

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA  
Facultad de Ingeniería



**Reducción de derivas en una edificación de 15 niveles  
mediante la implementación de un sistema dual en concreto  
reforzado utilizando el código ASCE/SEI 7-16.**

Trabajo de graduación presentado por Rodrigo Estuardo Pérez Arbizú  
para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala,

2019







**Reducción de derivas en una edificación de 15 niveles  
mediante la implementación de un sistema dual en concreto  
reforzado utilizando el código ASCE/SEI 7-16.**



UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA  
Facultad de Ingeniería



**Reducción de derivas en una edificación de 15 niveles  
mediante la implementación de un sistema dual en concreto  
reforzado utilizando el código ASCE/SEI 7-16.**

Trabajo de graduación presentado por Rodrigo Estuardo Pérez Arbizú  
para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala,

2019

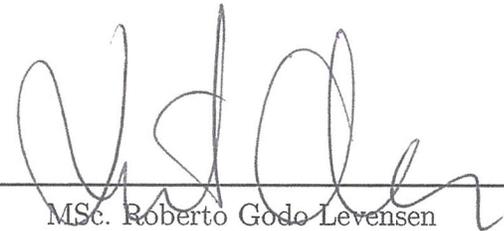


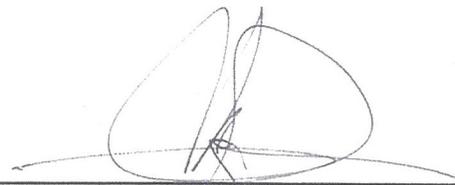
Vo.Bo.:

(f)   
Meng. Hugo Enrique Pallais Beteta

Tribunal Examinador:

(f)   
Meng. Hugo Enrique Pallais Beteta

(f)   
MSc. Roberto Godo Levensen

(f)   
Ing. Álvaro José Córdova Guirola

Fecha de aprobación: Guatemala, 02 de DICIEMBRE de 2019.



Todos cometemos el error de olvidar que el camino que recorreremos en la vida no lo recorreremos solos, lo recorreremos de la mano de Dios. Los grandes logros no se alcanzan solos, si no con la ayuda de Dios y aquellas personas que creyeron en nuestras capacidades y convicciones. Agradezco primeramente a Dios por poner en mi corazón y en mi vida la convicción por la construcción, permitirme completar mis estudios, darme salud y fuerza necesaria para vencer cada uno de los obstáculos de la vida y por bendecirme cada uno de los días de mi vida, con poder ponerme de pie y seguir adelante un día más. Segundo, a nivel personal agradezco a mi familia, a mis dos madres Marla Arbizú y Esperanza de Arbizú por apoyarme incondicionalmente y moralmente durante todo el camino, por enseñarme con su ejemplo y amor que todo en la vida es posible cuando se tiene un objetivo claro; a mis dos padres Amilcar Arbizú y Estuardo Pérez, que fueron mis guías y ejemplos a seguir, que me enseñaron que en el camino de la vida el que sonrío siempre tiene un corazón lleno de bendiciones para todos y lo más importante a ser una persona humilde y con determinación para apoyar al que lo necesite; a mi hermana Valeria Arbizú por darme de su cariño y amor; a mis abuelos Edwin Pérez y Cony de Pérez por apoyarme en todo momento y brindarme amor de padres y un segundo hogar; y a Andrea Cuadra por su amor incondicional, amistad y apoyo a lo largo de esta etapa profesional.

A nivel académico, agradezco a Meng. Hugo Pallais por asesorar este trabajo, creen en mis capacidades, compartir con nosotros momentos felices, estar siempre dispuesto a responder dudas o dedicarnos su tiempo y, sobre todo, por preocuparse que nosotros sus estudiantes seamos profesionales de éxito y tengamos contacto con el mundo profesional transmitiéndonos su vasta experiencia en temas estructurales. A MSc. Roberto Godo Levensen por preocuparse por nuestra educación profesional, velar por la implementación de nuevos cursos a la carrera y guiarnos hacia un futuro brillante; y a los Ingenieros Mario Rosada, Alvaro Córdova y Otoniel Echeverría, por el tiempo dedicado y su esfuerzo por apoyarnos en este largo camino.

Por último, agradezco a cada uno de mis amigos de carrera Otto Zepeda, Juan Francisco Raimundo, Nicolle Miranda, Jose Aldana, Sebastian Galindo y Diego Castañeda por vivir conmigo esta etapa, brindarme su amistad, apoyarme en mis flaquezas y ser mis compañeros de aula y vida. Ellos hicieron inolvidables estos años de universidad.



