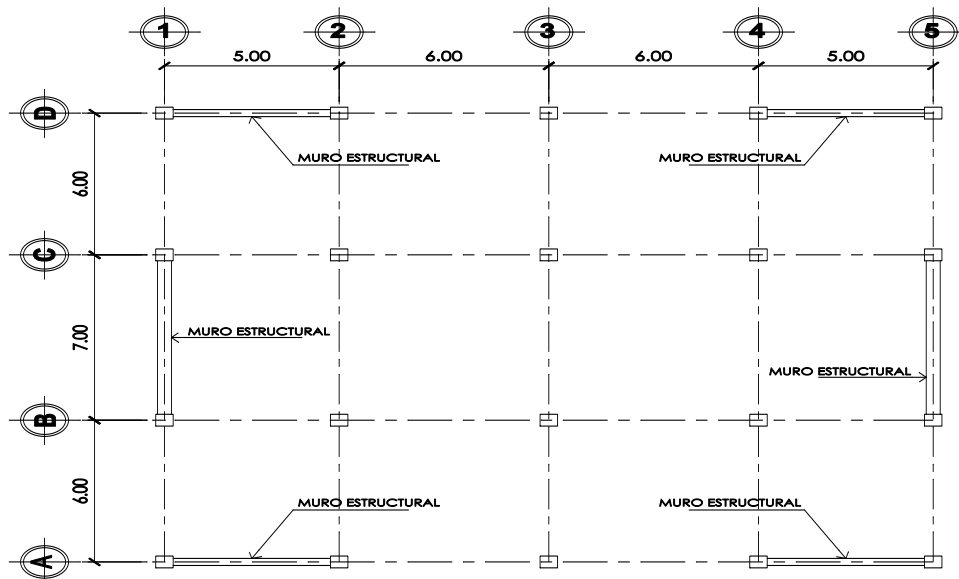
Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

8. ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICIO CON SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES RESISTENTE AL 100 % DE LA CARGA LATERAL Y LOSAS PLANAS APOYADAS SOBRE COLUMNAS, POR MEDIO DE LA UTILIZACIÓN DE LOS PROGRAMAS PARA COMPUTADORA: ETABS 9.7.4. Y SAFE 12.3.1.

8.1. Parámetros del edificio

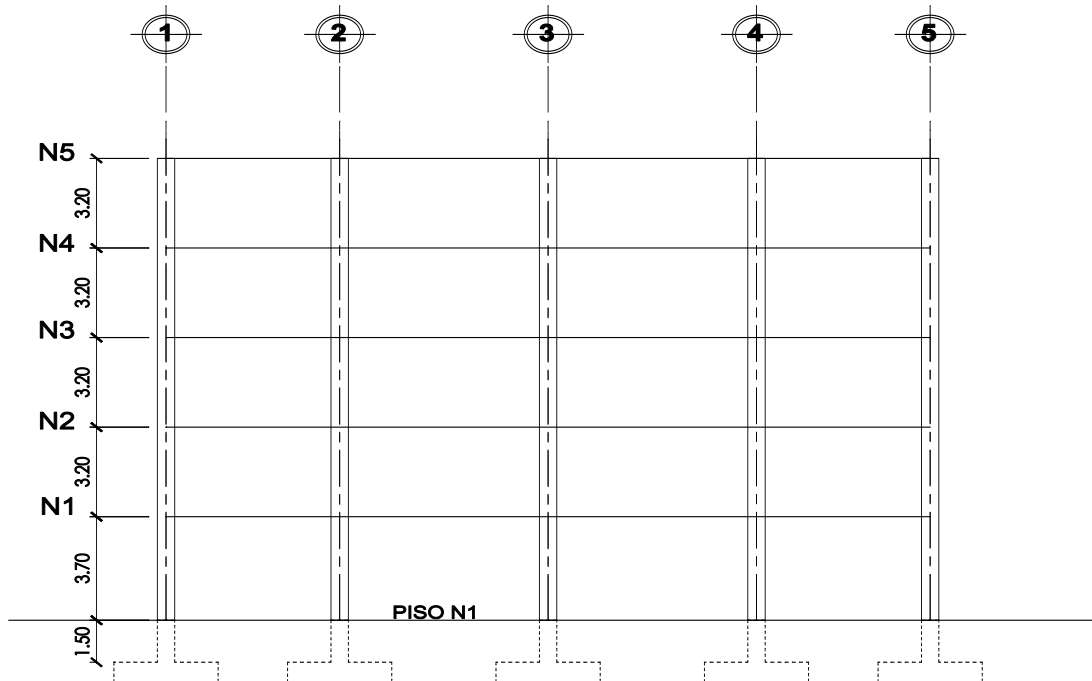
Las dimensiones en planta y elevación son iguales al edificio analizado en el capítulo 7, la diferencia radica en los muros estructurales para este edificio.

Figura 38. **Planta edificio (sistema de muros estructurales)**



Fuente: elaboración propia, con programa DraftSight.

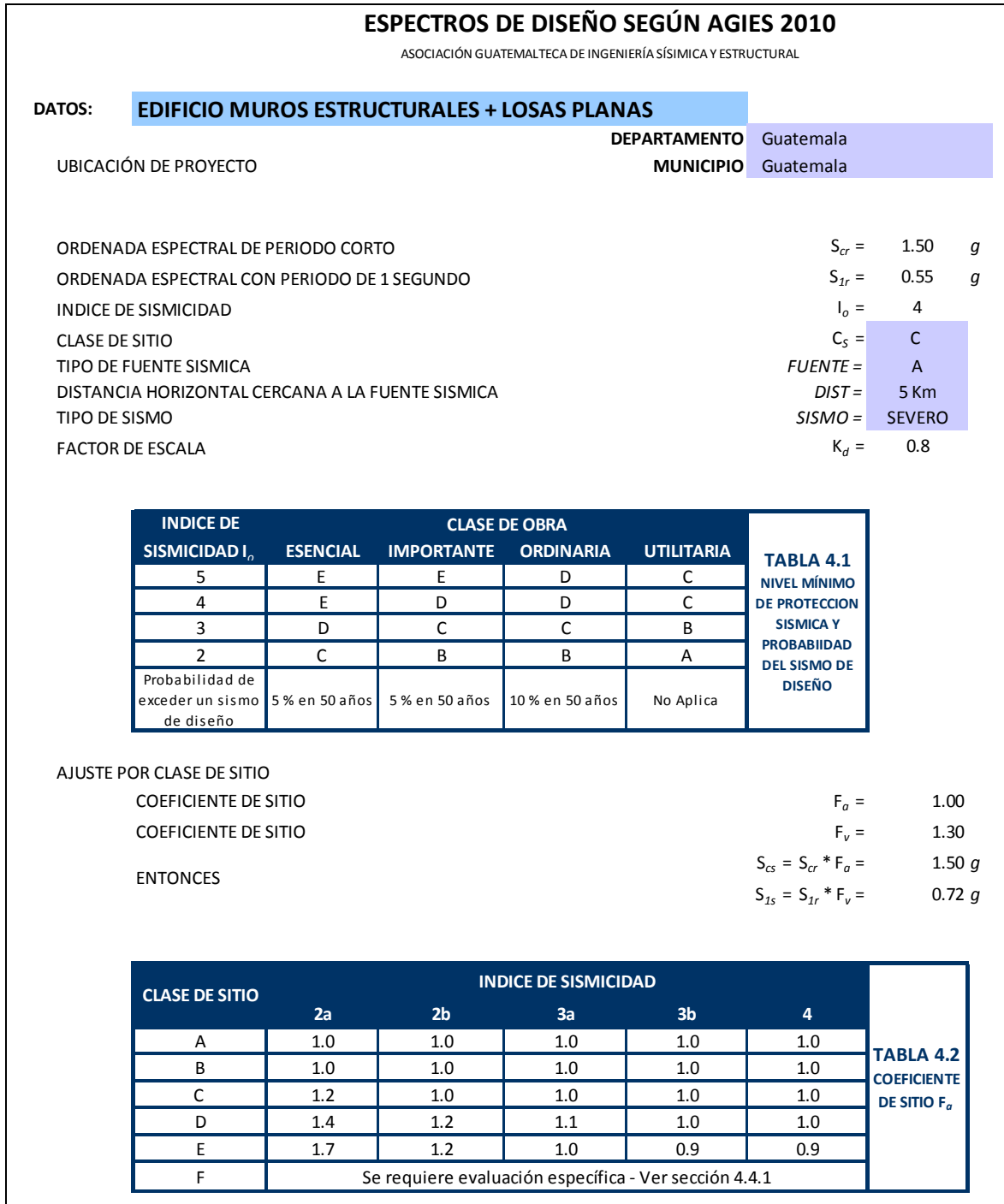
Figura 39. Elevación edificio (sistema de muros estructurales)



Fuente: elaboración propia, con programa DraftSight.

- Datos para determinar el sismo de diseño según AGIES NS 2010
Uso: oficinas
Carga viva: 300 kg/m^2 según Tabla 3-1 del AGIES NS – 2
Sobrecarga muerta: 225 kg/m^2
Lugar de ubicación: ciudad de Guatemala
Tipo de suelo: C
Tipo de obra: Importante
Sistema estructural: E-3 (sistema general con muros estructurales de concreto reforzado)

Figura 40. **Espectros de diseño para un edificio de muros estructurales con losas planas según AGIES 2010**



Continuación de la figura 40.

CLASE DE SITIO	INDICE DE SISMICIDAD					TABLA 4.3 COEFICIENTE DE SITIO F_v
	2a	2b	3a	3b	4	
A	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3	
D	2.0	1.8	1.7	1.6	1.5	
E	3.2	2.8	2.6	2.4	2.4	
F	Se requiere evaluación específica - Ver sección 4.4.1					

TIPO DE FUENTE	DESCRIPCION	MAXIMA MAGNITUD- MOMENTO	TASA DE CORRIMIENTO (mm por año)	TABLA 4.5 TIPO DE FUENTE SISMICA
A	FALLAS GEOLOGICAS CAPACES DE GENERAR EVENTOS DE GRAN MAGNITUD Y CON ALTA TASA DE SISMICIDAD (nota 1)	$M_o \geq 7.0$	$TC \geq 5$	
B	FALLAS GEOLOGICAS QUE NO SON A o C	$M_o \geq 7.0$ $M_o < 7.0$ $M_o \geq 6.5$	$TC < 5$ $TC > 2$ $TC < 2$	
C	FALLAS GEOLOGICAS INCAPACES DE GENERAR EVENTOS DE GRAN MAGNITUD Y QUE TIENEN BAJA TASA DE SISMICIDAD	$M_o < 6.5$	$TC < 2$	
NOTA 1: La zona de subducción de Guatemala no se considera por la distancia a la fuente				
NOTA 2: La magnitud M_o y el TC deben concurrir simultáneamente cuando se califique el tipo de fuente sísmica				

TIPO DE FUENTE	DISTANCIA HORIZONTAL MAS CERCANA A FUENTE SISMICA (nota 1)			TABLA 4.6 FACTOR N_d PARA PERIODOS CORTOS DE VIBRACION
	≤ 2 Km	5 Km	≥ 10 Km	
A	1.25	1.12	1.00	
B	1.12	1.00	1.00	
C	1.00	1.00	1.00	
NOTA 1: Tomar la distancia horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 Km.				
NOTA 2: Utilizar el factor N_d que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes.				

Continuación de la figura 40.

TIPO DE FUENTE	DISTANCIA HORIZONTAL MAS CERCANA A FUENTE SISMICA (nota 1)				TABLA 4.7 FACTOR N_v PARA PERIODOS LARGOS DE VIBRACION
	≤ 2 Km	5 Km	10 Km	≥ 15 Km	
A	1.40	1.20	1.10	1.00	
B	1.20	1.10	1.00	1.00	
C	1.00	1.00	1.00	1.00	
NOTA 1: Tomar la distancia horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 Km.					
NOTA 2: Utilizar el factor N_v que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes.					

AJUSTE POR INTENSIDADES SÍSMICAS ESPECIALES

COEFICIENTE DE SITIO $N_d = 1.12$

COEFICIENTE DE SITIO $N_v = 1.20$

ENTONCES $S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_d = 1.68 g$

$S_{1s} = S_{1r} * F_v * N_v = 0.86 g$

PERIODO DE TRANSICION $T_s = S_{1s} / S_{cs} = 0.5107$

TIPO DE SISMO	FACTORES DE ESCALA		TABLA 4.8 FACTORES DE ESCALA
	PROBABILIDAD	FACTOR K_d	
ORDINARIO	10% DE SER EXCEDIDO EN 50 AÑOS	0.66	
SEVERO	05% DE SER EXCEDIDO EN 50 AÑOS	0.80	
EXTREMO	02% DE SER EXCEDIDO EN 50 AÑOS	1.00	
MINIMO	CONDICION DE EXCEPCION	0.55	

ESPECTRO CALIBRADO AL NIVEL DE DISEÑO REQUERIDO

$S_{cd} = K_d * S_{cs} = 1.344 g$

$S_{1d} = K_d * S_{1s} = 0.6864 g$

ACELERACION MAXIMA DEL SUELO $AMS_d = 0.40 * S_{cd} = 0.5376 g$

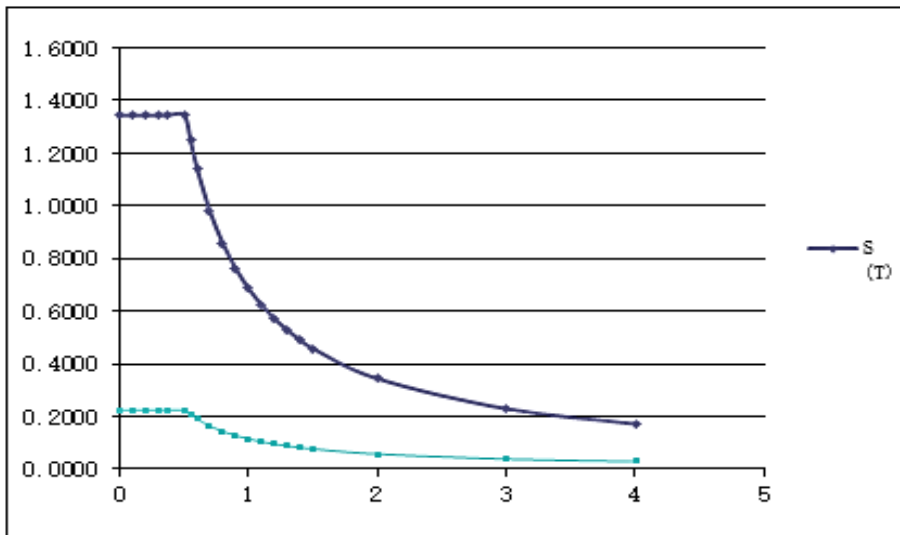
COMPONENTE VERTICAL DEL SISMO DE DISEÑO $S_{vd} = 0.15 * S_{cd} = 0.2016 g$

CONSTRUCCIÓN DE ESPECTRO DE RESPUESTA		
T (s)	S (T)	Cs
0	1.3440	0.2240
0.10	1.3440	0.2240
0.20	1.3440	0.2240
0.30	1.3440	0.2240
0.37	1.3440	0.2240
0.50	1.3440	0.2240
0.55	1.2480	0.2080
0.60	1.1440	0.1907
0.70	0.9806	0.1634
0.80	0.8580	0.1430
0.90	0.7627	0.1271
1.00	0.6864	0.1144
0.95	0.7225	0.1204
1.10	0.6240	0.1040
1.30	0.5280	0.0880
1.40	0.4903	0.0817
1.50	0.4576	0.0763
2.00	0.3432	0.0572
3.00	0.2288	0.0381
4.00	0.1716	0.0286

R= 6

Fuente: Asociación Guatemalteca de Ingeniería Sísmica y Estructural.

Figura 41. **Gráfico del espectro de respuesta (sistema de muros estructurales)**

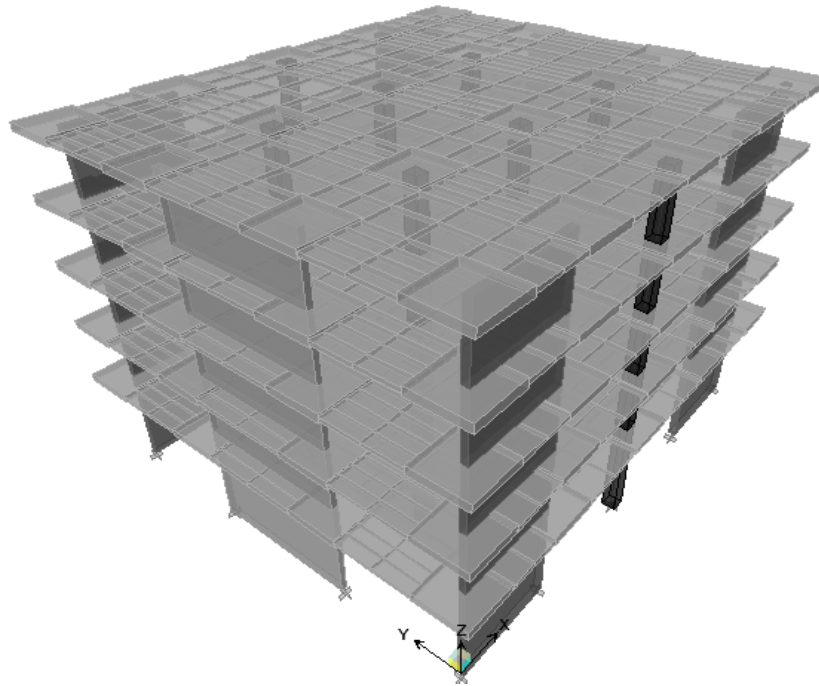


Fuente: elaboración propia, con programa Excel.

El predimensionamiento de la estructura se ha realizado de acuerdo a lo expuesto en los capítulos anteriores, por lo que se tienen las siguientes dimensiones:

- Losas $t = 0,15 \text{ m}$
- Capiteles $t = 0,30 \text{ m}$
- Muros de $t = 0,30 \text{ m}$
- Columnas de $0,60 \times 0,60 \text{ m}$

Figura 42. **Modelo utilizado (sistema de muros estructurales)**



Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

Resultados del análisis de ETABS 9.7.4. en unidades de toneladas – metro.