<b>Prefacio</b>	<b>v</b>
<b>Lista de figuras</b>	<b>XIII</b>
<b>Lista de cuadros</b>	<b>XVI</b>
<b>Resumen</b>	<b>XVII</b>
<b>Abstract</b>	<b>XIX</b>
<b>I. Introducción</b>	<b>1</b>
<b>II. Objetivos</b>	<b>3</b>
A. Objetivo general . . . . .	3
B. Objetivos específicos . . . . .	3
<b>III. Marco teórico</b>	<b>5</b>
A. Códigos y normativas de diseño. . . . .	5
1. ASCE/SEI 7-16. . . . .	5
2. ACI 318-14. . . . .	5
3. AGIES NSE 2018. . . . .	5
B. Propiedades de las edificaciones y especificaciones especiales. . . . .	6
1. Categorías ocupacionales según AGIES NSE 1-18 . . . . .	6
2. Clasificación de sitio según ASCE/SEI 7-16 . . . . .	7
3. Tipología estructural según ASCE/SEI 7-16 . . . . .	9
4. Elementos principales de un sistema dual . . . . .	11
C. Especificaciones sísmicas . . . . .	12
1. Sismología y partes del planeta . . . . .	12
2. Categorización de sismos. . . . .	12
3. Medición de un sismo. . . . .	13
4. Teoría de placas tectónicas. . . . .	13
5. Sismo-resistencia . . . . .	14
6. Historia sísmica en Guatemala . . . . .	14

D.	Especificaciones sísmicas en construcción. . . . .	14
1.	Categorización por riesgos según ASCE/SEI 7-16 . . . . .	15
2.	Factor de importancia según ASCE/SEI 7-16. . . . .	15
3.	Acceso protegido en caso de categoría de riesgo IV según ASCE/SEI 7-16. . . . .	16
4.	Espectros genéricos de diseño según ASCE/SEI 7-16.. . . .	16
5.	Diseño de espectro de respuesta según ASCE/SEI 7-16. . . . .	18
6.	Análisis del espectro de respuesta modal según ASCE/SEI 7-16. . . . .	19
7.	Categorías de diseño sísmico según ASCE/SEI 7-16. . . . .	20
8.	Selección del sistema estructural. . . . .	21
9.	Valores de R, Cd y $\Omega_0$ para combinaciones verticales y horizontales según ASCE/SEI 7-16. . . . .	22
10.	Ordenadas espectrales según AGIES NSE-2-18. . . . .	23
11.	Sismos para diseño estructural según AGIES NSE-2-18. . . . .	24
12.	Fuerza lateral equivalente. . . . .	24
E.	Combinaciones de carga según ASCE/SEI 7-16. . . . .	25
1.	Tipos de carga según ASCE/SEI 7-16. . . . .	25
2.	Combinaciones de carga por diseño de resistencia según ASCE/SEI 7-16. . . . .	25
F.	Cargas laterales, propiedades mecánicas y su distribución según ASCE/SEI 7-16. . . . .	27
1.	Volteo según ASCE/SEI 7-16. . . . .	27
2.	Torsión inherente según ASCE/SEI 7-16. . . . .	27
3.	Torsión accidental según ASCE/SEI 7-16. . . . .	27
4.	Derivas y su cálculo según ASCE/SEI 7-16. . . . .	28
5.	Ductilidad . . . . .	29
G.	Muros estructurales. . . . .	30
1.	Generalidades y descripción de muros estructurales. . . . .	30
2.	Ocasiones en la cuales se utilizan muros estructurales. . . . .	30
3.	Irregularidades horizontales en estructuras, vistas en planta. . . . .	31
4.	Irregularidades verticales en estructuras. . . . .	32
5.	Discontinuidades verticales. . . . .	34
6.	Distribución de muros estructurales. . . . .	35
7.	Conexión entre losa y muro estructural. . . . .	36
8.	Tipos de cimiento para muros estructurales. . . . .	36
9.	Configuraciones de muros estructurales. . . . .	37
H.	Límites de diseño para muros estructurales. . . . .	38
1.	Distribución de la carga en un muro estructural . . . . .	38
2.	Intersección de elementos. . . . .	39
3.	Espesor mínimo de muro según ACI 318-14. . . . .	39
4.	Fuerzas aplicadas a un muro estructural según ACI 318-14. . . . .	39
5.	Resistencia axial nominal, $P_o$ según ACI 318-14. . . . .	40
6.	Carga de compresión axial máxima según ACI 318-14. . . . .	40
7.	Carga axial y flexión fuera del plano según ACI 318-14. . . . .	43
8.	Momento y cargas axiales factoradas según ACI 318-14. . . . .	44
9.	Factores de resistencia de diseño y sus generalidades según ACI 318-14. . . . .	45
10.	Fuerza cortante en el plano del muro según ACI 318-14. . . . .	46
11.	Corte en muros estructurales según ACI 318-14. . . . .	48

12.	Relaciones de esbeltez, alturas y largos normados según ACI 318-14. . . . .	49
13.	Cuantilla mínima requerida según la norma ACI 318-14. . . . .	50
14.	Separaciones mínimas para acero longitudinal y transversal requeridas según la norma ACI 318-14 . . . . .	51
15.	Geometría de acero de refuerzo transversal, $l_{ext}$ según ACI 318-14. . . . .	51
16.	Longitud de desarrollo para barras longitudinales, $l_d$ según ACI 318-14. . . . .	52
17.	Recubrimiento para muros estructurales según ACI 318-14. . . . .	53
18.	Elementos de borde en muros estructurales según ACI 318-14. . . . .	53
I.	Marcos especiales resistentes a momento. . . . .	56
1.	Generalidades y descripción de muros estructurales. . . . .	56
2.	Ocasiones en la cuales se utilizan muros estructurales. . . . .	56
3.	Medidas generales de marcos. . . . .	56
4.	Especificaciones especiales para esfuerzos y derivas en marcos especiales resistentes a momento según ASCE/SEI 7-16. . . . .	58
5.	Diseño columna fuerte viga débil según ACI 318-14. . . . .	59
6.	Comportamiento dúctil de los elementos. . . . .	60
7.	Corte en columnas según ACI 318-14. . . . .	60
8.	Fuerzas de momento en columnas según ACI 318-14. . . . .	61
9.	Uniones entre columna y viga según ACI 318-14. . . . .	62
10.	Cargas axiales en columnas. . . . .	64
11.	Fuerza de corte en vigas según ACI 318-14. . . . .	64
<b>IV. Metodología.</b>		<b>67</b>
<b>V. Análisis y discusión de resultados.</b>		<b>71</b>
A.	Descripción y generalidades de la estructura de 15 niveles analizada. . . . .	71
B.	Análisis estructural de una edificación base con un sistema de marcos especiales resistentes a momento y de la modificación propuesta para el edificio base con un sistema dual de muros estructurales especiales reforzados mediante el código de diseño ASCE/SEI 7-16. . . . .	78
C.	Diseño estructural de un sistema dual de concreto reforzado según el código de diseño ACI 318-14. . . . .	85
<b>VI. Conclusiones</b>		<b>99</b>
<b>VII. Recomendaciones</b>		<b>101</b>
<b>VIII. Bibliografía</b>		<b>103</b>
<b>IX. Anexos</b>		<b>105</b>
A.	Capturas de pantalla del software utilizado ETABS . . . . .	105
B.	Hoja de cálculo . . . . .	107
<b>X. Glosario</b>		<b>115</b>



---

## Lista de figuras

---

1.	Distribución de placas tectónicas en Guatemala. . . . .	13
2.	Espectro de diseño de respuesta. . . . .	20
3.	Mapa de zonificación sísmica de Guatemala según AGIES NSE 2 . . . . .	23
4.	Factor amplificador de Torsión, $A_x$ , según ASCE/SEI 7-16. . . . .	28
5.	Determinación de derivas en edificaciones de varios niveles según ASCE/SEI 7-16. . . . .	29
6.	Irregularidades verticales en muros estructurales. . . . .	35
7.	Distribución preliminar de muros estructurales. . . . .	35
8.	Conexión continua y satisfactoria entre losa y muro estructural. . . . .	36
9.	Tipología de cimentaciones para muros estructurales. . . . .	37
10.	Tipología de muros estructurales existentes. . . . .	38
11.	Muros estructurales guiados verticalmente y horizontalmente. . . . .	38
12.	Fuerzas dentro y fuera del plano de un muro estructural. . . . .	40
13.	Diámetro interior mínimo de doblado y geometría de acero de refuerzo trans- versal. . . . .	51
14.	Longitud de desarrollo para barras corrugadas según el código de diseño ACI 318-14. . . . .	52
15.	Elementos de borde en muros estructurales y sus especificaciones según ACI 318-14. . . . .	54
16.	Límites y dimensiones generales para diseño de vigas y columnas para sistema de marcos especiales resistentes a momento. . . . .	57
17.	Mecanismos de falla por diseño de columna fuerte y viga débil. . . . .	59
18.	Detalles especiales para conexión viga / columna. . . . .	60
19.	Esfuerzos de corte en columnas. . . . .	61
20.	Sección de columna analizada para momentos en uniones columna / viga. . . . .	62
21.	Planta de sótanos para edificación base, con sistema estructural de marcos resistentes a momento. . . . .	72
22.	Planta de niveles para edificación base, con sistema estructural de marcos resistentes a momento. . . . .	73
23.	Planta de sótanos para edificación con sistema estructural dual. . . . .	76
24.	Planta de niveles superiores para edificación con sistema estructural dual. . . . .	77
25.	Espectro de diseño para sistema de marcos a momento. . . . .	79