- Datos de los niveles

Nivel	Similar a	Altura	Elevación
<i>STORY5</i>	<i>None</i>	3,200	18,000
<i>STORY4</i>	<i>None</i>	3,200	14,800
<i>STORY3</i>	<i>None</i>	3,200	11,600
<i>STORY2</i>	<i>None</i>	3,200	8,400
<i>STORY1</i>	<i>None</i>	5,200	5,200
<i>BASE</i>	<i>None</i>	0,000	

- Casos de carga estática

STATIC CASE	CASE TYPE	AUTO LAT LOAD	SELF WT MULTIPLIER	NOTIONAL FACTOR	NOTIONAL DIRECTION
DEAD	DEAD	N/A	1,0000		
VIVA	LIVE	N/A	0,0000		
SC	SUPER DEAD	N/A	0,0000		
VT	LIVE	N/A	0,0000		
SX	QUAKE	USER_COEFF	0,0000		
SY	QUAKE	USER_COEFF	0,0000		

Auto Seismic User Coefficient (Sismo por coeficientes)

Caso: SX

Auto Seismic Input Data (Datos de entrada)

Direction: X + EccY

Typical Eccentricity = 5 %

Eccentricity Overrides: No

Period Calculation: Program Calculated

Ct = 0,035 (in feet units)

Top Story: STORY5

Bottom Story: BASE

C = 0,1907

K = 1,05

Auto Seismic Calculation Formulas (fórmulas para cálculo)

V = C W

Auto Seismic Calculation Results (resultados de cálculo)

W Used = 1 693,77 (peso usado)

V Used = 0,1907W = 323,00 (corte basal usado)

- *Auto Seismic Story Forces (Fuerzas Sísmicas por Nivel)*

STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY5	96,17	0,00	0,00	0,000	-29,067	-80,943
STORY4	83,55	0,00	0,00	0,000	-23,667	-69,355
STORY3	64,70	0,00	0,00	0,000	-18,325	-53,702
STORY2	46,10	0,00	0,00	0,000	-13,057	-38,265
STORY1	32,48	0,00	0,00	0,000	-23,154	-23,761

Auto Seismic User Coefficient (Sismo por coeficientes)

Caso: SY

Auto Seismic Input Data (Datos de entrada)

Direction: Y + EccX

Typical Eccentricity = 5 %

Eccentricity Overrides: No

Period Calculation: Program Calculated

Ct = 0,035 (in feet units)

Top Story: STORY5

Bottom Story: BASE

C = 0,1907

K = 1,05

Auto Seismic Calculation Formulas (fórmulas para cálculo)

V = C W

Auto Seismic Calculation Results (resultados de cálculo)

W Used = 1 693,77

V Used = 0,1907W = 323,00

- *Auto Seismic Story Forces* (fuerzas sísmicas por nivel)

STORY	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY5	0,00	96,17	0,00	29,067	0,000	92,269
STORY4	0,00	83,55	0,00	23,667	0,000	79,061
STORY3	0,00	64,70	0,00	18,325	0,000	61,216
STORY2	0,00	46,10	0,00	13,057	0,000	43,619
STORY1	0,00	32,48	0,00	23,154	0,000	27,087

- *Mass Source Data* (datos de fuentes de masa)

MASS	LATERAL	LUMP MASS
FROM	MASS ONLY	AT STORIES
Masses	Yes	Yes

- *Diaphragm Mass Data*

STORY	DIAPHRAGM	MASS-X	MASS-Y	MMI	X-M	Y-M
STORY5	D1	2,491E+01	2,491E+01	2,284E+03	11,000	9,500
STORY4	D1	2,621E+01	2,621E+01	2,368E+03	11,000	9,500
STORY3	D1	2,621E+01	2,621E+01	2,368E+03	11,000	9,500
STORY2	D1	2,621E+01	2,621E+01	2,368E+03	11,000	9,500
STORY1	D1	2,693E+01	2,693E+01	2,405E+03	11,000	9,500

- *Assembled Point Masses*

STORY	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
STORY5	3,172E+01	3,172E+01	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	2,284E+03
STORY4	3,385E+01	3,385E+01	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	2,368E+03
STORY3	3,385E+01	3,385E+01	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	2,368E+03
STORY2	3,385E+01	3,385E+01	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	2,368E+03
STORY1	3,946E+01	3,946E+01	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	2,405E+03
BASE	2,915E+00	2,915E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00
Totals	1,756E+02	1,756E+02	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	1,179E+04

- Centers of Cumulative Mass & Centers Of Rigidity

STORY	DIAPHRAGM		/--CENTER OF MASS--/		/--CENTER OF RIGIDITY--/	
LEVEL	NAME	MASS	ORDINATE-X	ORDINATE-Y	ORDINATE-X	ORDINATE-Y
STORY5	D1	2,491E+01	11,000	9,500	11,000	9,512
STORY4	D1	5,111E+01	11,000	9,500	11,000	9,511
STORY3	D1	7,732E+01	11,000	9,500	11,000	9,509
STORY2	D1	1,035E+02	11,000	9,500	11,000	9,506
STORY1	D1	1,305E+02	11,000	9,500	11,000	9,503

- Modal Periods and Frecuencias (periodos y frecuencias)

MODE	PERIOD	FREQUENCY	CIRCULAR FREQ
NUMBER	(TIME)	(CYCLES/TIME)	(RADIANS/TIME)
Mode 1	0,35742	2,79781	17,57918
Mode 2	0,31890	3,13581	19,70291
Mode 3	0,23359	4,28105	26,89863
Mode 4	0,07107	14,07012	88,40519
Mode 5	0,06967	14,35305	90,18286
Mode 6	0,04913	20,35420	127,88922
Mode 7	0,03386	29,53353	185,56463
Mode 8	0,03299	30,30912	190,43782
Mode 9	0,03251	30,76013	193,27162
Mode 10	0,03242	30,84819	193,82487
Mode 11	0,03240	30,86716	193,94407
Mode 12	0,03224	31,02057	194,90797

- *Modal Participating Mass Ratios*

MODE	X-TRANS	Y-TRANS	Z-TRANS	RX-ROTN	RY-ROTN	RZ-ROTN
NUMBER	%MASS <SUM>	%MASS <SUM>	%MASS <SUM>	%MASS <SUM>	%MASS <SUM>	%MASS <SUM>
<i>Mode 1</i>	73,25 < 73>	0,00 < 0>	0,00 < 0>	0,00 < 0>	98,09 < 98>	0,00 < 0>
<i>Mode 2</i>	0,00 < 73>	74,46 < 74>	0,00 < 0>	98,47 < 98>	0,00 < 98>	0,00 < 0>
<i>Mode 3</i>	0,00 < 73>	0,00 < 74>	0,00 < 0>	0,00 < 98>	0,00 < 98>	72,72 < 73>
<i>Mode 4</i>	19,86 < 93>	0,00 < 74>	0,00 < 0>	0,00 < 98>	1,75 <100>	0,00 < 73>
<i>Mode 5</i>	0,00 < 93>	19,51 < 94>	0,00 < 0>	1,41 <100>	0,00 <100>	0,00 < 73>
<i>Mode 6</i>	0,00 < 93>	0,00 < 94>	0,00 < 0>	0,00 <100>	0,00 <100>	19,93 < 93>
<i>Mode 7</i>	0,00 < 93>	3,69 < 98>	0,00 < 0>	0,07 <100>	0,00 <100>	0,00 < 93>
<i>Mode 8</i>	2,89 < 96>	0,00 < 98>	0,00 < 0>	0,00 <100>	0,06 <100>	0,00 < 93>
<i>Mode 9</i>	0,00 < 96>	0,00 < 98>	0,00 < 0>	0,00 <100>	0,00 <100>	0,95 < 94>
<i>Mode 10</i>	0,00 < 96>	0,00 < 98>	0,00 < 0>	0,00 <100>	0,00 <100>	0,00 < 94>
<i>Mode 11</i>	0,01 < 96>	0,00 < 98>	0,00 < 0>	0,00 <100>	0,00 <100>	0,02 < 94>
<i>Mode 12</i>	0,00 < 96>	0,00 < 98>	0,00 < 0>	0,00 <100>	0,00 <100>	0,00 < 94>

- *Modal Participating Mass Ratios*
(*Static and Dynamic Ratios are in Percent*)

TYPE	NAME	STATIC	DYNAMIC
<i>Load</i>	<i>DEAD</i>	0,3305	0,0000
<i>Load</i>	<i>VIVA</i>	0,3939	0,0000
<i>Load</i>	<i>SC</i>	0,4201	0,0000
<i>Load</i>	<i>VT</i>	0,1106	0,0000
<i>Load</i>	<i>SX</i>	99,9994	99,1097
<i>Load</i>	<i>SY</i>	99,9995	99,1198
<i>Accel</i>	<i>UX</i>	99,9818	96,0083
<i>Accel</i>	<i>UY</i>	99,9916	97,6586
<i>Accel</i>	<i>UZ</i>	0,0000	0,0000
<i>Accel</i>	<i>RX</i>	99,9997	99,9557
<i>Accel</i>	<i>RY</i>	99,9994	99,8950
<i>Accel</i>	<i>RZ</i>	100,0478	93,6221

- *Total Reactive Forces (Recovered Loads) At Origin*

LOAD	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
DEAD	-2,467E-12	-8,719E-10	1,724E+03	1,638E+04	-1,896E+04	-1,005E-08
VIVA	-8,510E-13	-5,125E-10	6,287E+02	5,973E+03	-6,916E+03	-5,927E-09
SC	-8,538E-13	-4,960E-10	5,894E+02	5,599E+03	-6,484E+03	-5,723E-09
VT	-1,893E-13	-9,920E-11	1,048E+02	9,954E+02	-1,153E+03	-1,136E-09
SX	-3,230E+02	-2,882E-11	-1,059E-07	-7,640E-07	-4,167E+03	3,335E+03
SY	1,394E-10	-3,230E+02	-2,112E-06	4,167E+03	2,119E-05	-3,856E+03

- *Story Forces (fuerzas por nivel)*

STORY	LOAD	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY5	SX	3,203E-09	-9,617E+01	-1,019E-12	9,946E+02	2,517E-08	-2,787E+02
STORY4	SX	2,121E-08	-1,797E+02	-1,523E-11	1,858E+03	1,533E-07	-8,301E+02
STORY3	SX	-6,883E-08	-2,444E+02	-2,539E-11	2,526E+03	-5,401E-07	-1,594E+03
STORY2	SX	-8,862E-08	-2,905E+02	-3,042E-11	3,002E+03	-6,676E-07	-2,511E+03
STORY1	SX	-1,059E-07	-3,230E+02	-2,882E-11	3,335E+03	-7,640E-07	-4,167E+03
STORY5	SY	1,041E-07	1,379E-10	-9,617E+01	-1,150E+03	2,787E+02	-1,153E-06
STORY4	SY	-3,225E-07	3,366E-10	-1,797E+02	-2,148E+03	8,301E+02	1,697E-06
STORY3	SY	-9,740E-07	1,031E-10	-2,444E+02	-2,921E+03	1,594E+03	1,184E-07
STORY2	SY	-1,550E-06	1,203E-10	-2,905E+02	-3,472E+03	2,511E+03	1,062E-05
STORY1	SY	-2,112E-06	1,394E-10	-3,230E+02	-3,856E+03	4,167E+03	2,119E-05

- *Story Drifts (desplazamiento por niveles)*

STORY	DIRECTION	LOAD	MAX DRIFT
STORY5	X	SX	1/1252
STORY4	X	SX	1/1253
STORY3	X	SX	1/1340
STORY2	X	SX	1/1602
STORY1	X	SX	1/3152
STORY5	Y	SY	1/1610
STORY4	Y	SY	1/1586
STORY3	Y	SY	1/1672
STORY2	Y	SY	1/1960
STORY1	Y	SY	1/3598

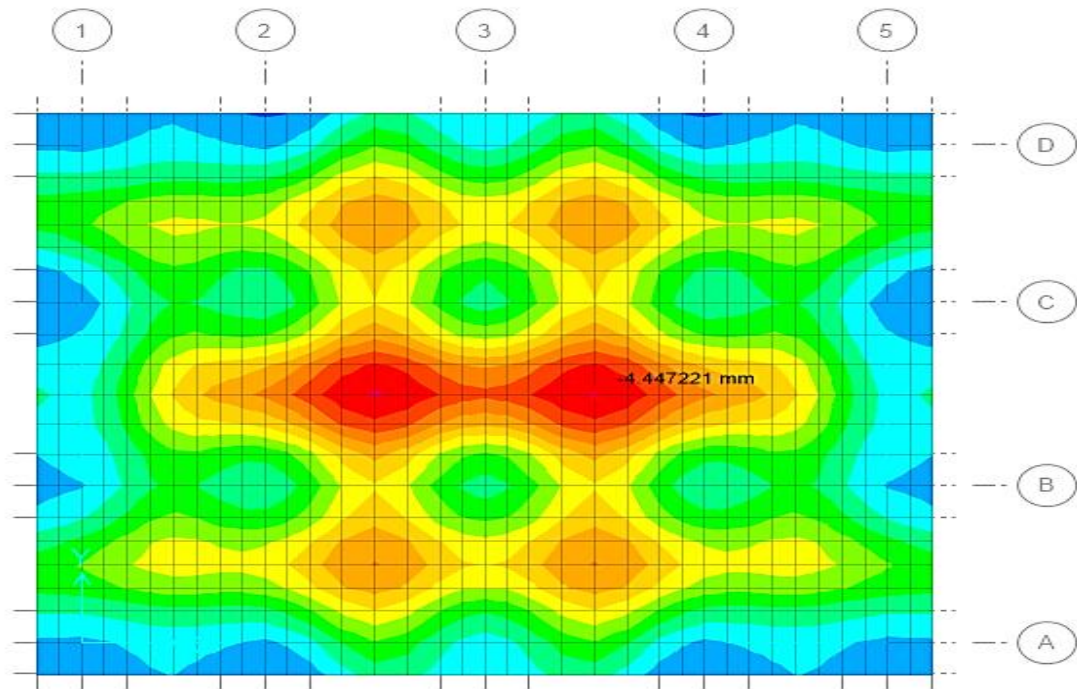
- *Displacements at Diaphragm Center of Mass*

STORY	DIAPHRAGM	LOAD	UX	UY	RZ
STORY5	D1	SX	0,0107	0,0000	-0,00004
STORY4	D1	SX	0,0083	0,0000	-0,00003
STORY3	D1	SX	0,0058	0,0000	-0,00002
STORY2	D1	SX	0,0035	0,0000	-0,00001
STORY1	D1	SX	0,0016	0,0000	-0,00001
STORY5	D1	SY	0,0000	0,0085	0,00004
STORY4	D1	SY	0,0000	0,0066	0,00003
STORY3	D1	SY	0,0000	0,0047	0,00002
STORY2	D1	SY	0,0000	0,0029	0,00001
STORY1	D1	SY	0,0000	0,0014	0,00001

- *Story Maximum and Average Lateral Displacements*

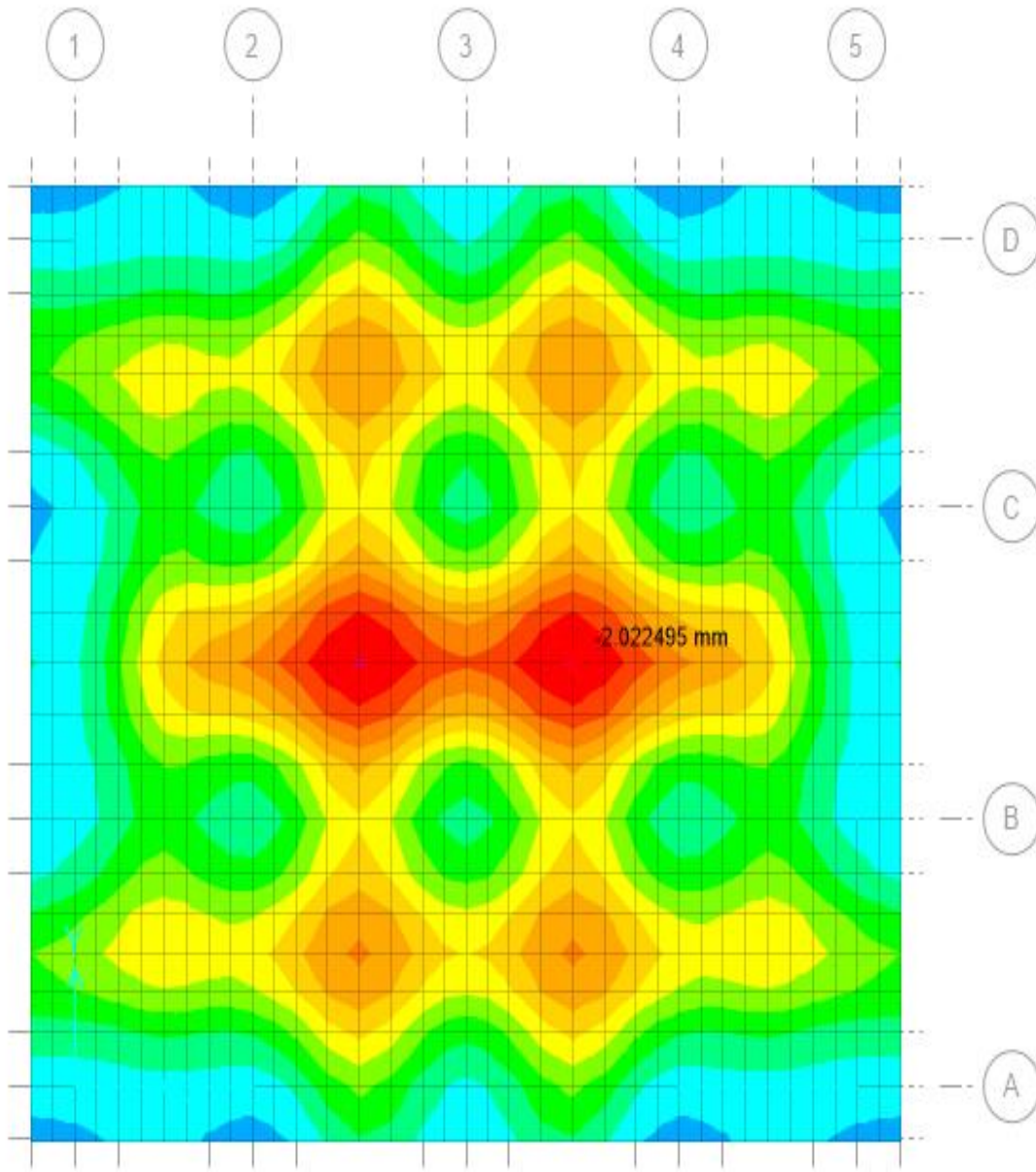
STORY	LOAD	DIR	MAXIMUM	AVERAGE	RATIO
STORY5	SX	X	0,0111	0,0107	1,034
STORY4	SX	X	0,0086	0,0083	1,034
STORY3	SX	X	0,0060	0,0058	1,034
STORY2	SX	X	0,0036	0,0035	1,035
STORY1	SX	X	0,0016	0,0016	1,035
STORY5	SY	Y	0,0090	0,0085	1,058
STORY4	SY	Y	0,0070	0,0066	1,057
STORY3	SY	Y	0,0050	0,0047	1,056
STORY2	SY	Y	0,0031	0,0029	1,056
STORY1	SY	Y	0,0014	0,0014	1,054

Figura 43. Diagrama de deflexión por carga muerta en losa de nivel 1



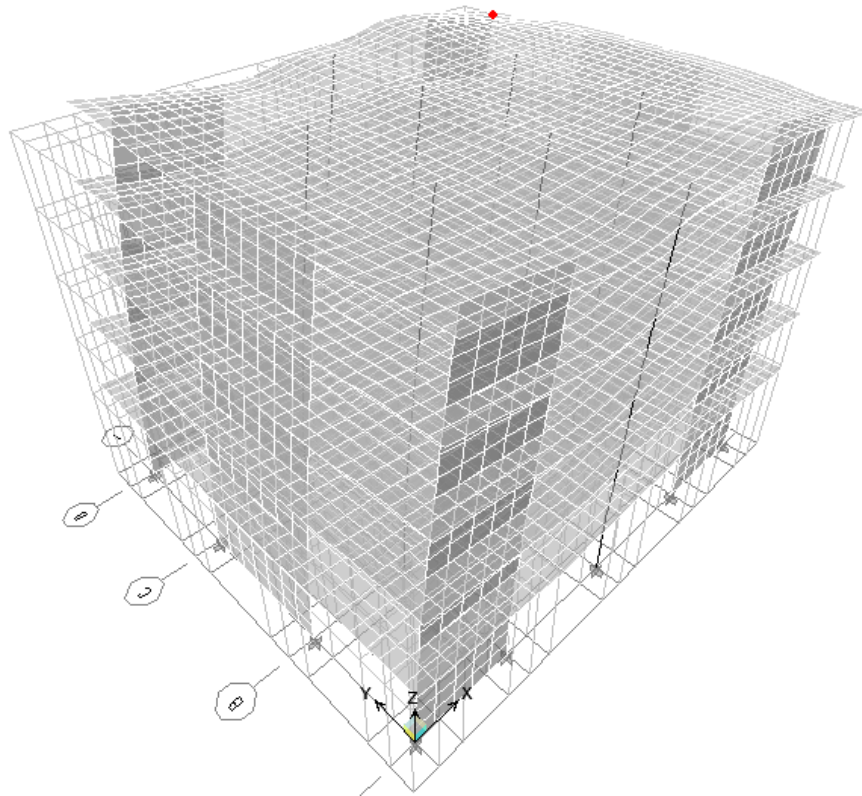
Fuente: elaboración propia, con programa SAFE 12.3.1.