26.	Espectro de diseño para sistema dual de muros estructurales especiales. . . . .	80
27.	Plano en sección de muro estructural de 7m x 0.8m, Varilla Longitudinal No 9 @ 12.5 cm, Varilla Transversal No 6 @ 25 cm. . . . .	88
28.	Plano en sección de muro estructural de 2.7m x 0.8m, Varilla Longitudinal No 9 @ 8.5 cm, Varilla Transversal No 6 @ 25 cm. . . . .	88
29.	Plano en sección de muro estructural de 1.2m x 0.8m, Varilla Longitudinal No 9 @ 25 cm, Varilla Transversal No 6 @ 22 cm. . . . .	88
30.	Plano en sección de muro estructural de 2m x 0.8m, Varilla Longitudinal No 9 @ 17.5 cm, Varilla Transversal No 6 @ 25 cm. . . . .	89
31.	Plano en sección de muro estructural de 7m x 0.7m, Varilla Longitudinal No 11 @ 10 cm, Varilla Transversal No 6 @ 30 cm. . . . .	89
32.	Plano en sección de muro estructural de 2.7m x 0.7m, Varilla Longitudinal No 9 @ 8.5 cm, Varilla Transversal No 6 @ 30 cm. . . . .	89
33.	Plano en sección de muro estructural de 1.2m x 0.7m, Varilla Longitudinal No 9 @ 12.5 cm, Varilla Transversal No 6 @ 22 cm. . . . .	89
34.	Plano en sección de muro estructural de 2m x 0.7m, Varilla Longitudinal No 9 @ 7 cm, Varilla Transversal No 6 @ 30 cm. . . . .	90
35.	Plano en sección de muro estructural de 7m x 0.6m, Varilla Longitudinal No 9 @ 12.5 cm, Varilla Transversal No 6 @ 33 cm. . . . .	90
36.	Plano en sección de muro estructural de 2.7m x 0.6m, Varilla Longitudinal No 9 @ 7 cm, Varilla Transversal No 6 @ 33 cm. . . . .	90
37.	Plano en sección de muro estructural de 1.2m x 0.6m, Varilla Longitudinal No 9 @ 25 cm, Varilla Transversal No 6 @ 22 cm. . . . .	90
38.	Plano en sección de muro estructural de 2m x 0.6m, Varilla Longitudinal No 9 @ 17.5 cm, Varilla Transversal No 6 @ 33 cm. . . . .	91
39.	Plano en elevación frontal de muro estructural de 7m x 0.8m, Varilla Longitudinal No 9 @ 12.5 cm, Varilla Transversal No 6 @ 25 cm. . . . .	93
40.	Plano en elevación frontal de muro estructural de 2.7m x 0.8m, Varilla Longitudinal No 9 @ 8.5 cm, Varilla Transversal No 6 @ 25 cm. . . . .	94
41.	Plano en elevación frontal de muro estructural de 1.2m x 0.8m, Varilla Longitudinal No 9 @ 25 cm, Varilla Transversal No 6 @ 22 cm. . . . .	94
42.	Plano en elevación frontal de muro estructural de 2m x 0.8m, Varilla Longitudinal No 9 @ 17.5 cm, Varilla Transversal No 6 @ 25 cm. . . . .	94
43.	Plano en elevación frontal de muro estructural de 7m x 0.7m, Varilla Longitudinal No 11 @ 10 cm, Varilla Transversal No 6 @ 30 cm. . . . .	95
44.	Plano en elevación frontal de muro estructural de 2.7m x 0.7m, Varilla Longitudinal No 9 @ 8.5 cm, Varilla Transversal No 6 @ 30 cm. . . . .	95
45.	Plano en elevación frontal de muro estructural de 1.2m x 0.7m, Varilla Longitudinal No 9 @ 12.5 cm, Varilla Transversal No 6 @ 22 cm. . . . .	95
46.	Plano en elevación frontal de muro estructural de 2m x 0.7m, Varilla Longitudinal No 9 @ 7 cm, Varilla Transversal No 6 @ 30 cm. . . . .	96
47.	Plano en elevación frontal de muro estructural de 7m x 0.6m, Varilla Longitudinal No 9 @ 12.5 cm, Varilla Transversal No 6 @ 33 cm. . . . .	96
48.	Plano en elevación frontal de muro estructural de 2.7m x 0.6m, Varilla Longitudinal No 9 @ 7 cm, Varilla Transversal No 6 @ 33 cm. . . . .	96
49.	Plano en elevación frontal de muro estructural de 1.2m x 0.6m, Varilla Longitudinal No 9 @ 25 cm, Varilla Transversal No 6 @ 22 cm. . . . .	97

50.	Plano en elevación frontal de muro estructural de 2m x 0.6m, Varilla Longitudinal No 9 @ 17.5 cm, Varilla Transversal No 6 @ 33 cm. . . . .	97
51.	Detallamiento para refuerzo transversal y longitudes de empalme para acero longitudinal según ACI 318-14. . . . .	98
52.	Plano para detalle de elevadores en ducto de muros estructurales y distribución de piers. . . . .	98
53.	Isométrico para edificación base, con sistema estructural de marcos resistentes a momento. . . . .	105
54.	Isométrico para edificación propuesta, con sistema estructural dual. . . . .	106
55.	Chequeo de derivas por requerimientos mínimos especificados por el código de diseño ASCE/SEI 7-16, para edificación base con sistema estructural de marcos resistentes a momento. . . . .	107
56.	Chequeo de derivas por requerimientos mínimos especificados por el código de diseño ASCE/SEI 7-16, para edificación propuesta con sistema estructural dual. . . . .	108
57.	Datos utilizados para el cálculo de los muros estructurales especiales según su resistencia y geometría. . . . .	109
58.	Chequeos iniciales para muros estructurales especiales según el código de diseño ACI 318-14. . . . .	110
59.	Chequeos y cuantillas mínimas para el diseño de acero por cortante en muros estructurales especiales según el código de diseño ACI 318-14. . . . .	111
60.	Chequeos para el diseño de acero por flexión en muros estructurales especiales según el código de diseño ACI 318-14 y chequeo de demanda contra capacidad por flexión. . . . .	112
61.	Chequeo de demanda contra capacidad por cortante en muros estructurales especiales y recubrimiento requerido. . . . .	113



---

Lista de cuadros

---

1.	Clasificación de sitio según ASCE/SEI 7-16. . . . .	8
2.	Sistemas estructurales según ASCE/SEI 7-16. . . . .	10
3.	Categoría de riesgo para edificaciones u otras estructuras según ASCE/SEI 7-16. . . . .	15
4.	Factor de importancia por categoría de riesgo de edificaciones según ASCE/SEI 7-16. . . . .	16
5.	Parámetro Fa de periodo corto según clasificación de sitio por el código ASCE/SEI 7-16. . . . .	17
6.	Parámetro Fv de periodo largo según clasificación de sitio por el código ASCE/SEI 7-16. . . . .	18
7.	Categoría de diseño sísmico en respuesta al período corto según ASCE/SEI 7-16. . . . .	21
8.	Categoría de diseño sísmico en respuesta al período de 1 segundo según ASCE/SEI 7-16. . . . .	21
9.	Listado de amenaza sísmica y velocidad del viento por municipios según AGIES NSE 3. . . . .	24
10.	Derivas máximas permisibles de construcción por el código ASCE/SEI 7-16. . . . .	29
11.	Irregularidades horizontales en planta para estructuras según ASCE/SEI 7-16. . . . .	31
12.	Irregularidades verticales en elevación para estructuras según ASCE/SEI 7-16. . . . .	33
13.	Espesor mínimo de muro estructural h según ACI 318-14. . . . .	39
14.	Máxima carga axial para muros estructurales según ACI 318-14. . . . .	41
15.	Factor de reducción de resistencia para momento, fuerza axial o combinación de momento y fuerza axial según ACI 318-14. . . . .	42
16.	Factor k para longitud efectiva de muros estructurales según ACI 318-14. . . . .	43
17.	Factores de reducción de resistencia según ACI 318-14. . . . .	45
18.	Cálculo de Vc para muros preesforzados y no preesforzados según ACI 318-14. . . . .	47
19.	Especificaciones de diseño geométrico para segmentos de muros estructurales según ACI 318-14. . . . .	49
20.	Refuerzo mínimo para muros analizados dentro del plano según ACI 318-14. . . . .	50
21.	Recubrimiento de concreto especificado para miembros no pretensados y fundidos in situ. . . . .	53
22.	Refuerzo transversal para elementos de borde especiales según ACI 318-14. . . . .	55