Figura 44. Diagrama de deflexión por carga viva en losa de nivel 1



Fuente: elaboración propia, con programa SAFE 12.3.1.

Figura 45. **Desplazamientos máximos (sistema de muros estructurales), sismo en X (cm)**

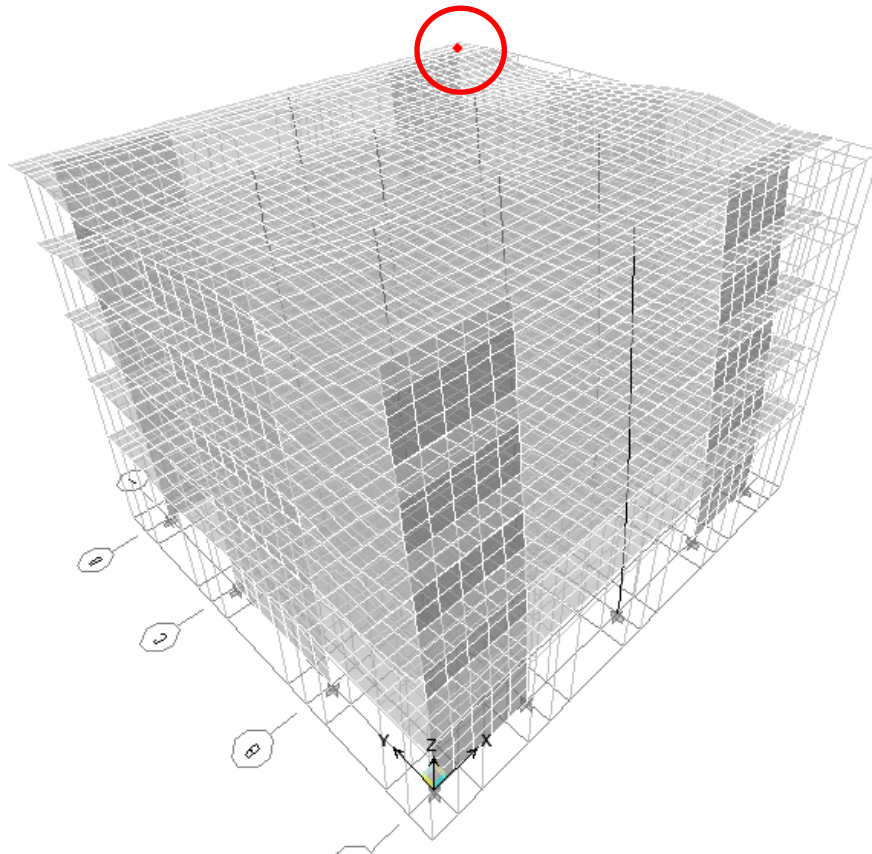


Point Object	139	Story Level	STORY5
	X	Y	Z
Trans	1.110486	-0.042138	-0.198859
Rotn	-0.000049	0.000798	-0.000038
<input type="button" value="Lateral Drifts..."/>			

STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
STORY5	1.110486	-0.037467	0.000795	0.000026
STORY4	0.855975	-0.028991	0.000795	0.000027
STORY3	0.601729	-0.020489	0.000743	0.000025
STORY2	0.363903	-0.012502	0.000622	0.000021
STORY1	0.164995	-0.005773	0.000000	0.000000

Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

Figura 46. **Desplazamientos máximos (sistema de muros estructurales), sismo en Y (cm)**



Point Object	139	Story Level	STORY5
	X	Y	Z
Trans	-0.041996	0.895197	0.004486
Rotn	-0.000375	-0.000036	0.000044

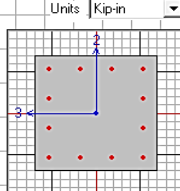
Lateral Drifts...

STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
STORY5	-0.041996	0.895197	0.000030	0.000617
STORY4	-0.032465	0.697613	0.000030	0.000627
STORY3	-0.022925	0.497059	0.000028	0.000595
STORY2	-0.013974	0.306815	0.000024	0.000507
STORY1	-0.006441	0.144524	0.000012	0.000278

Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

Figura 47. Diseño de columna crítica nivel 1 (sistema de muros estructurales)

ACI 318-08/IBC 2009 COLUMN SECTION DESIGN		Type: Sway Special	Units: Kip-in (Summary)		
Level :	STORY1	L=204.724			
Element :	C11	B=23.622	D=23.622	dc=2.756	
Section ID :	C60X60	E=3600.000	Fc=4.000	Lt.Wt. Fac.=1.000	
Combo ID :	DC0N2	fy=60.000	Fys=60.000		
Station Loc :	0.000	RLLF=0.400			
Phi(Compression-Spiral):	0.750				
Phi(Compression-Tied):	0.650				
Phi(Tension Controlled):	0.900				
Phi(Shear):	0.750				
Phi(Seismic Shear):	0.600				
Phi(Joint Shear):	0.850				
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3					
Capacity Ratio	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
0.531	603.190	245.577	-930.138	789.372	789.372
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS					
	Cm Factor	Delta_ns Factor	Delta_s Factor	K Factor	L Length
Major Bending(M3)	1.000	1.178	1.000	1.000	204.724
Minor Bending(M2)	0.432	1.000	1.000	1.000	204.724
SHEAR DESIGN FOR U2,U3					
	Rebar Au/s	Shear Vu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us	Shear Up
Major Shear(U2)	0.000	0.000	72.034	0.000	0.000
Minor Shear(U3)	0.000	4.053	72.034	0.000	0.000



Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

Figura 48. Diseño de muros nivel 1, ejes numerales

Story ID: STORY1 Pier ID: PW5 X Loc: 0 Y Loc: 374.0157 Units: Kip-in								
Flexural Design for P-M2-M3 (RLLF = 0.400)								
Station Location	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u	Pier Ag	
Top	0.0025	0.0029	CR5YNN	364.637	-213.374	-93596.516	3255.007	
Bottom	0.0058	0.0029	CR5YNN	405.034	335.340	-161506.418	3255.007	
Shear Design								
Station Location	Rebar in^2/ft	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn	
Top Leg 1	0.354	CR4YNN	846.576	-103436.229	336.336	391.780	626.141	
Bot Leg 1	0.354	CR4YNN	927.647	-172706.109	340.378	217.793	452.153	
Boundary Element Check								
Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit
Left Top	0.000	CR4XNN	872.693	-46542.9669	0.579	0.800	N/C	N/C
Right Top	0.000	CR4XNP	871.723	5005.9002	0.301	0.800	N/C	N/C
Left Bot	0.000	CR4XNN	953.764	-71640.9305	0.772	0.800	N/C	N/C
Right Bot	0.000	CR4XNP	952.794	19619.3457	0.424	0.800	N/C	N/C

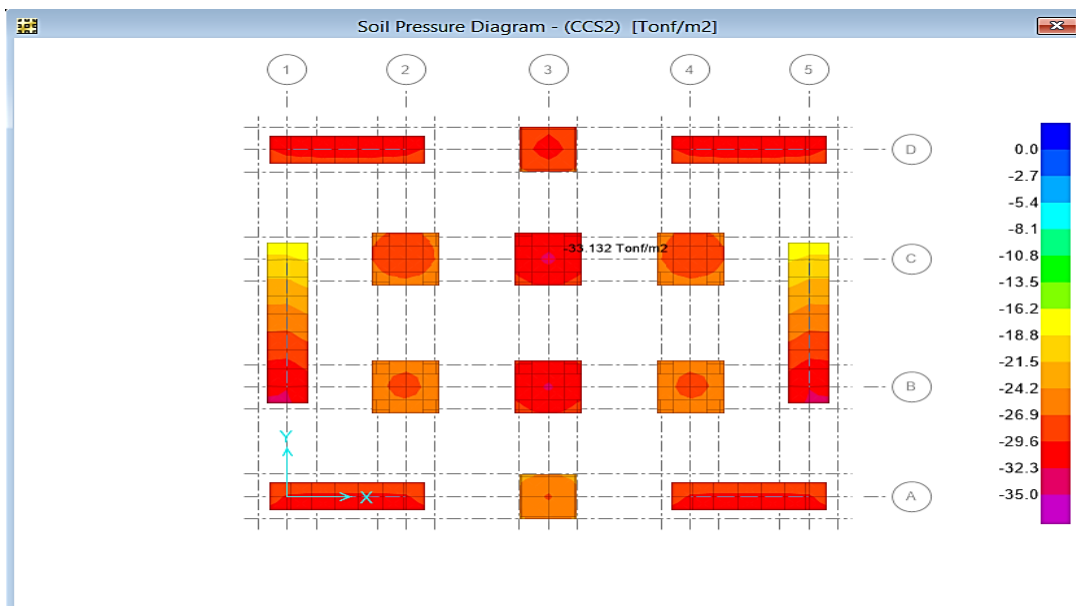
Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

Figura 49. Diseño de muros nivel 1, ejes literales

Story ID: STORY1 Pier ID: PW2 X Loc: 767.7166 Y Loc: 748.0315 Units: Kip-in								
Flexural Design for P-M2-M3 (RLLF = 0.400)								
Station Location	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u	Pier Ag	
Top	0.0025	0.0031	CR5YNN	258.295	-317.206	-12759.432	2325.007	
Bottom	0.0058	0.0031	CR5XNP	302.195	292.103	-83193.574	2325.007	
Shear Design								
Station Location	Rebar in^2/ft	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn	
Top Leg 1	0.354	CR4XPN	672.788	44913.339	185.525	251.740	419.141	
Bot Leg 1	0.354	CR4XPN	730.696	83190.286	188.412	133.213	300.613	
Boundary Element Check								
Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit
Left Top	0.000	CR4YPN	680.373	-17011.1886	0.516	0.800	N/C	N/C
Right Top	0.000	CR4YPP	687.844	10595.1757	0.435	0.800	N/C	N/C
Left Bot	0.000	CR4YPN	738.280	-27871.6551	0.683	0.800	N/C	N/C
Right Bot	0.000	CR4YPP	745.752	21468.0024	0.602	0.800	N/C	N/C

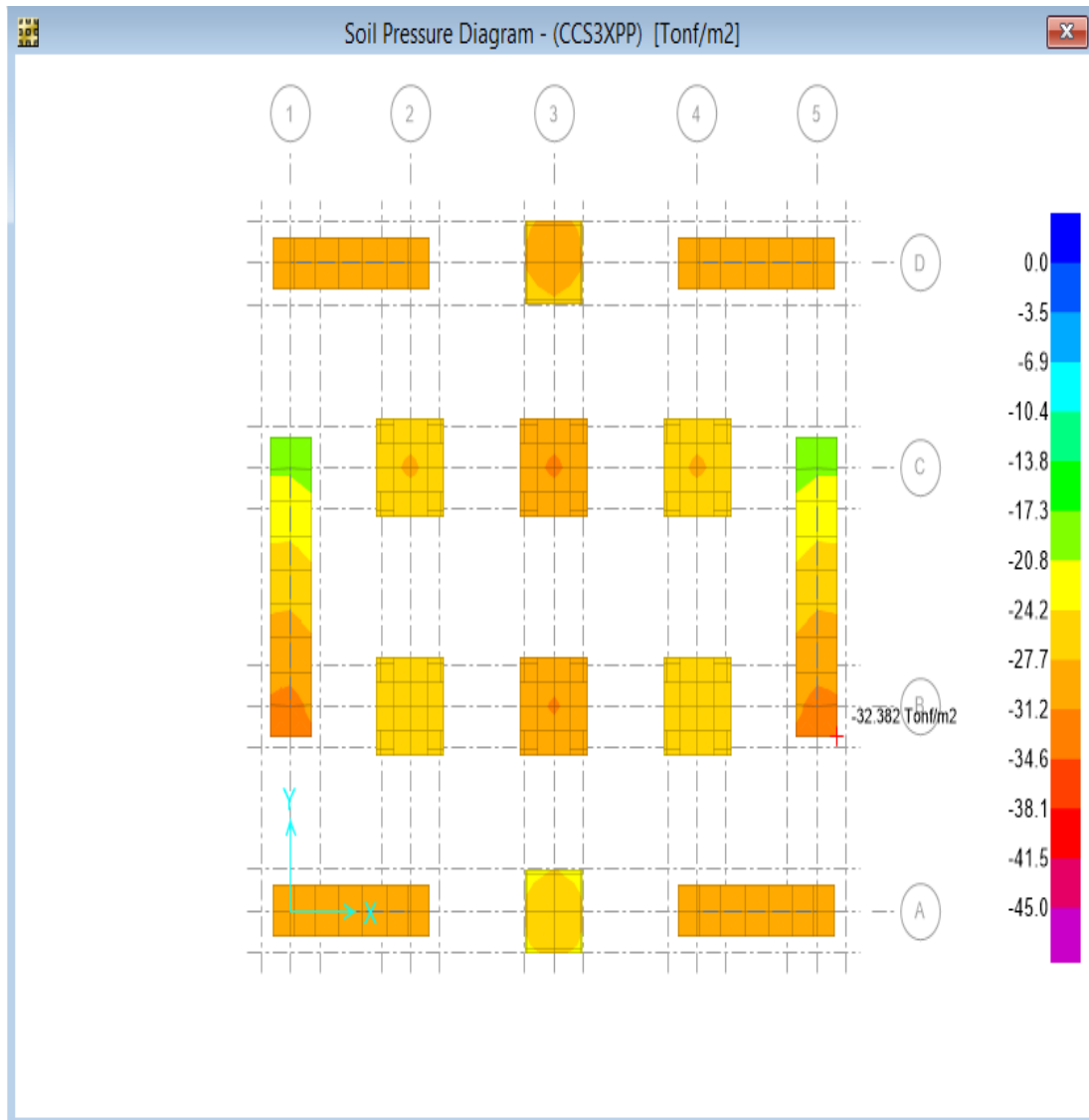
Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

Figura 50. Diagrama de presiones críticas por combinación de carga vertical (sistema de muros estructurales)



Fuente: elaboración propia, con programa SAFE 12.3.1.

Figura 51. Diagrama de presiones críticas por combinación de carga sísmica (sistema de muros estructurales)



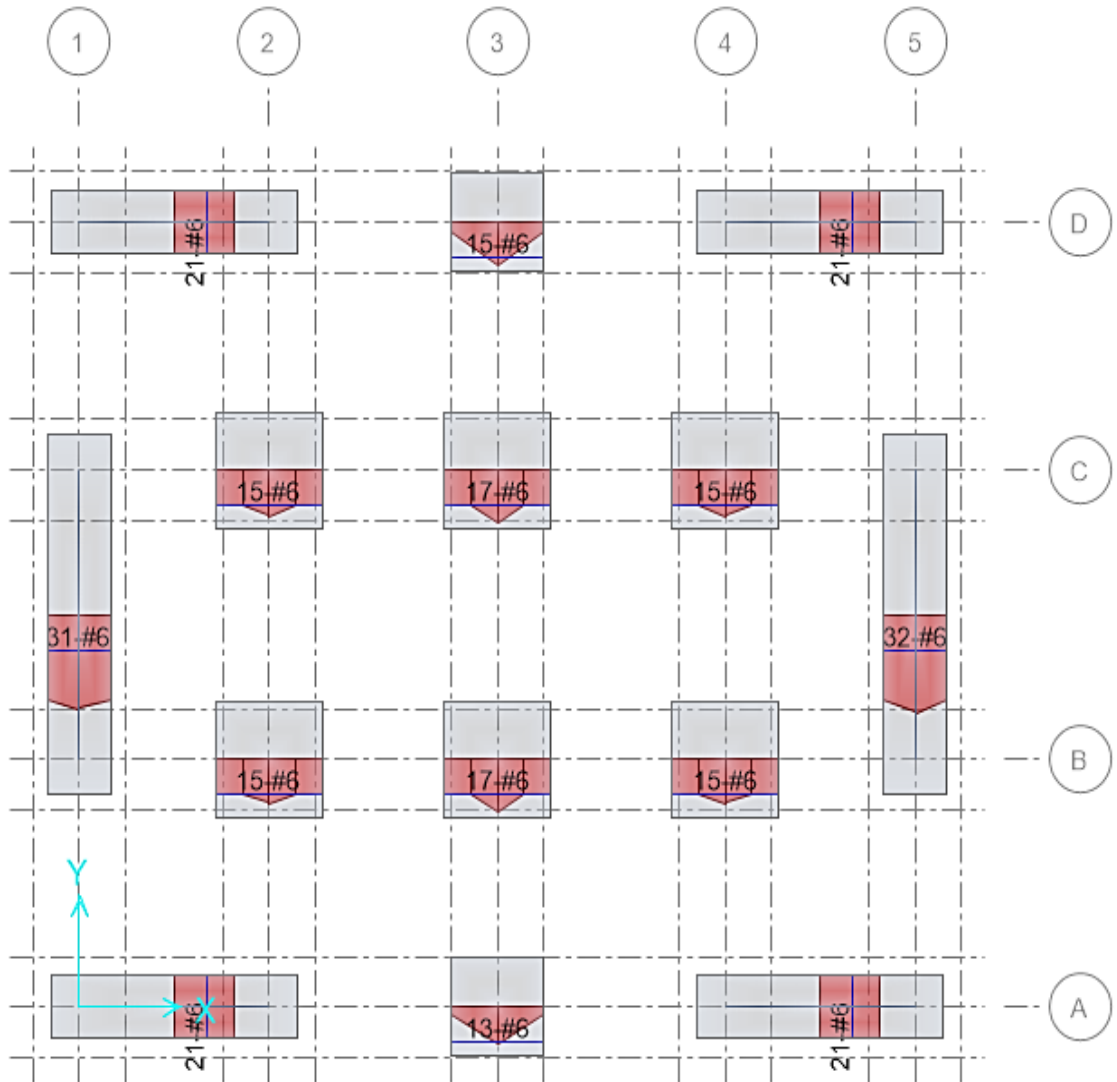
Fuente: elaboración propia, con programa SAFE 12.3.1.