23.	Derivas permisibles para sistemas de marcos especiales a momento y su factor de redundancia asociado. . . . .	58
24.	Refuerzo transversal para columnas de marcos especiales a momento. . . . .	63
25.	Resistencia al corte nominal en la junta, $V_n$ . . . . .	64
26.	Alturas entre niveles. . . . .	74
27.	Dimensiones de las columnas utilizadas por nivel en la edificación de análisis. . . . .	74
28.	Dimensiones de las vigas utilizadas por nivel en la edificación de análisis. . . . .	75
29.	Parámetros sísmicos utilizados para un sistema de marcos resistentes a momento y un sistema dual para la construcción del espectro de respuesta sísmica según ASCE/SEI 7-16. . . . .	78
30.	Desplazamientos para estructura base con sistema de marcos especiales a momento. . . . .	81
31.	Revisión de derivas para estructura base con sistema de marcos especiales a momento. . . . .	82
32.	Desplazamientos para muro propuesto con $f'c$ 4 ksi y 80 cm de espesor. . . . .	82
33.	Revisión de derivas para muro propuesto con $f'c$ 4 ksi y 80 cm de espesor. . . . .	83
34.	Desplazamientos para muro propuesto con $f'c$ 5 ksi y 70 cm de espesor. . . . .	83
35.	Revisión de derivas para muro propuesto con $f'c$ 5 ksi y 70 cm de espesor. . . . .	84
36.	Desplazamientos para muro propuesto con $f'c$ 6 ksi y 60 cm de espesor. . . . .	84
37.	Revisión de derivas para muro propuesto con $f'c$ 6 ksi y 60 cm de espesor. . . . .	85
38.	Relación de momento contra cortante último en muros estructurales propuestos. . . . .	85
39.	Relaciones demanda capacidad por cortante en el plano del muro con $f'c$ 4 ksi y 80 cm de espesor. . . . .	86
40.	Relaciones demanda capacidad por cortante en el plano del muro con $f'c$ 5 ksi y 70 cm de espesor. . . . .	86
41.	Relaciones demanda capacidad por cortante en el plano del muro con $f'c$ 6 ksi y 60 cm de espesor. . . . .	87
42.	Refuerzo transversal por cortante dentro del plano para muro de $f'c$ 4 ksi y 80 cm de espesor. . . . .	87
43.	Refuerzo transversal por cortante dentro del plano para muro de $f'c$ 5 ksi y 70 cm de espesor. . . . .	87
44.	Refuerzo transversal por cortante dentro del plano para muro de $f'c$ 6 ksi y 60 cm de espesor. . . . .	88
45.	Relaciones demanda capacidad por flexión en el plano del muro con $f'c$ 4 ksi y 80 cm de espesor. . . . .	92
46.	Relaciones demanda capacidad por flexión en el plano del muro con $f'c$ 5 ksi y 70 cm de espesor. . . . .	92
47.	Relaciones demanda capacidad por flexión en el plano del muro con $f'c$ 6 ksi y 60 cm de espesor. . . . .	92
48.	Refuerzo longitudinal por flexión dentro del plano para muro de $f'c$ 4 ksi y 80 cm de espesor. . . . .	92
49.	Refuerzo longitudinal por flexión dentro del plano para muro de $f'c$ 5 ksi y 70 cm de espesor. . . . .	93
50.	Refuerzo longitudinal por flexión dentro del plano para muro de $f'c$ 6 ksi y 60 cm de espesor. . . . .	93

El análisis sísmico y el cálculo estructural de los elementos de una estructura es sumamente importante para asegurar que todas las personas que realicen actividades dentro de la edificación diseñada se encuentren seguras y no corran ningún riesgo o algún tipo de daño por el colapso de la estructura. El objetivo de la investigación era reducir derivas en una edificación de 15 niveles mediante la implementación de un sistema dual en concreto reforzado proponiendo distintas resistencias máximas de compresión en el concreto a los 28 días, con la intención de realizar una propuesta funcional al problema inicial de la estructura base.

La estructura en la cual se basó esta investigación se encuentra ubicada en la zona diez de la ciudad capital de Guatemala y el nombre de la misma se omitió en la investigación debido a asuntos de confidencialidad. El análisis estructural del tipo de sistema dual, se encuentra en el código estadounidense ASCE/SEI 7-16 que brinda cargas de diseño, factores sísmicos, requerimientos mínimos por resistencia y criterios asociados para edificaciones y otros tipos de estructuras. En esta normativa se recabaron las herramientas necesarias para determinar cargas muertas, cargas vivas, resistencia de suelos, diseño óptimo contra desastres naturales o sísmicos y cada una de las maneras para garantizar un diseño controlado por la capacidad nominal de los elementos diseñados.

Tomando en cuenta las recomendaciones, sistemas estructurales propuestos, análisis y métodos de diseño propuestos en el código de diseño ACI 318-14 y en ASCE/SEI 7-16, el análisis de los muros estructurales especiales se calcularon y se obtuvieron los resultados para esfuerzos últimos en el programa Etabs que proporcionará de igual manera los desplazamientos y derivas del modelo analizado. El análisis fue dividido en dos diseños dentro del software donde uno posee los muros estructurales y el modelo de la edificación base que está únicamente compuesto por un sistema de marcos resistentes a momento.

Con base en los resultados obtenidos del software ETABS y un análisis comparativo tomando en cuenta las consideraciones mínimas propuestas por el código de diseño ACI 318-14 y ASCE/SEI 7-16, se verificó que las tres configuraciones de muros propuestas por la investigación cumplen con los requisitos mínimos de los códigos de diseño. Sin embargo, la configuración con muros con una resistencia máximas de compresión en el concreto a los 28 días de 6 Ksi y un espesor de muro de 60 centímetros, fue la propuesta óptima para la edificación.



Seismic analysis and structural calculation for elements of a structure is extremely important to assure that all people with laboral activities within the designed facility are safe and are not at risk or any type of damage due to the collapse of the structure. The objective of the research was to reduce drifts in a 15-level building by implementing a dual reinforced concrete system by proposing different maximum compression resistances in the concrete at 28 days, with the intention of making a functional proposal to the initial problem of the base structure.

The structure on which this investigation was based on is located in zone ten of the capital city of Guatemala and its name was omitted in the investigation due to confidentiality issues. The structural analysis of the dual system is found in the US code ASCE / SEI 7-16 which gives us design loads, seismic factors, minimum resistance requirements and associated criteria for buildings and other types of structures. In this regulation the necessary tools were obtained to determine dead loads, live loads, soil resistance, optimal design against natural or seismic disasters, to guarantee a design controlled by the nominal capacity of the designed elements.

Taking into consideration the recommendations, proposed structural systems, analysis and design methods proposed in the design code ACI 318-14 and in ASCE/SEI 7-16, the calculations for the the analysis of the special structural walls and the results will be obtained to fulfil the demands, this results will be obtained from the program ETABS that will also provide the displacements and drifts of the analyzed model. The analysis was divided into two designs within the software where, one will possess the structural walls and the base building model will only consist of a system of resistant frames.

Based on the results obtained from ETABS software and a comparative analysis taking into consideration the norms proposed by the design code ACI 318-14 and ASCE / SEI 7-16, it was verified that all three wall configurations proposed by the research comply with the minimum requirements of design codes. However, the configuration with walls with a maximum compressive strength from concrete at 28 days of 6 Ksi and a wall thickness of 60 centimeters, was the optimal proposal for the building.



La ingeniería civil a lo largo del tiempo ha propuesto soluciones y diseños para distintos tipos de estructuras o problemas estructurales, que a pesar del material constructivo que se utilice, estas siempre se diseñaran con el fin de resistir cargas sísmicas y gravitacionales para minimizar los daños estructurales de la mejor manera posible. Gracias a la tecnología que hoy en día se puede observar que los sistemas estructurales van cambiando y mejorando con el tiempo según las especificaciones que indican los códigos de construcción, los análisis estructurales que realizan los laboratorios debido a los eventos sísmicos ocurridos ayudan a mejorar la resistencia de las estructuras.

En Guatemala una de las limitantes principales a la hora de empezar un proyecto es el factor económico. Un diseño de alta calidad y de bajo costo es necesario en países sísmicos como Guatemala y muchos otros que están situados en la zona del cinturón de fuego, donde inciden más del 80 % de los sismos en el mundo.

Una estructura de concreto reforzado construida con un sistema dual se implementa con el fin de asegurar los desplazamientos, derivas y garantiza el control de las fuerzas laterales de gran magnitud. Una característica muy importante mencionada en el manual ASCE/SEI 7-16 es que los muros estructurales en sistemas duales resisten el 75 % de fuerzas cortantes y las columnas y vigas que forman parte del sistema de marcos especiales resisten el 25 % de las fuerzas cortantes restantes, además este sistema provee una alta rigidez estructural y minimiza los desplazamientos de la estructura en análisis, esto se debe a que los muros estructurales son elementos de gran tamaño e inercia.

La investigación se llevó a cabo con el objetivo de proponer un sistema dual para el chequeo y reducción de derivas por esfuerzos horizontales en una edificación de 15 niveles. La implementación de los muros estructurales en el sistema dual de concreto reforzado consistió de tres propuestas en las cuales se cambió la resistencia del concreto a compresión a los 28 días ( $f'c$ ) y el espesor de los muros, para analizar cada uno de los modelos y determinar cuál es la mejor configuración para la estructura en análisis. finalmente, se realizó la verificación de que propuesta es la óptima para el presente caso.



### A. Objetivo general

Reducir derivas en una edificación de 15 niveles mediante la implementación de un sistema dual en concreto reforzado proponiendo distintas resistencias máximas de compresión en el concreto a los 28 días.

### B. Objetivos específicos

- Integrar y distribuir el cortante basal estático y dinámico mediante las especificaciones del código ASCE/SEI 7-16 con el fin de obtener las fuerzas de corte específicas de diseño para el sistema dual a proponer.
- Diseñar la geometría del sistema de resistencia lateral de la edificación utilizando el código de diseño ACI 318-14 con el fin de representar los cálculos de forma gráfica y numérica.
- Evaluar las irregularidades horizontales y verticales de la estructura con el fin de comprobar que las losas se comportan como diafragmas rígidos y que cumpla con los requisitos indicados en el código ASCE/SEI 7-16.
- Verificar los límites permisibles para las derivas de la estructura analizada mediante las especificaciones indicadas en el código ASCE/SEI 7-16 con el fin de indicar que la estructura cumple con los requisitos del código de diseño antes mencionado.