Figura 52. **Diseño de zapatas, espesores (sistema de muros estructurales)**



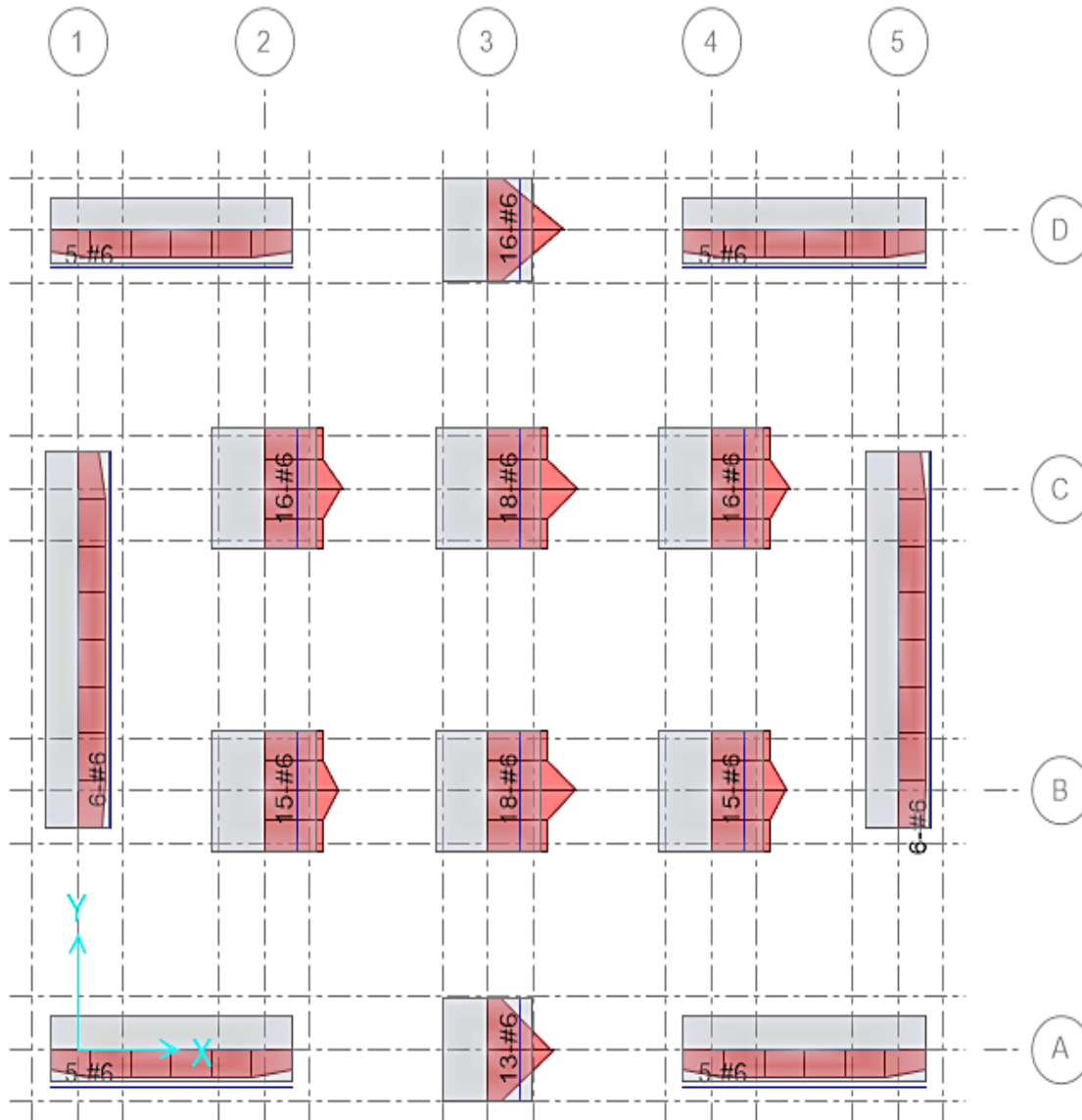
Fuente: elaboración propia, con programa SAFE 12.3.1.

Figura 53. **Diseño de zapatas, acero dirección 1 (sistema de muros estructurales)**



Fuente: elaboración propia, con programa SAFE 12.3.1.

Figura 54. **Diseño de zapatas, acero dirección 2 (sistema de muros estructurales)**



Fuente: elaboración propia, con programa SAFE 12.3.1.

9. COMPARACIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL

9.1. Comparación de respuesta

Toda estructura debe estar diseñada de acuerdo a las normas de seguridad estructural de la localidad, en este caso las normas establecidas para la ciudad de Guatemala son AGIES NS10, aunque también se utiliza el ACI 318, el cual se usará para hacer la comparación de los resultados de los análisis de los edificios estudiados en los capítulos anteriores.

9.1.1. Deflexiones verticales

De la tabla 9.5 (b) del ACI 318S-08 se obtienen los siguientes parámetros de comparación:

Tabla III. Deflexiones verticales según ACI 318S-08

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, L	$l/360$
Sistemas de entepiso o cubierta que soporten o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de a deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)	$l/240$

Fuente: elaboración propia.

La deflexión a largo plazo se determina, según se describe en el capítulo 1, inciso 1.7 con la expresión:

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

Como puede observarse en la ecuación anterior, si los elementos no son doblemente reforzados, la expresión se reduce al valor de ξ , que en este caso, se considera en un período de 5 años, por lo que la deflexión adicional a la deflexión inmediata será 2 veces la deflexión inmediata, en las siguientes tablas se presenta el resumen de los datos obtenidos y presentados en los capítulos de análisis.

Tabla IV. **Deflexiones por carga viva (en mm)**

Edificio	Longitud crítica	Deflexión de análisis	Deflexión permitida
1	6,4	0,546	17,78
2	4,55	1,42	12,64
3	4,55	2,02	12,64

Fuente: elaboración propia.

Tabla V. **Deflexiones a largo plazo**

Edificio	Longitud crítica	Deflexión inmediata (de análisis)	Deflexión adicional a largo plazo	Deflexión total	Deflexión permitida
1	6,4	1,804	3,608	5,412	26,67
2	4,55	4,06	8,12	12,18	18,96
3	4,55	5,45	10,9	16,35	18,96

Fuente: elaboración propia.

9.1.2. **Desplazamientos de nivel o deriva de piso**

De la tabla 4-1 NSE3 del AGIES NSE 10, se obtienen los siguientes parámetros para las derivas de piso.

Tabla VI. **Parámetros para las derivas de piso**

Deriva última máxima tolerable Δ_U	
Tipo de estructura	Obra importante
Edificaciones en general	0,020 h_p

Fuente: elaboración propia.

El valor máximo de deriva viene dado por la ecuación:

$$\Delta_{CP} \leq \Delta_U / C_d$$

C_d se establece en la tabla 1-1 de la NSE3 del AGIES NS10, como se indica a continuación:

Tabla VII. **Parámetros para C_d y R**

Sistema estructural		R	C_d
E-1 A	Sistema de marcos tipo A de concreto reforzado	8	5,5
E-3	Sistema general con muros estructurales de concreto reforzado	6	5

Fuente: elaboración propia.

Tabla VIII. **Deriva de piso para edificio de marcos**

Edificio (capítulo 6): Sistema de marcos y losas sólidas								
Nivel	h_p en m	Δ_U Máximas en cm	C_d	Δ_{CP} Permitido en cm	Derivas sismo en X (del análisis) en cm	Δ_{cp} real	Derivas sismo en Y (del análisis) en cm	Δ_{cp} real
5	3,5	7,00	5,5	1,27	2,17	0,19	1,85	0,15
4	3,5	7,00	5,5	1,27	1,98	0,31	1,7	0,25
3	3,5	7,00	5,5	1,27	1,67	0,41	1,45	0,34
2	3,5	7,00	5,5	1,27	1,26	0,49	1,11	0,41
1	5,5	11,00	5,5	2,00	0,77	0,77	0,7	0,7

Fuente: elaboración propia.

Se observa en la tabla anterior, que las derivas están dentro de los parámetros establecidos para este tipo de edificios según el AGIES NS 10.

Tabla IX. **Deriva de piso para edificio de columnas y losas planas**

Edificio (capítulo 7): sistema de columnas y losas planas								
Nivel	h_p en m	Δ_U Máxima s en cm	C_d	Δ_{CP} Permitido en cm	Derivas sismo en X (del análisis) en cm	Δ_{cp} real	Derivas sismo en Y (del análisis) en cm	Δ_{cp} real
5	3,2	6,4	5,5	1,16	6,21	0,91	6,35	0,96
4	3,2	6,4	5,5	1,16	5,3	1,17	5,39	1,2
3	3,2	6,4	5,5	1,16	4,13	1,36	4,19	1,39
2	3,2	6,4	5,5	1,16	2,77	1,38	2,8	1,41
1	5,2	10,4	5,5	1,89	1,39	1,39	1,39	1,39

Fuente: elaboración propia.

A diferencia del edificio del capítulo 6, las derivas para este edificio están fuera de los parámetros establecidos en el AGIES NS 10.

Tabla X. Derivas de piso para edificio de muros

Edificio (capítulo 8): sistema de muros estructurales y losas planas								
Nivel	h_p en m	Δ_U Máximas en cm	C_d	Δ_{CP} Permitido en cm	Derivas sismo en X (del análisis) en cm	Δ_{cp} real	Derivas sismo en Y (del análisis) en cm	Δ_{cp} real
5	3,2	6,4	5	1,28	1,1105	0,25	0,895	0,19
4	3,2	6,4	5	1,28	0,855	0,25	0,697	0,2
3	3,2	6,4	5	1,28	0,602	0,23	0,497	0,19
2	3,2	6,4	5	1,28	0,363	0,19	0,306	0,16
1	5,2	10,4	5	2,08	0,164	0,16	0,1445	0,14

Fuente: elaboración propia.

Para el edificio con sistema de muros estructurales y losas planas, se puede observar que los parámetros establecidos por el AGIES NS 10 se cumplen ampliamente.

10. COMPARACIÓN DE COSTOS

10.1. Cuantificación concreto

Puesto que el objetivo es hacer una comparación entre los edificios de los capítulos 6 y 8, debido a que la respuesta estructural está dentro de los códigos, no se determinarán los datos para el edificio del capítulo 7.

Del programa ETABS 9.7.4. se obtienen los siguientes datos para posteriormente determinar el volumen de concreto:

Tabla XI. **Peso edificio de marcos**

Pesos edificio de marcos (capítulo 6)				
Section	Element Type	Num Pieces	Total Length	Total Weight (KLb)
C60X60	<i>Column</i>	60	9 842,52	476,716
V30X60	<i>Beam</i>	80	17 322,835	373,747
V35X70	<i>Beam</i>	75	18 700,787	558,024
C60X60B	<i>Column</i>	40	5 511,811	266,962
V25X50	<i>Beam</i>	80	17 322,835	291,327
LOSA10	<i>Floor</i>			1 107,044
Peso total en KLb				3 073,82
Peso total en Kg				1 397 190,909

Fuente: elaboración propia.

De la ecuación del peso específico:

$$\text{Peso específico} = \frac{\text{Peso}}{\text{Volumen}}$$

Se obtiene el volumen a partir del peso, despejando el volumen, como se puede observar a continuación:

$$\text{volumen} = \frac{1\,397\,190,909 \text{ Kg}}{2\,400 \text{ Kg/m}^3} = 582,16 \text{ m}^3$$

Para el volumen de la cimentación se obtuvo la siguiente tabla:

Tabla XII. **Volumen de cimentación edificio de marcos**

Dimensiones de zapatas (m)	Volumen	Cantidad de elementos	Volumen total (m3)
0,50 X 1,90 X 1,90	0,95	4	3,8
0,60 X 2,20 X 2,20	2,904	10	29,04
0,70 X 2,70 X 2,70	5,103	6	30,618
Volumen total cimentación			63,458

Fuente: elaboración propia.

El volumen total de concreto para el edificio de marcos y losas sólidas es de: 645,62 m³.

Tabla XIII. Pesos edificio de muros

Pesos edificio de muros estructurales y losas planas (capítulo 8)				
Sección	Tipo de elemento	Cantidad	Longitud total	Peso total
C60X60	<i>Column</i>	40	5 669,291	274,59
MURO30	<i>Wall</i>			972,50
LOSA15	<i>Floor</i>			1 608,94
LOSA30	<i>Floor</i>			944,82
Peso total en KLb				3 800,85
Peso total en Kg				1 727 660,00

Fuente: elaboración propia.

$$\text{Volumen} = \frac{1\,727\,660,00 \text{ Kg}}{2\,400 \text{ Kg/m}^3} = 719,86 \text{ m}^3$$

Para el volumen de la cimentación se tiene la siguiente tabla:

Tabla XIV. Volumen de cimentación edificio de muros

Dimensiones de zapatas (m)	Volumen	Cantidad de elementos	Volumen total (m³)
0,50 X 2,40 X 2,40	2,88	2	5,76
0,50 X 1,50 X 6,50	4,875	2	9,75
0,50 X 1,70 X 8,70	7,395	2	14,79
0,65 X 2,80 X 2,80	5,096	6	30,576
Volumen total cimentación			60,876

Fuente: elaboración propia.

Volumen total de concreto para el edificio de muros y losas planas:
780,73 m³.

10.2. Cuantificación acero

Para la cuantificación de acero se usarán los datos obtenidos de los programas ETABS y SAFE, para determinar la cantidad en cada elemento, tomando el elemento crítico para cada tipo de elemento, en el nivel más crítico.

10.2.1. Cuantificación de acero para el edificio de marcos

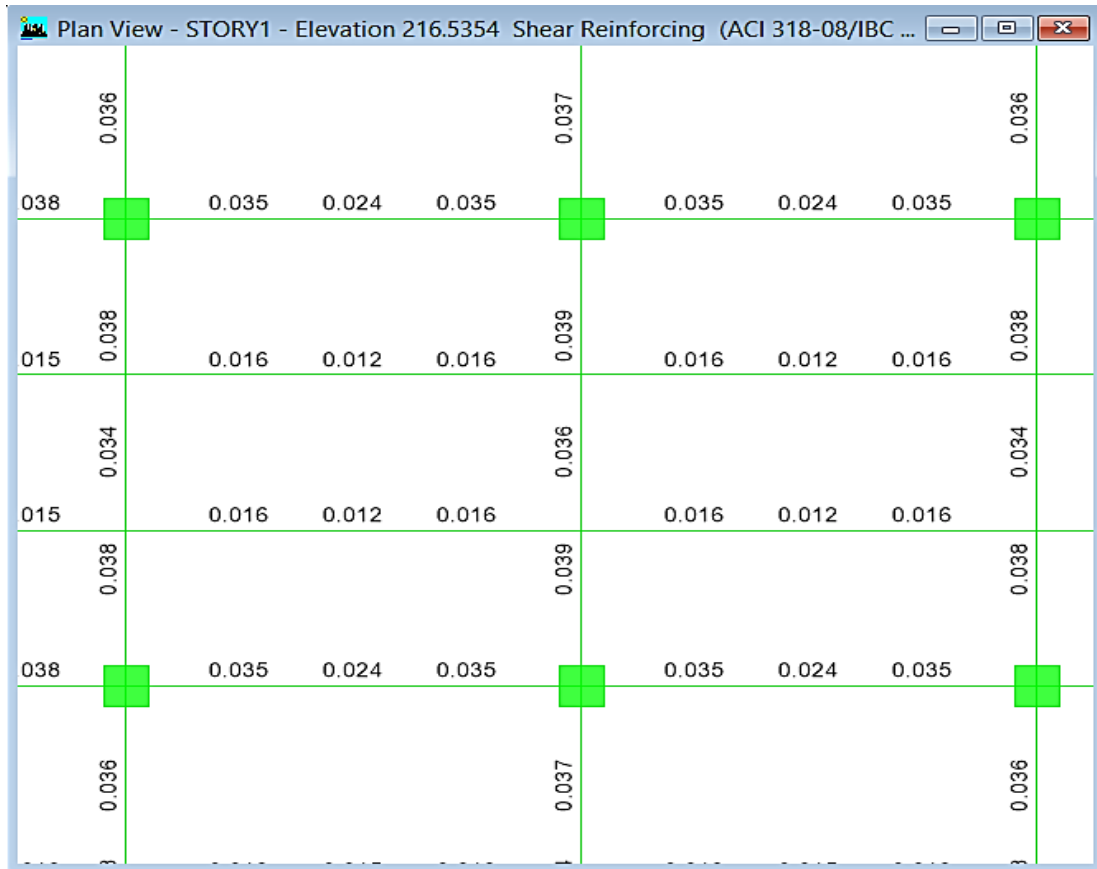
Se presentan a continuación los datos de acero longitudinal en vigas principales y secundarias y acero para las columnas.

Figura 55. Acero longitudinal en vigas losa N1 en pulgadas²

Columna	Columna	Columna	Columna	Columna	Columna	Columna	Columna	Columna	Columna	Columna	Columna	Columna
2.332	1.139											
		1.526	0.501	1.570				1.570	0.501	1.526		1.139
		0.837	0.815	0.838				0.838	0.815	0.837		1.139
2.549	1.230											
		0.745	0.279	0.865				0.865	0.279	0.745		1.230
		0.487	0.603	0.563				0.563	0.603	0.487		1.230
0.806	1.369											
		0.745	0.279	0.865				0.865	0.279	0.745		1.369
		0.487	0.603	0.563				0.563	0.603	0.487		1.369
2.549	1.230											
		0.745	0.279	0.865				0.865	0.279	0.745		1.230
		0.487	0.603	0.563				0.563	0.603	0.487		1.230
2.332	1.139											
		1.526	0.501	1.570				1.570	0.501	1.526		1.139
		0.837	0.815	0.838				0.838	0.815	0.837		1.139
2.332	1.139											

Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

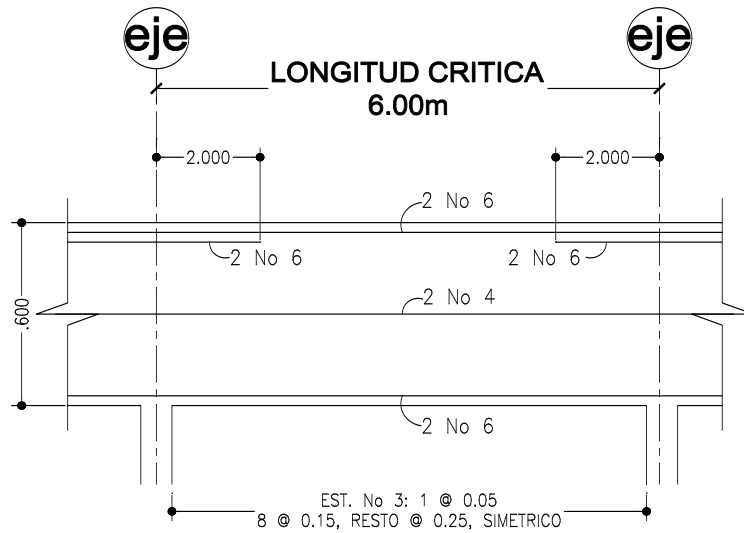
Figura 56. **Acero transversal en vigas losa N1 en pulgadas²/pulgada**



Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

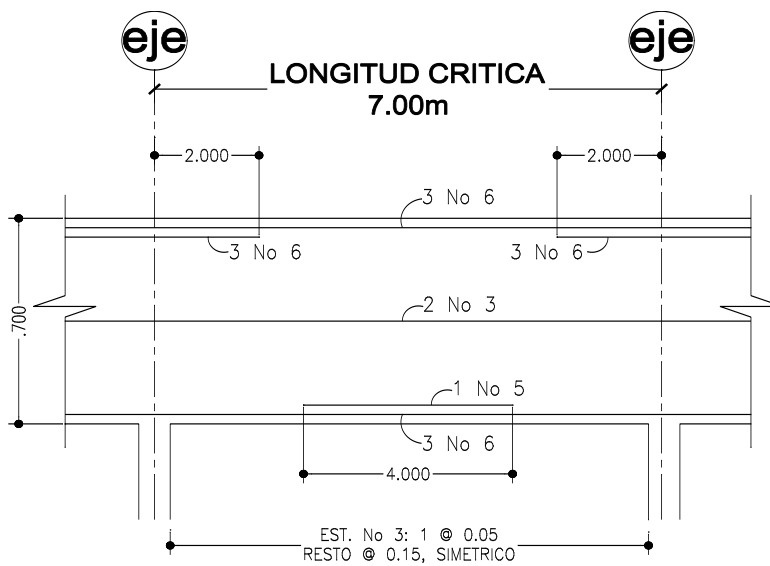
Con base en las cantidades de acero mostradas en la figura 45, se obtiene el siguiente armado para las vigas.

Figura 57. Armado de viga principal en eje literal



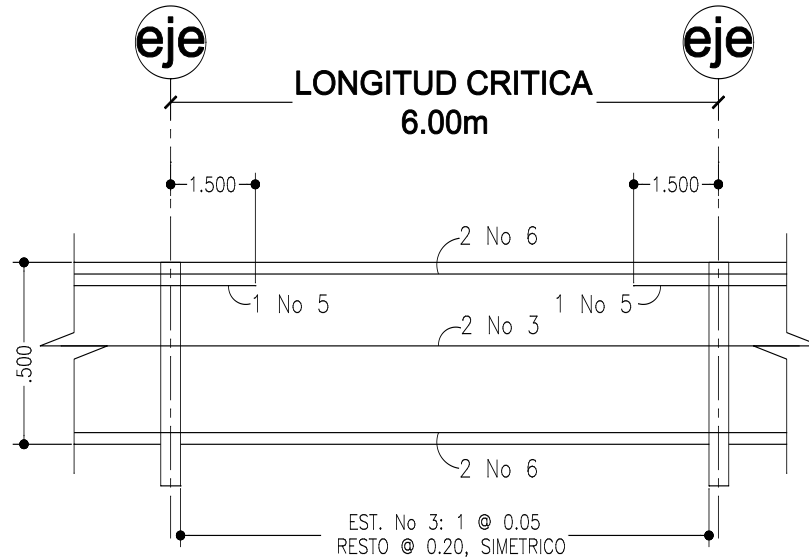
Fuente: elaboración propia, con programa DraftSight.

Figura 58. Armado de viga principal en eje numeral



Fuente: elaboración propia, con programa DraftSight.

Figura 59. Armado de viga secundaria



Fuente: elaboración propia, con programa DraftSight.

Tabla XV. Acero para vigas

Tipo de viga	Acero longitudinal	Longitud total del marco (m)	Especificación del número de varillas	Cantidad de vigas eje/nivel	Subtotal en m
Principal ejes literales (30x60)	Núm. 6	22,5	4	4	360
Principal ejes numerales (35x70)	Núm. 6	19,6	6	5	588
Secundaria (25x50)	Núm. 6	22,5	4	4	360
Tipo	Acero en bastones	Cantidad de bastones/eje	Longitud del bastón (m)	Cantidad de vigas/nivel	Subtotal en m
Principal ejes literales (30x60)	Núm. 6	16	2	4	128
Principal ejes numerales (35x70)	Núm. 6	18	2	5	180
Secundaria (25x50)	Núm. 5	8	1.5	4	48

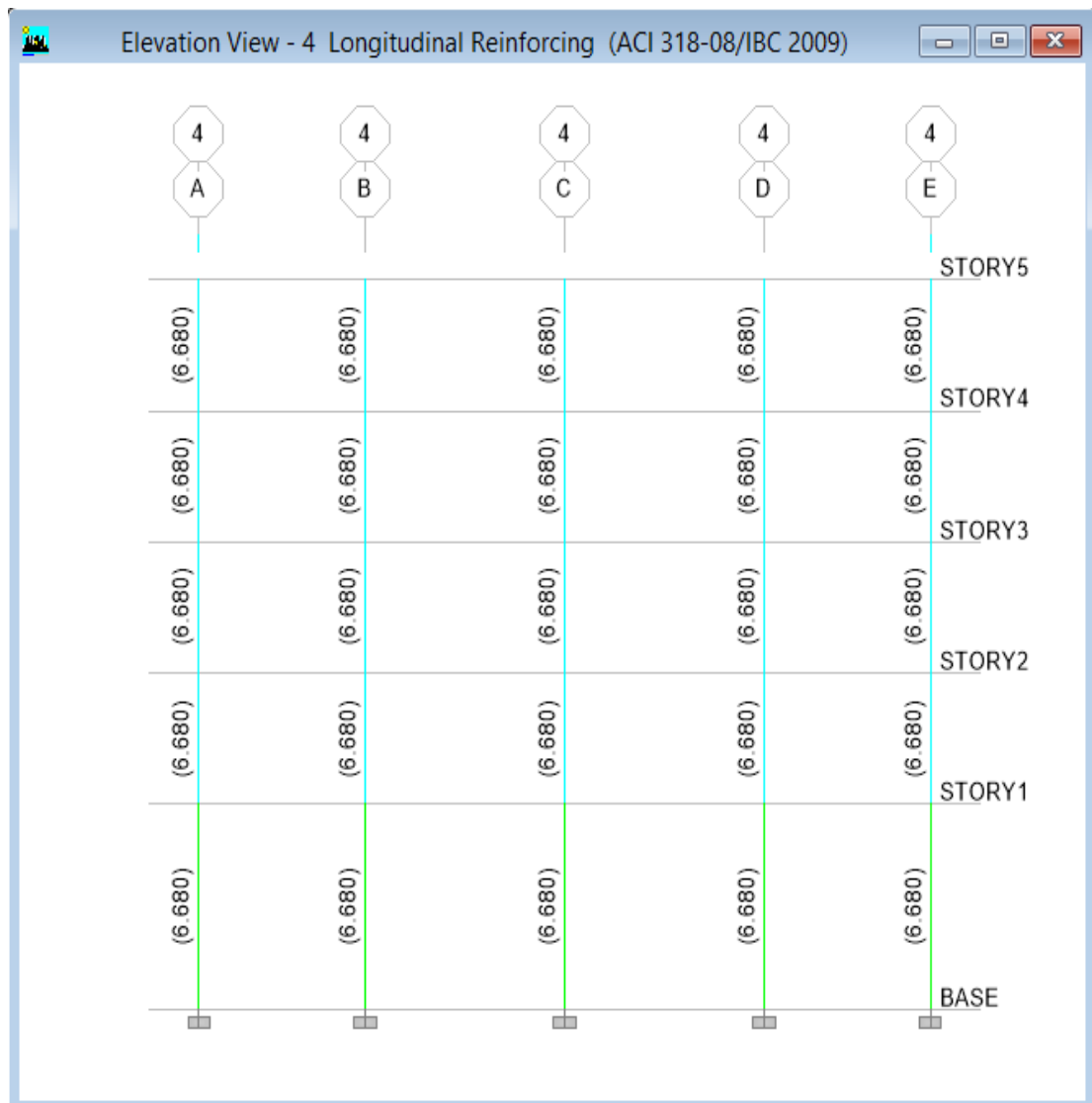
Continuación de la tabla XV.

Tipo	Acero en tensiones	Cantidad de tensiones/eje	Longitud de la tensión	Cantidad de vigas por nivel	Subtotal en m
Principal ejes literales (30x60)	-	-	-	-	-
Principal ejes numerales (35x70)	Núm. 5	3	4	5	60
Secundaria	-	-	-	-	-
Tipo	Acero longitudinal por temperatura	Longitud total del marco (m)	Especificación del número de varillas	Cantidad de vigas por nivel	Subtotal en m
Principal ejes literales (30x60)	Núm. 4	22,5	2	4	180
Principal ejes numerales (35x70)	Núm. 4	19,6	2	5	196
Secundaria (25x50)	Núm. 3	22,5	2	4	180
Tipo	Estribos	Longitud del estribo	Cantidad en el área de confinamiento	Cantidad en el área central	Subtotal en m
Principal ejes literales (30x60)	Núm. 3	1,8	9	16	44
Principal ejes numerales (35x70)	Núm. 3	2,2	40	0	87
Secundaria (25x50)	Núm. 3	1,5	0	27	41

Fuente: elaboración propia.

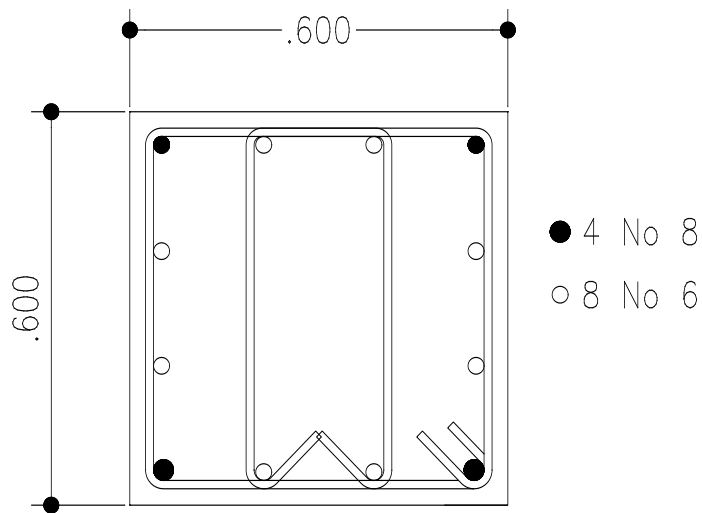
En el caso de las columnas, se muestra a continuación la cantidad de acero requerido.

Figura 60. Armado de columna propuesta y chequeada para edificio de marcos



Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

Figura 61. **Armado de columna propuesta y chequeada para edificio de muros**



Fuente: elaboración propia, con programa DraftSight.

Debido a que el acero transversal para las columnas debe de cumplir con un mínimo requerido por código y es igual para ambos edificios en estudio, el mismo no se cuantificará.

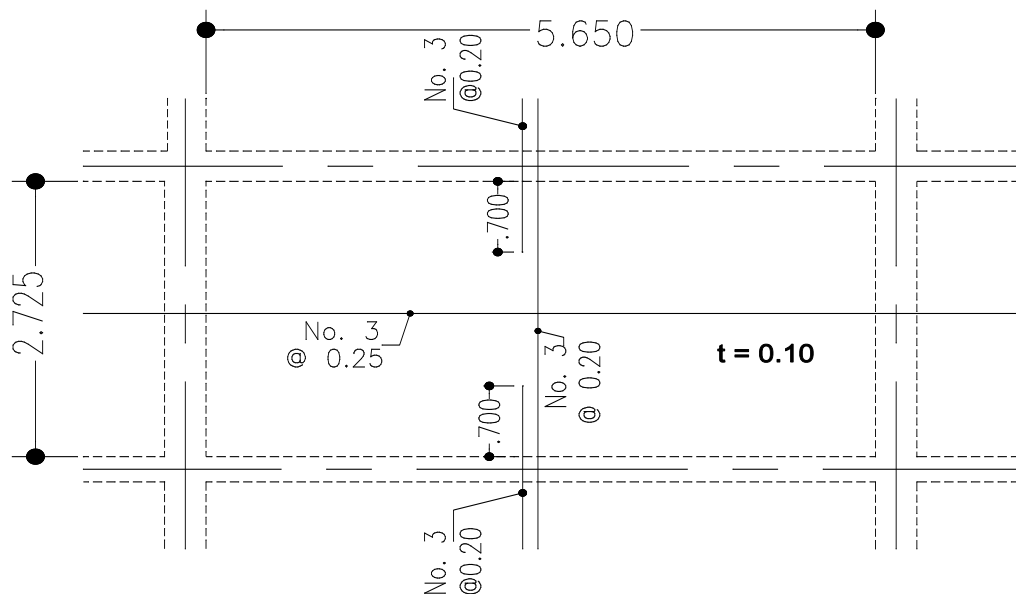
Tabla XVI. **Acero para columnas**

Tipo	Acero longitudinal	Altura del edificio, hasta cimientos	Especificación del número de varillas	Cantidad de columnas	Subtotal en m
COLUMNA (60X60)	Núm. 8	19,5	4	28	2,184
	Núm. 6	19,5	8	28	4,368

Fuente: elaboración propia.

Para las losas, se tiene el siguiente armado típico, calculado con las dimensiones y cargas consideradas en los parámetros para el edificio, descritos en los capítulos anteriores.

Figura 62. Armado de losas



Fuente: elaboración propia, con programa DraftSight.

Tabla XVII. Acero para losas

Tipo	Acero longitudinal	Longitud total del marco (m)	Espacios en la dirección perpendicular	Subtotal en m
Losas	Núm. 3 @0,20	19,6	113	2 214,8
	Núm. 3 @0,25	22,6	69,6	1 572,96

Continuación de la tabla XVII.

Tipo	Acero en bastones	Longitud del bastón	Cantidad de bastones por losa	Cantidad de losas por nivel	Subtotal en m
Losas	Núm. 3 @0,20	0,85	56,5	28	1 582

Fuente: elaboración propia.

Para los cimientos se cuantificó de acuerdo al diseño mostrado en el capítulo respectivo y de donde se obtienen los siguientes resultados:

Tabla XVIII. **Acero para cimientos**

Tipo	Acero longitudinal	Longitud del acero	Cantidad por lado	Cantidad de zapatas	Subtotal en m
Z50 (1,90 X 1,90 m)	Núm. 6	1,75	7	4	49
	Núm. 6	1,75	7	4	49
Z60 (2,20 X 2,20 m)	Núm. 6	2,05	9	10	184,5
	Núm. 6	2,05	9	10	184,5
Z70 (2,70 X 2,70 m)	Núm. 6	2,55	17	6	260,1
	Núm. 6	2,55	17	6	260,1

Fuente: elaboración propia.

Con base en la cuantificación anterior, se elabora el resumen de la cantidad por varillas, como se muestra a continuación.

Tabla XIX. **Resumen de acero varillas núm. 3**

Varillas núm. 3		
	Tipo	Longitud subtotal
Acero por temperatura	Secundaria (25x50)	180
Estribos	Principal ejes literales (30x60)	44
	Principal ejes numerales (35x70)	87
	Secundaria (25x50)	41
Losas	Núm. 3 @0,20	2 215
	Núm. 3 @0,25	1 573
	Bastones	1 582
Subtotal		5 722
Empalmes y desperdicio		20 %
Total		6 866
En varillas de 6 metros		1 144

Fuente: elaboración propia.

Tabla XX. **Resumen de acero varillas núm. 4**

Varillas núm. 4		
	Tipo	Longitud subtotal
Acero por temperatura	Viga principal ejes literales (30x60)	180
	Viga principal ejes numerales (35x70)	196
Subtotal		376
Empalmes y desperdicio en %		20 %
Total		451
En varillas de 6 metros		75

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXI. **Resumen de acero varillas núm. 5**

Varillas núm. 5		
Tipo		Longitud subtotal
Bastones	Viga secundaria (25x50)	48
Tensiones	Viga principal ejes numerales (35x70)	60
Subtotal		108
Empalmes y desperdicio en %		20 %
Total		130
En varillas de 6 metros		22

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXII. **Resumen de acero varillas núm. 6**

Varillas núm. 6		
Tipo		Longitud subtotal
Acero longitudinal	Viga principal ejes literales (30x60)	360
	Viga principal ejes numerales (35x70)	588
	Viga secundaria (25x50)	360
Acero en bastones	Viga principal ejes literales (30x60)	128
	Viga principal ejes numerales (35x70)	180
Columnas y cimientos	Columna (60X60)	4 368
	Z50 (1,90 X 1,90 m)	49
		49
	Z60 (2,20 X 2,20 m)	184
		184
	Z70 (2,70 X 2,70 m)	260
		260
Subtotal		6 971
Empalmes y desperdicio en %		20 %
Total		8 365
En varillas de 6 metros		1 394

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIII. **Resumen de acero varillas núm. 8**

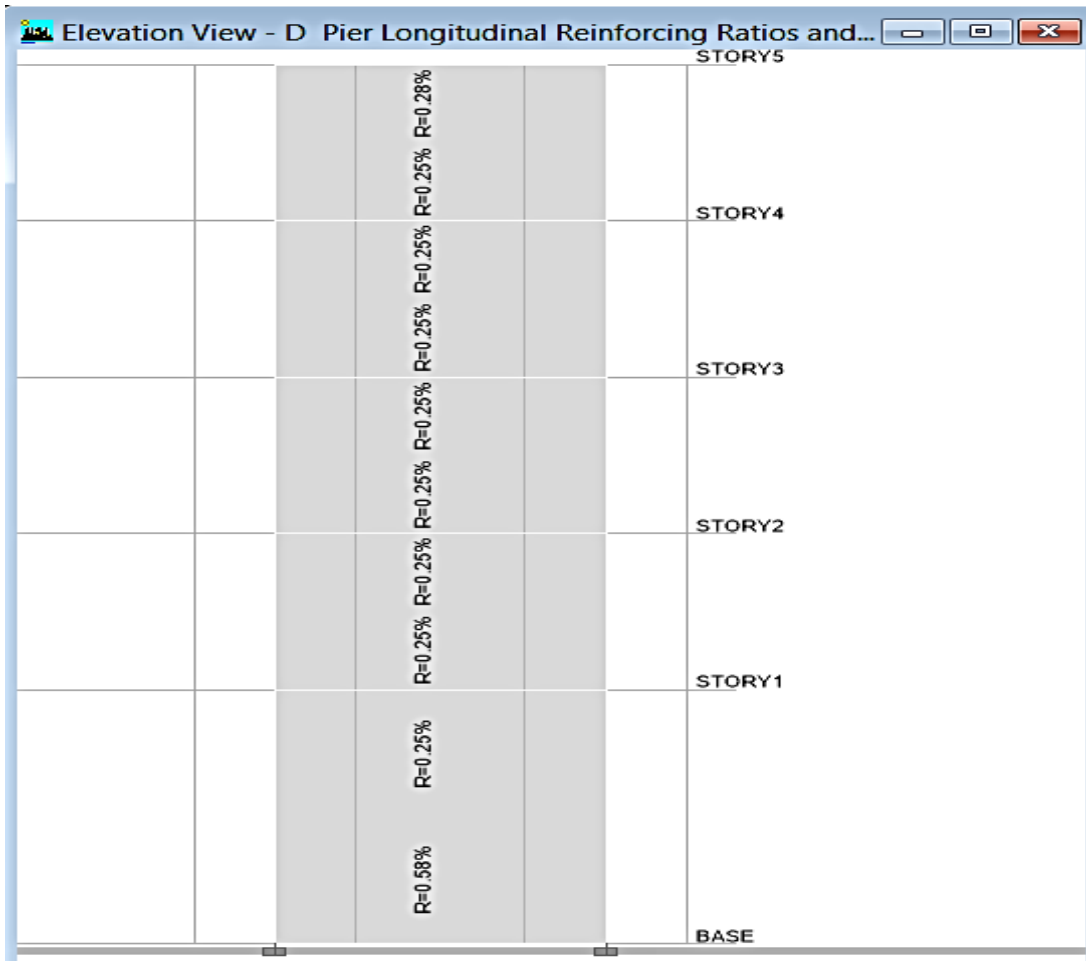
Varillas núm. 8	
Tipo	Longitud subtotal
Columna (60X60)	2 184
Empalmes y desperdicio en %	20 %
Total	2 621
En varillas de 6 metros	437

Fuente: elaboración propia.

10.2.2. Cuantificación de acero para el edificio de muros

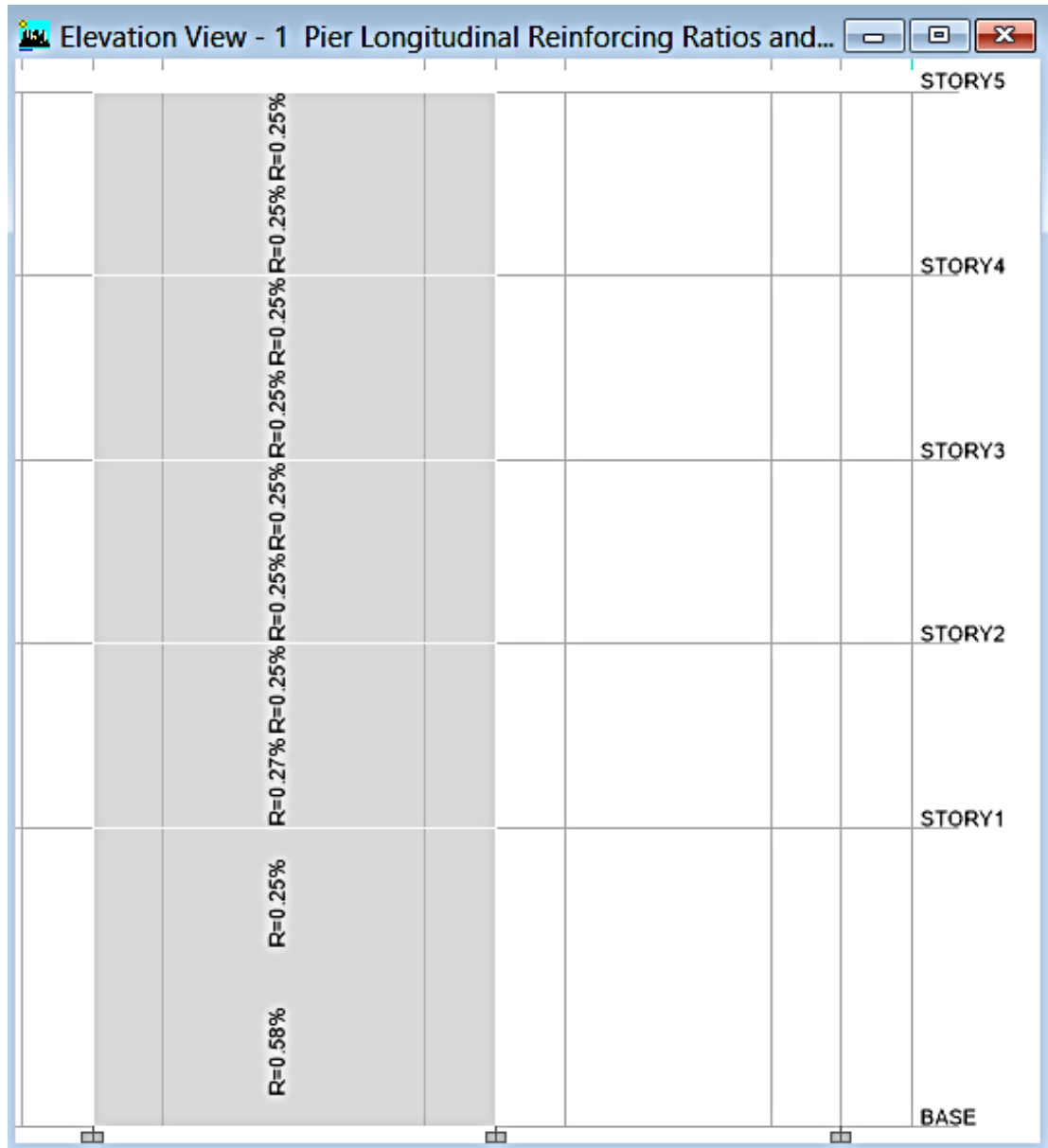
Para determinar el armado en los muros, se presenta en la siguiente figura los resultados de acero generados por el programa de diseño ETABS 9.7.4., con ello se establece el armado de los muros.

Figura 63. Porcentaje de acero longitudinal en muros ejes literales



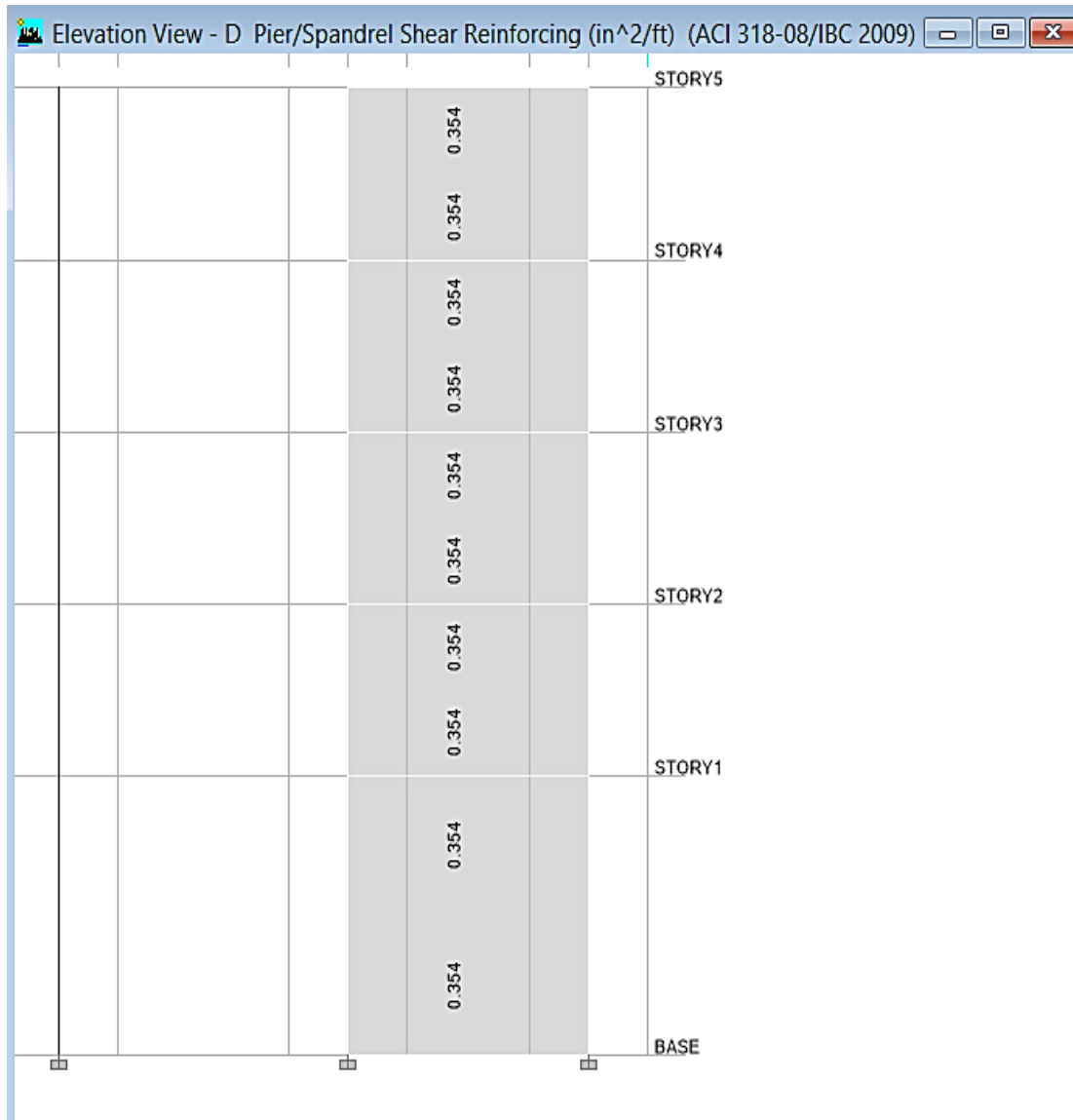
Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

Figura 64. Porcentaje de acero longitudinal en muros ejes numerales



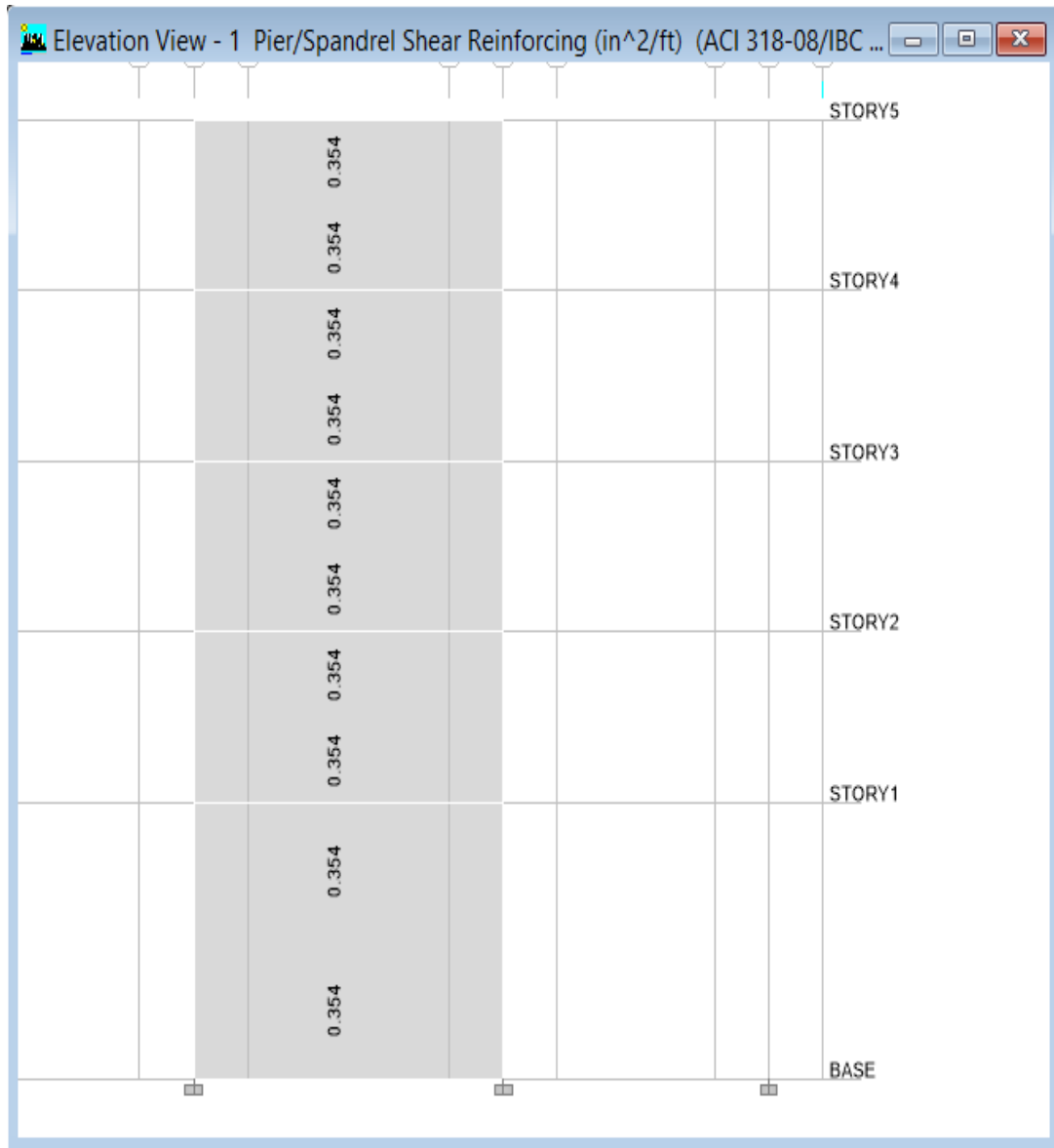
Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

Figura 65. **Porcentaje de acero transversal en muros ejes literales**



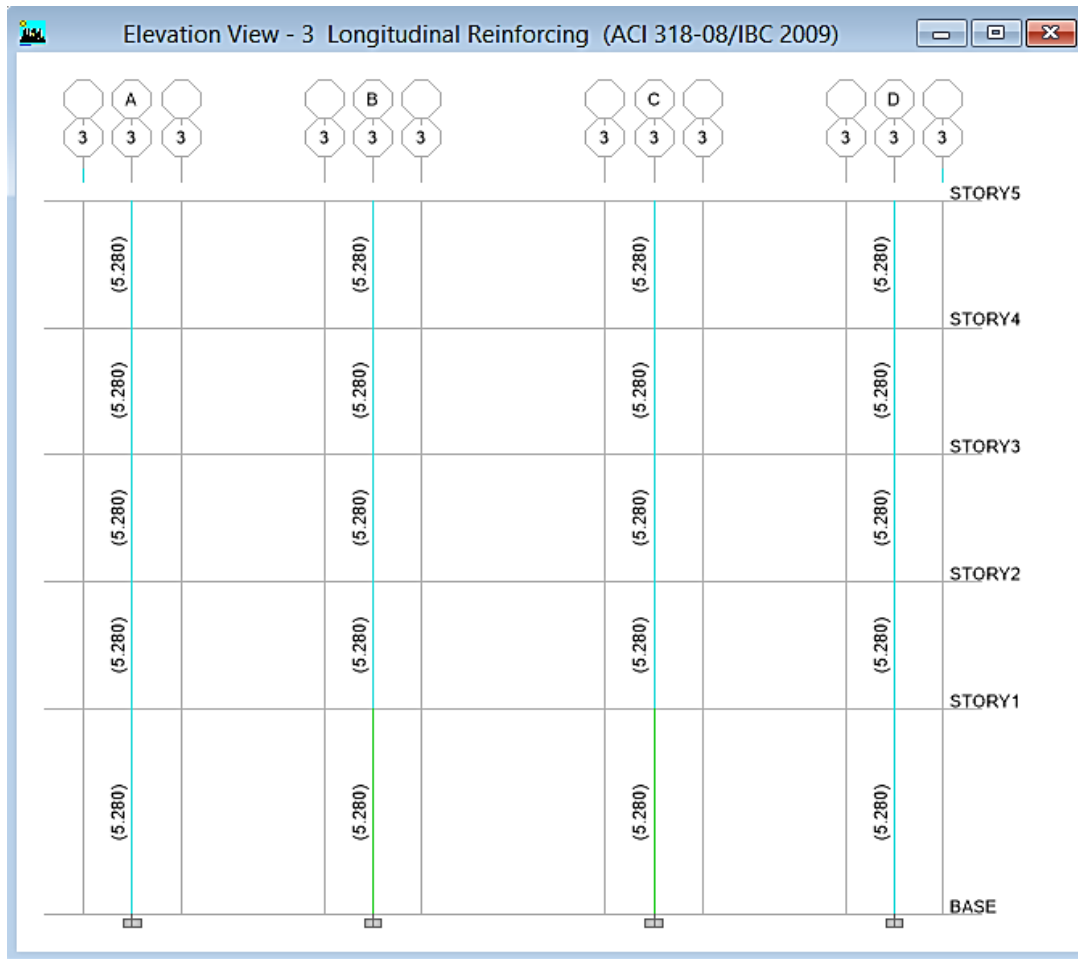
Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

Figura 66. **Porcentaje de acero transversal en muros ejes numerales**



Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

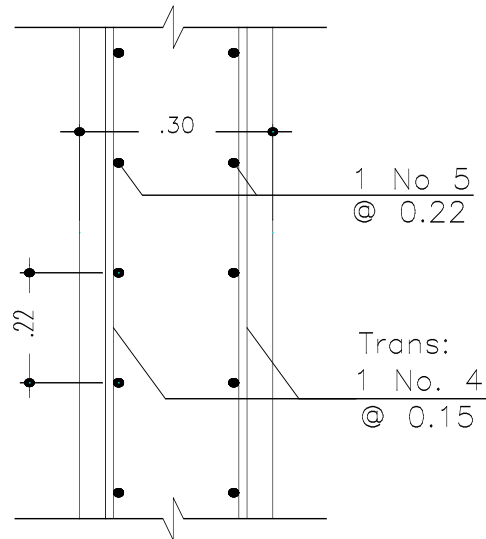
Figura 67. Armado de columna propuesta y chequeada para edificio de muros



Fuente: elaboración propia, con programa ETABS 9.7.4.

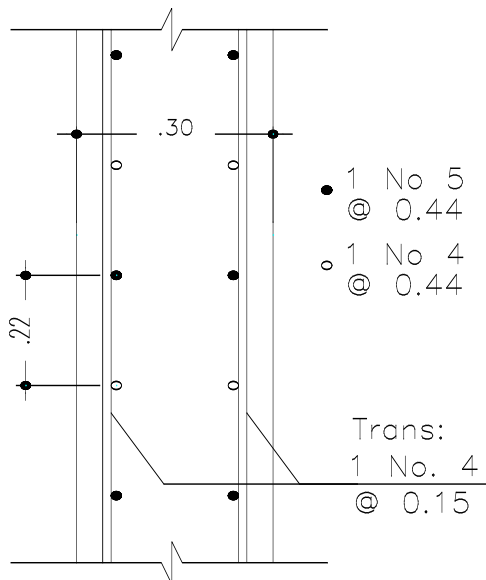
De los datos obtenidos de ETABS, se puede observar que el porcentaje de acero para los muros tanto de ejes literales como numerales, es bastante similar, por lo que se puede especificar un mismo armado para todos los muro, calculando de esta manera la cantidad de acero en varillas comerciales, tanto para el acero longitudinal, como para el transversal, como se indica a continuación.

Figura 68. Armado de muros nivel 1



Fuente: elaboración propia, con programa DraftSight.

Figura 69. Armado de muros niveles 2, 3, 4 y 5



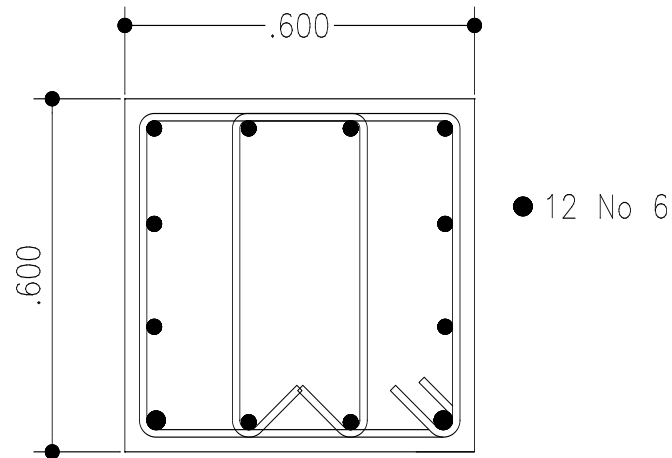
Fuente: elaboración propia, con programa DraftSight.

Tabla XXIV. **Acero para muros**

Nivel 1	Acero longitudinal	Altura del nivel (m)	Cantidad de muros	Cantidad de varillas en planta	Subtotal en m
Muros ejes literales	Núm. 5	5,2	4	43	893
Muros ejes numerales	Núm. 5	5,2	2	61	635
Niveles 2,3,4 y 5	Acero longitudinal	Altura total de los niveles (m)	Cantidad de muros por nivel	Cantidad de varillas en planta	Subtotal en m
Muros ejes literales	Núm. 5	12,8	4	21	1 098
Muros ejes numerales	Núm. 5	12,8	2	31	782
Muros ejes literales	Núm. 4	12,8	4	21	1 098
Muros ejes numerales	Núm. 4	12,8	2	31	782
Nivel 1	Acero transversal	Ancho del muro (m)	Cantidad de muros	Cantidad de varillas en sección	Subtotal en m
Muros ejes literales	Núm. 4	4,5	4	71	1 284
Muros ejes numerales	Núm. 4	6,5	2	71	927
Niveles 2,3,4 y 5	Acero transversal	Ancho del muro (m)	Cantidad de muros	Cantidad de varillas en sección	Subtotal en m
Muros ejes literales	Núm. 4	4,5	4	173	3 108
Muros ejes numerales	Núm. 4	6,5	2	173	2 245

Fuente: elaboración propia.

Figura 70. **Armado de columna propuesta y chequeada para edificio de muros**



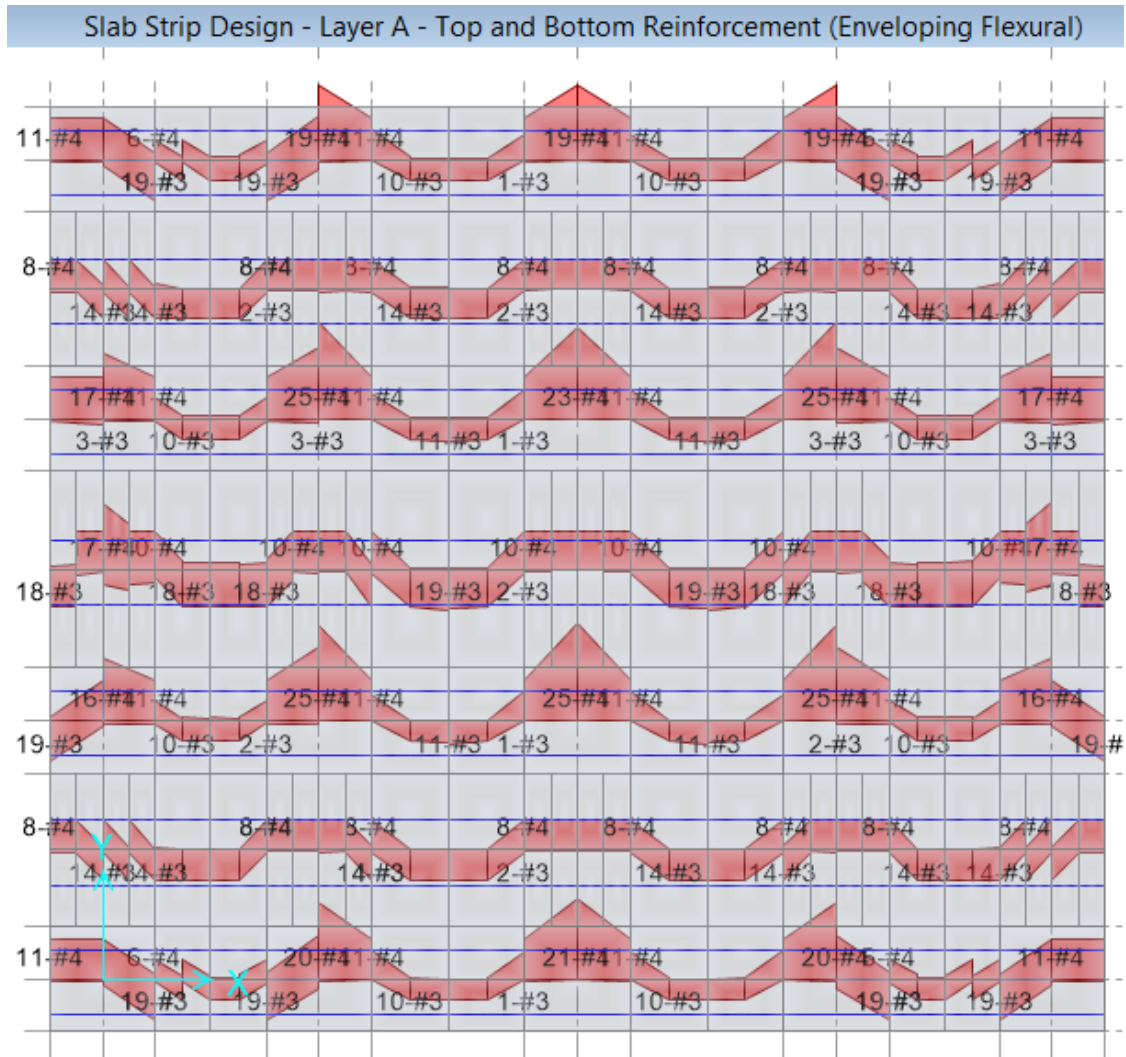
Fuente: elaboración propia, con programa DraftSight.

Tabla XXV. **Acero para columnas**

Tipo	Acero longitudinal	Altura del edificio, hasta cimientos	Especificación del número de varillas	Cantidad de columnas	Subtotal en m
Columna (60X60)	Núm. 6	18	12	20	4 320

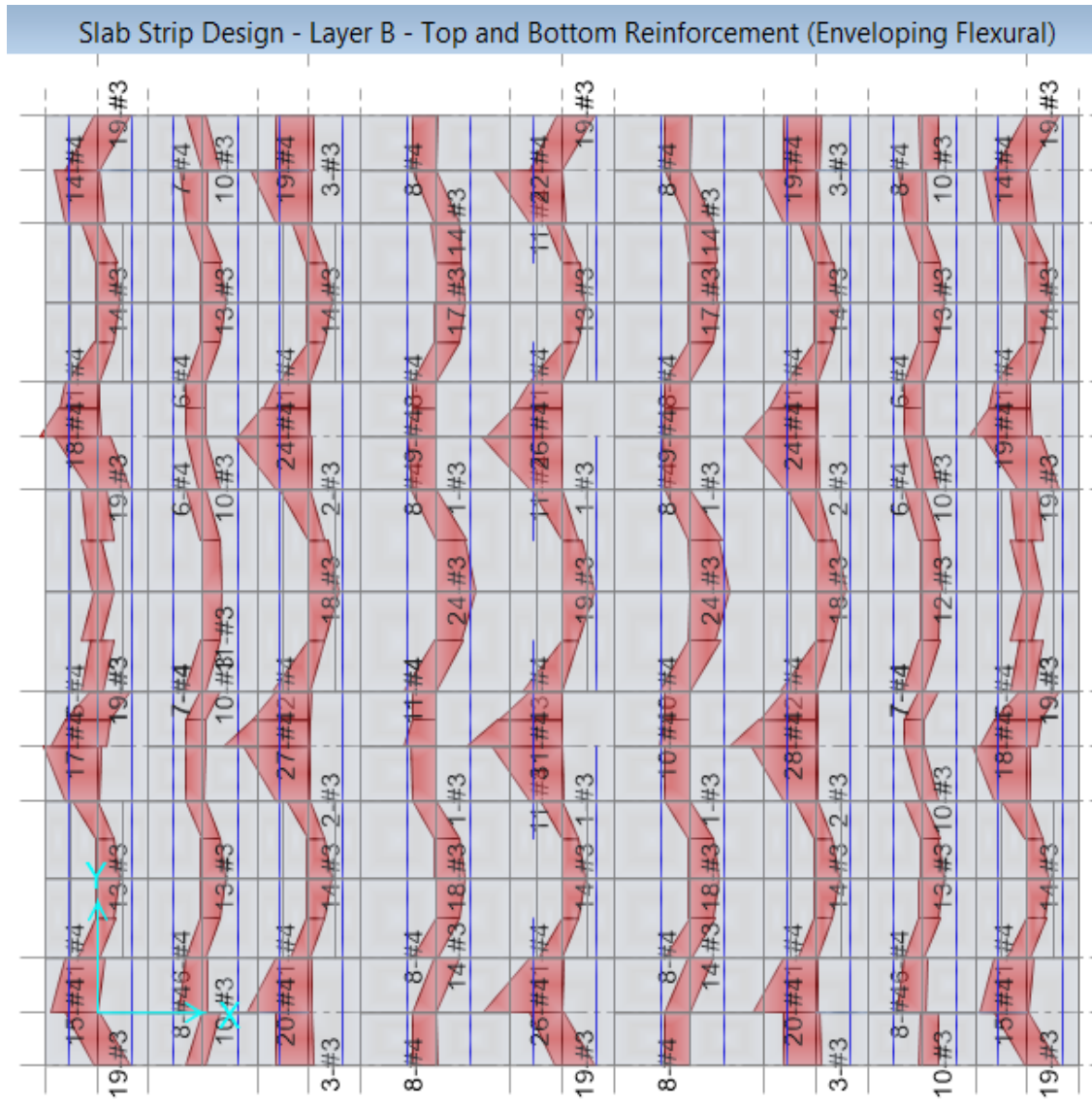
Fuente: elaboración propia.

Figura 71. Diseño de losas para edificio de muros: acero en dirección 1



Fuente: elaboración propia, con programa SAFE 12.3.1.

Figura 72. Diseño de losas para edificio de muros: acero en dirección 2



Fuente: elaboración propia, con programa SAFE 12.3.1.

Tabla XXVI. **Acero para losas**

Losas	Acero longitudinal	Longitud total del marco (m)	Cantidad	Subtotal en m
Dirección 1	Núm.3	22,5	89	2 002,5
Dirección 2	Núm.3	19,5	163	3 178,5
Capiteles	Acero longitudinal	Longitud promedio (m)	Cantidad de acero	Subtotal en m
Dirección 1	Núm.4	3,63	503	1 826
Dirección 2	Núm.4	4,18	504	2 107

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVII. **Acero para cimientos**

Tipo	Acero longitudinal	Longitud del acero	Cantidad por lado	Cantidad de zapatas	Subtotal en m
Z50 (2,40mX2,40m)	Núm. 6	2,25	15	2	67,5
	Núm. 6	2,25	15	2	67,5
Z50 (1,50mX6,50m)	Núm. 5	1,35	30	10	405
	Núm. 5	6,35	7	10	444,5
Z50 (1,70mX8,70m)	Núm. 6	1,55	46	6	427,8
	Núm. 6	8,55	8	6	410,4
Z65 (2,8mX2,80m)	Núm. 6	2,65	18	6	286,2
	Núm. 6	2,65	18	6	286,2

Fuente: elaboración propia.

Para facilitar el manejo de los datos, se presenta a continuación un resumen de los mismos, ordenados por varillas.

Tabla XXVIII. **Resumen varillas núm. 3**

Varillas núm. 3		
Tipo		Longitud subtotal
Acero longitudinal en losas	Dirección 1	2 003
	Dirección 2	3 179
Subtotal		5 181
Empalmes y desperdicio		20 %
Total		6 217
En varillas de 6 metros		1 036

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIX. **Resumen varillas núm. 4**

Varillas núm. 4		
Tipo		Longitud subtotal
Muros nivel 1	Acero transversal ejes literales	1284
	Acero transversal ejes numerales	927
Muros niveles 2, 3, 4 y 5	Acero longitudinal ejes literales	1 098
	Acero longitudinal ejes numerales	782
	Acero transversal ejes literales	3 108
	Acero transversal ejes numerales	2 245
Capiteles	Dirección 1	1 826
	Dirección 2	2 107
Subtotal		2 211
Empalmes y desperdicio en %		20 %
Total		2 654
En varillas de 6 metros		442

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXX. **Resumen varillas núm. 5**

Varillas núm. 5		
Tipo		Longitud subtotal
Muros nivel 1	Acero longitudinal ejes literales	893
	Acero longitudinal ejes numerales	635
Muros niveles 2,3, 4 y 5	Acero longitudinal ejes literales	1 098
	Acero longitudinal ejes numerales	782
Subtotal		3 408
Empalmes y desperdicio en %		20 %
Total		4 090
En varillas de 6 metros		682

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXI. **Resumen varillas núm. 6**

Varillas núm. 6		
Tipo		Longitud subtotal
Columnas y cimientos	Columnas	4 320
	Z50 (2,40 X 2,40 m)	68
	Z50 (1,50 X 6,50 m)	68
	Z50 (1,70 X 8,70 m)	405
	Z50 (1,70 X 8,70 m)	445
	Z50 (1,70 X 8,70 m)	428
	Z50 (1,70 X 8,70 m)	410
	Z65 (2,8 X 2,80 m)	286
Subtotal		6 715
Empalmes y desperdicio en %		20 %
Total		8 058
En varillas de 6 metros		1 343

Fuente: elaboración propia.

10.3. Cuantificación formaleta

Considerando que el enfoque es determinar las diferencias en costo, las cantidades de parales y/o *trickets* se tomarán iguales para ambos edificios, así también se calculará la formaleta en madera y en unidades de pie-tablar.

Para las losas de los edificios en estudio se tomará el área en planta del edificio y para las vigas y capiteles se restará el área correspondiente a las mismas, el área de las losas se tomará igual para ambos edificios.

El modelo matemático para la obtención de los pies tablares es:

$$\text{Pie – Tabla} = \text{grosor en pulgada} \times \text{ancho en pulgadas} \times \text{largo en pies}/12$$

Para cada losa se tiene:

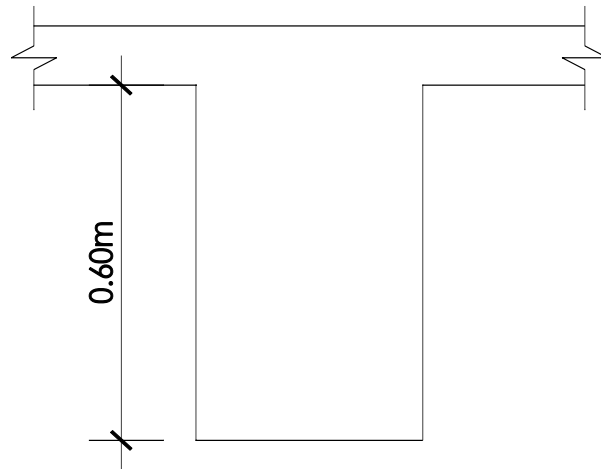
- Grosor = 1 pulgada
- Ancho = $19,50\text{m} \times 39,37 \text{ pul/m} = 767,715 \text{ pulgadas}$
- Largo = $22,50\text{m} \times 39,37 \text{ pul/m} = 885,825 \text{ pulgadas}$

$$\text{Pie – Tablar} = 1" \times 767,715" \times 885,825" = 680\,062 \text{ pie – tablares /nivel}$$

- Pie-Tablares para el edificio de marcos

Para las vigas principales se detalla en la figura siguiente:

Figura 73. **Altura de viga principal (eje numeral) a considerar**



Fuente: elaboración propia, con programa DraftSight.

Como se mencionó en la cuantificación de formaleta para las losas, en las vigas se tomará en cuenta la altura libre por su longitud, por lo que se tiene:

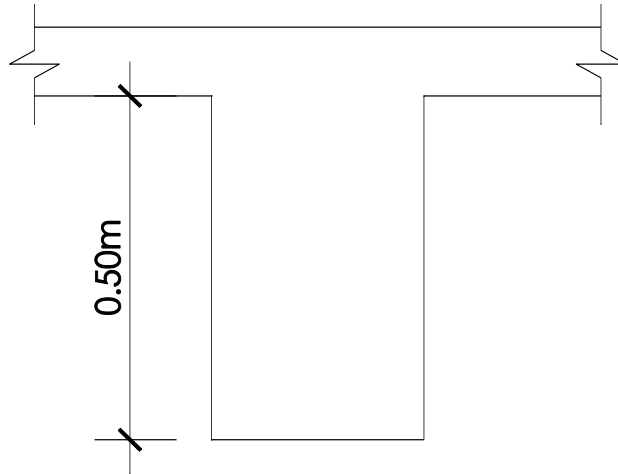
- Grosor = 1 pulgada
- Ancho = $0,60\text{m} * 39,37 \text{ pul/m} = 23,62 \text{ pulgadas}$
- Longitud total de vigas principales en ejes numerales

$$L = 2 \times 5(5,50 \text{ m}) + 5(6,50 \text{ m}) = 87,50 \text{ m (ver figura 78)}$$

- Largo: $87,50 \text{ m} * 39,37 \text{ pul/m} = 3\,444,875 \text{ pulgadas}$

$$\text{Pie – Tablar} = 1 \times 23,62 \times 3\,444,875" = 81\,368 \text{ pie – tablares/nivel}$$

Figura 74. **Altura de viga principal (eje literal) a considerar**



Fuente: elaboración propia, con programa DraftSight.

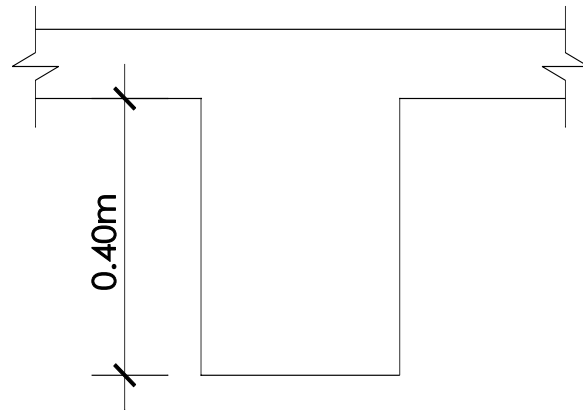
- Grosor = 1 pulgada
- Ancho = $0,50\text{m} * 39,37 \text{ pul/m} = 19,685 \text{ pulgadas}$
- Longitud total de vigas principales en ejes numerales

$$L = 2 \times 4(4,50 \text{ m} + 5,50 \text{ m}) = 80,00\text{m} \text{ (ver figura 78)}$$

- Largo = $80,00 \text{ m} * 39,37 \text{ pul/m} = 3\ 149,60 \text{ pulgadas}$

$$\text{Pie – Tablar} = 1 \times 19,685 \times 3\ 149,60'' = 62\ 000 \text{ pie – tablares/nivel}$$

Figura 75. **Altura de viga secundaria a considerar**



Fuente: elaboración propia, con programa DraftSight.

- Grosor = 1 pulgada
- Ancho = $0,40 \text{ m} * 39,37 \text{ pul}/1 \text{ m} = 15,748 \text{ pulgadas}$
- Longitud total de vigas principales en ejes numerales

$$L = 4(22,50 \text{ m}) = 90,00\text{m (ver figura 78)}$$

- Largo = $90,00 \text{ m} * 39,37 \text{ pul}/1 \text{ m} = 3 543,30 \text{ pulgadas}$

$$\text{Pie – Tablar} = 1 \times 15,748 \times 3 543,30" = 55 800 \text{ pie – tablares/nivel}$$

- Total de pie-tablares para el edificio de marcos:
 - Losas: 680 062 pie – tablares /nivel
 - Vigas principales ejes numerales: 81,368 pie – tablares/nivel
 - Vigas principales ejes literales: 62 000 pie – tablares/nivel

- Vigas secundarias: 55 800 pie – tablares/nivel
- Total: 879 230 pie – tablares

Debido a que la formaleta se usa varias veces, se tomará este dato como el total de pie tablares para la construcción de los elementos mencionados en el edificio de marcos.

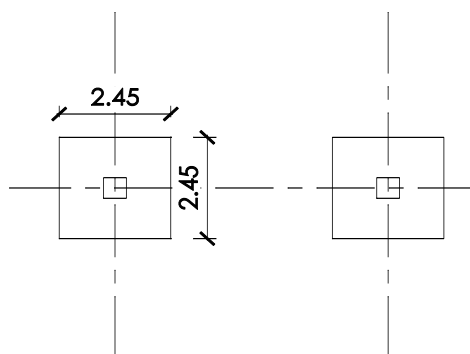
- Pie-Tablares para el edificio de muros

Como se indicó en el inciso 10.3, las losas se tomarán con la misma área, por lo que se tiene lo siguiente:

$$\text{Pie – Tablar} = 1" \times 767,715" \times 885,825" = 680\,062 \text{ pie – tablares /nivel}$$

Para los capiteles se tiene lo siguiente:

Figura 76. **Dimensiones de capiteles**



Fuente: elaboración propia, con programa DraftSight.

El alto de los capiteles, según 8.1 es de 0,30 metros, losa de 0,15 metros, por lo que la altura bajo la losa es de 0,15 metros, como se indicó anteriormente en la losa se incluyó el área de toda la losa, por lo que para los capiteles se calculará los pie-tablares para el perímetro de los mismos, de esto se tiene:

- Grosor = 1 pulgada
- Ancho = $0,15 \text{ m} * 39,37 \text{ pulg/1 m} = 5,90 \text{ pulgadas}$
- Longitud total en capiteles para una losa:

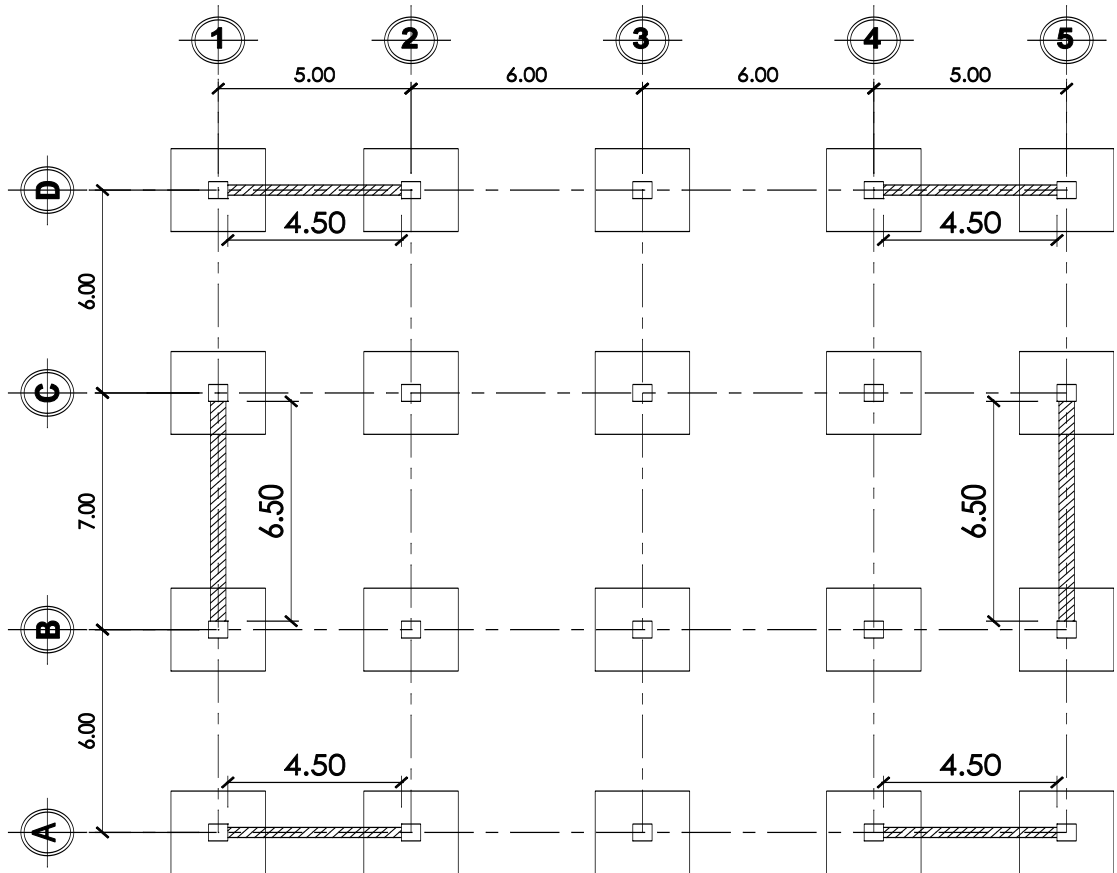
$$L = 4(2,45 \text{ m})(20 \text{ capiteles}) = 196 \text{ m (ver figura 76)}$$

- Largo = $196 \text{ m} * 39,37 \text{ pulg/1 m} = 7\ 716,52 \text{ pulgadas}$

$$\text{Pie – Tablar} = 1 \times 5,90 \times 7\ 716,52" = 45\ 528 \text{ pie – tablares /nivel}$$

Para los muros se tiene lo siguiente:

Figura 77. Ancho de muros estructurales



Fuente: elaboración propia, con programa DraftSight.

Debido a que la formaleta de las columnas se han tomado como iguales para ambos edificios, para la formaleta de los muros solamente se tomarán las caras de los mismos, como se indica a continuación:

- Grosor = 1 pulgada
- Ancho total de muros:

$$L = 4(4,50 \text{ m})(2 \text{ caras}) + 2(6,50 \text{ m})(2 \text{ caras}) = 62 \text{ m (ver figura 77)}$$

$$62 \text{ m} * 39,37 \text{ pul/1 m} = 2\,440,94 \text{ pulgadas}$$

- Longitud (alto) por nivel = 3,20 m
- Largo = $3,2 \text{ m} * 39,37 \text{ pul/1 m} = 125,98 \text{ pulgadas}$

$$\text{Pie – Tablar} = 1" \times 2\,440,94" \times 125,98" = 307\,520 \text{ pie – tablares /nivel}$$

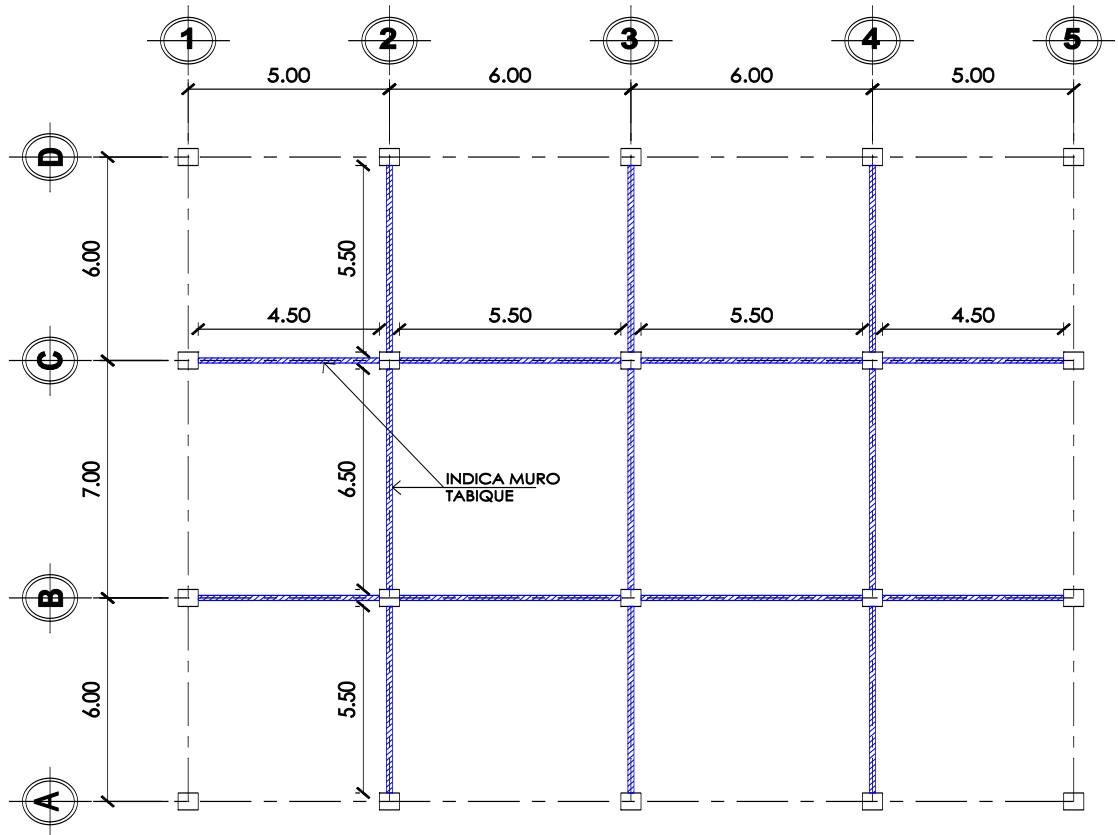
- Total de pie-tablares para el edificio de muros:
 - Losas = 680\,062 pie – tablares /nivel
 - Capiteles =: 45\,528 pie – tablares/nivel
 - Muros = 307,520 pie – tablares/nivel

$$\text{Total} = 1\,033\,110 \text{ pie – tablares/nivel}$$

10.4. Cuantificación muros tabique

Para la cuantificación de muros tabiques se presenta en la figura siguiente la distribución de los mismos, se hace notar que el fin no es arquitectónico, por lo que la colocación de los muros es solamente para alcanzar el objetivo. Para la cuantificación de los muros tabiques se considerará la altura de los mismos de piso a cielo, sin considerar la altura de las vigas en el caso del edificio de marcos estructurales y sin considerar la altura de los capiteles para el edificio de muros estructurales.

Figura 78. Indicación de muros tabiques



Fuente: elaboración propia, con programa DraftSight.

Para el edificio de marcos se tiene la siguiente área de muros tabiques:

$$A = L * h$$

$$L = 4(4,50 \text{ m}) + 8(5,50 \text{ m}) = 62,00 \text{ m (ver figura 78)}$$

$$h = 4(3,50 - 0,1)\text{m} + (4,00 - 0,1)\text{m} = 17,50 \text{ m}$$

$$A = (62 \text{ m})(17,50 \text{ m}) = 1\ 085 \text{ m}^2$$

Para el edificio de muros se tiene la siguiente área de muros tabiques:

$$A = L * h$$

$$L = 4(4,50 \text{ m}) + 8(5,50 \text{ m}) = 62,00 \text{ m (ver figura 78)}$$

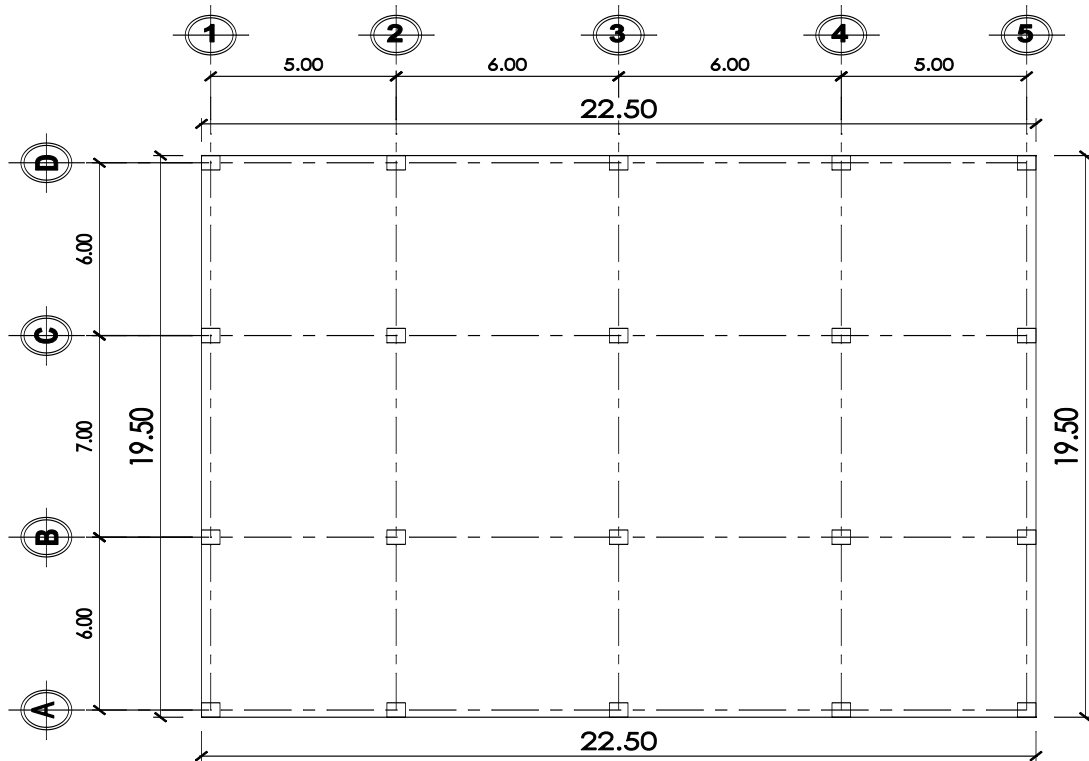
$$h = 4(3,20 - 0,15)\text{m} + (3,70 - 0,15)\text{m} = 15,75\text{m}$$

$$A = (62 \text{ m})(15,75 \text{ m}) = 976,50 \text{ m}^2$$

10.5. Cuantificación de ventanas

Para la cuantificación de ventanas, se va a suponer que las mismas se colocarán solamente en el perímetro del edificio; para el edificio de marcos los ventanales cubrirán todo el perímetro, para el edificio con muros estructurales se colocarán en donde no haya muro, en las siguientes figuras se indican los perímetros correspondientes y las ventanas se consideraran colocadas en toda la altura del edificio.

Figura 79. Ventanería en edificio de marcos



Fuente: elaboración propia, con programa DraftSight.

Para este edificio el área de ventanearía es:

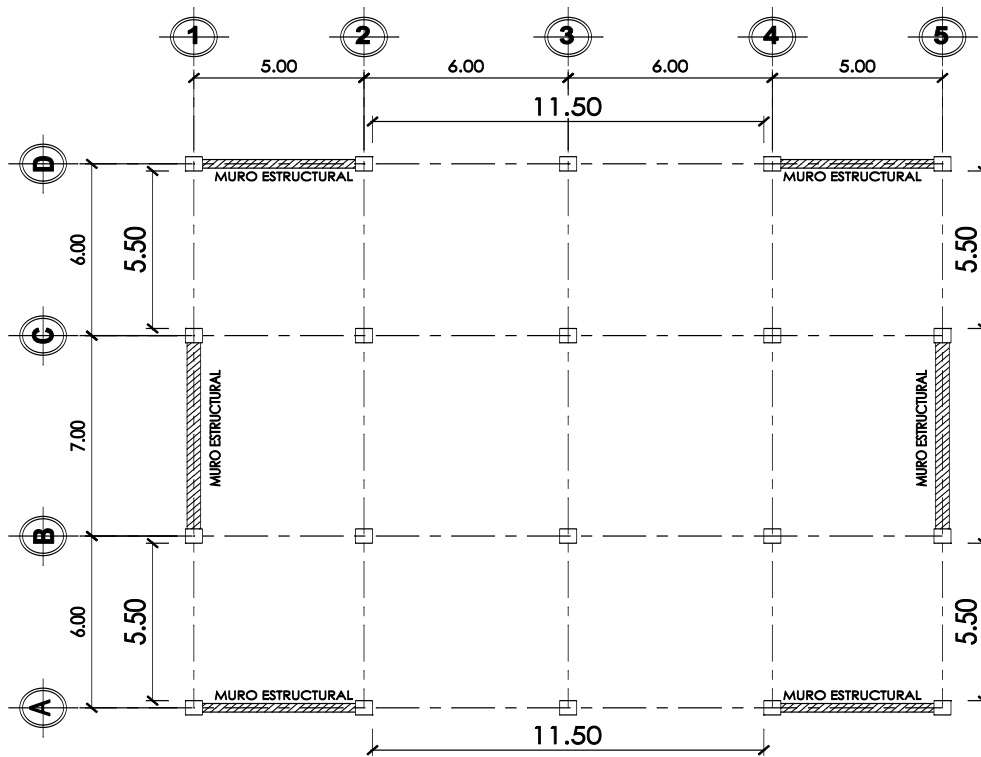
$$A = P * h$$

$$P = 2(19,5 \text{ m} + 22,5 \text{ m}) = 84,00 \text{ m}$$

$$h = 4(3,50 \text{ m} + 4,00 \text{ m}) = 18 \text{ m (ver figura 10)}$$

$$A = (84 \text{ m})(18 \text{ m}) = 1\,512 \text{ m}^2$$

Figura 80. Ventanería en edificio de muros



Fuente: elaboración propia, con programa DraftSight.

Para este edificio el área de ventanearía es:

$$A = P * h$$

$$P = 4(5,50 \text{ m}) + 2(11,50 \text{ m}) = 45,00 \text{ m}$$

$$h = 4(3,20 \text{ m} + 3,70 \text{ m}) = 16,50 \text{ m (ver figura 39)}$$

$$A = (45\text{m})(16,50 \text{ m}) = 742,50 \text{ m}^2$$

10.6. Comparación de costos

Se han obtenidos datos de los costos para los diferentes materiales, se ha generalizado para facilitar el trabajo, pues el objetivo no es detallar sino realizar un costo estimado.

Tabla XXXII. **Comparación de costos**

Descripción	Costo unitario (Q)	Edificio de marcos	Edificio de muros	Subtotal edificio de marcos (Q)	Subtotal edificio de muros (Q)
Concreto	1 320,00	646	781	852 215,76	1 030 571,52
Acero	281,00	788	761	221 428,00	213 841,00
Formaleta	8.50	879 230	1 033,110	7 473 455,00	8 781 435,00
Muros tabiques	305,00	1 085	976,5	330 925,00	297 832,50
Ventanería	1 200,00	1 512	742,5	1 814 400,00	891 000,00
		Totales		10 692 423,76	11 214 680,02
		Diferencia		Q 522 256,26	

Fuente: elaboración propia.

La diferencia en porcentaje es de 5 %, si se realiza una comparación de la respuesta estructural para los edificios en cuanto a deflexiones verticales y derivas de piso, es notable una mejor respuesta estructural elástica.

CONCLUSIONES

1. Los sistemas de muros estructurales y losas planas en comparación con los sistemas de marcos espaciales dúctiles, tienen una mejor respuesta estructural elástica en cuanto a las derivas de piso.
2. La cantidad de muros estructurales y la posición de los mismos afecta la respuesta estructural, mejorando la misma cuando los muros se encuentran en el perímetro de la edificación, son simétricos y esbeltos.
3. El sistema de muros estructurales y losas planas tienen un mayor costo en comparación con los sistemas de marcos espaciales dúctiles, pero su diferencia es mínima.
4. El sistema de muros estructurales y losas planas reduce la altura de los niveles, debido a que no se cuenta con alturas de vigas y la altura requerida para los capiteles es menor a las vigas, permitiendo una arquitectura más limpia en techos.
5. Es viable la utilización de muros estructurales y losas planas en edificios, en lugares sísmicos, como sistema resistente a fuerzas laterales.

RECOMENDACIONES

1. En los sistemas de muros estructurales y losas planas es importante que tanto el diseño, como los planos sean detallados de manera tal que se aseguren las fallas por plastificación en los muros.
2. En el sistema de muros estructurales y losas planas es indispensable la atención al punzonamiento en las losas, tanto en el diseño como en la supervisión.
3. Para el sistema de muros estructurales y losas planas, se deben posicionar los muros estructurales simétricamente, en el perímetro de la edificación y que los mismos tengan una configuración esbelta en elevación.

BIBLIOGRAFÍA

1. ALCOCER M, Sergio. *Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado: losas y sismos*. México: Centro Nacional de Prevención de Desastres e Instituto de Ingeniería, 1995. 472 p.
2. _____. *Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado: muros estructurales*. México: Centro Nacional de Prevención de Desastres e Instituto de Ingeniería, 1995. 853 p.
3. American Concrete Institute. *Requisitos de Reglamento para concreto estructural. (ACI 318S-08) y comentario (ACI 318SR-08)*. USA: 2008. 471 p.
4. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de Seguridad Estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala*. Guatemala: AGIES, 2010. 416 p.