## A. Códigos y normativas de diseño.

### 1. ASCE/SEI 7-16.

La *American Society of Civil Engineers* es una institución que vela por el cumplimiento y seguimiento de las normas estructurales propuestas por el código de diseño de cargas mínimas para diseño de edificaciones ASCE/SEI 7-16. La normativa está compuesta por 31 capítulos y comentarios que ayudan a un entendimiento más profundo sobre la misma. Esta normativa posee pasos rigurosos para análisis sísmico y determinación específica de cargas para edificaciones como por ejemplo cargas muertas, por sismo, por viento etc. [1]

### 2. ACI 318-14.

El *American Concrete Institute* de los Estados Unidos de América es una institución que promueve la implementación de buenas prácticas de cálculo mediante la introducción de su código actual de diseño ACI 318-14. Esta institución provee en su código las resistencias de los materiales utilizados en obras de construcción, los cálculos pertinentes para obras construidas en hormigón, el detallamiento específico para cada obra mencionada, provee una estructuración de sistemas estructurales y análisis de concreto para diseños de preesfuerzo. Los métodos de análisis de este código son altamente detallados y describen cada uno de los pasos a seguir para un riguroso análisis y comprobación de resultados.

### 3. AGIES NSE 2018.

La *Asociación Guatemalteca de ingeniería estructural y sísmica* es una institución guatemalteca que fabrica y modifica constantemente sus normas de seguridad estructural o por sus siglas NSE. Existen 14 NSE vigentes para el año 2018 en las cuales podemos encontrar

especificaciones de construcción, especificaciones para análisis sísmico y mucho más. Estas normas de seguridad estructural se basan en el ACI 318-14 de Estados Unidos, pero realizan de cierta manera modificaciones para adecuar ese código a Guatemala. La normativa NSE 3-18 guía al lector para realizar los cálculos estructurales pertinentes de una edificación. [2]

## **B. Propiedades de las edificaciones y especificaciones especiales.**

Una edificación es considerada un espacio completa y firmemente cimentado en el suelo, que alberga las actividades humanas, almacena maquinaria y provee protección de objetos, así como también la misma vida humana. Las edificaciones como tal conllevan un proceso de amplio diseño, cálculo, ubicación y por último ejecución, el cual es necesario que arquitectos e ingenieros trabajen ambos en conjunto para lograr la mejor proyección posible. Los propósitos de una edificación varían según el uso que se le quiera otorgar, existen propósitos generales como la facilidad ingreso para cualquier persona sin o con discapacidades físicas, ningún área o elemento del edificio tiene que presentar alguna amenaza al usuario y si existe alguna se debe señalar la misma, la construcción debe causar la mínima repercusión al medio ambiente posible y debe de plantearse la mejor propuesta para consumir la menor cantidad de energía posible. [3]

### **1. Categorías ocupacionales según AGIES NSE 1-18**

Las categorías ocupacionales de una edificación se consideran bajo los requisitos que demanda el diseño por cargas muertas, vivas, sísmicas, viento e inundaciones. Esta clasificación es un requerimiento primario para la construcción de una edificación ya que esta clasificación indica la importancia de falla de la edificación según su impacto socio económico, estas se clasifican de la siguiente manera:

1. Categoría I: Obras utilitarias: Son aquellas edificaciones que funcionan como una obra auxiliar de infraestructura, albergan vida humana bajo cualquier incidente y no cuenta con infraestructura para trabajo o habitable. En esta categoría se clasifican las Bodegas, y al generar duda de una estructura deberá ser clasificada como obra ordinaria. [2]
2. Categoría II: Obras ordinarias: Son aquellas edificaciones que serán diseñadas para albergar menos de trescientas personas incluyendo cada uno de los factores de demanda y capacidad presentados en la norma. [2]
3. Categoría III: Obras importantes: Son aquellas edificaciones que serán diseñadas para albergar una cantidad superior a trescientas cincuenta personas que presten o busquen un servicio importante, pero no esencial durante un desastre natural o sísmico. En esta categoría se clasifican los museos, edificios gubernamentales, edificaciones de educación pública o privada y demás, entran en esta categoría. [2]
4. Categoría IV: Obras esenciales: Son aquellas edificaciones que serán diseñadas para permanecer en pie, no presentar daños irreparables y albergar vida humana durante y

después de un sismo. Los edificios estatales e instalaciones de salud que poseen servicios de emergencia entran en esta categoría. [2]

El método existente según la NSE – 1 – 2018 indica que se logra realizar una clasificación mediante el uso de un factor llamado "Factor de carga de ocupación". Este factor se calcula dividiendo la sumatoria del área bruta de todos los pisos dentro de la Carga de ocupación del edificio, obteniendo así el factor para su clasificación según el código de diseño antes mencionado. [2]

## 2. Clasificación de sitio según ASCE/SEI 7-16

La clasificación del sitio se basa en los primeros 30 metros superficiales del sitio a analizar donde se observa los tipos de propiedades mecánicas que estos otorgan a la estructura. Cuando los datos específicos no están disponibles para una profundidad de 30 metros, las propiedades del suelo deben ser determinadas por el profesional del diseño registrado que realiza la investigación basada en condiciones geológicas conocidas. Si las propiedades del suelo no se conocen con suficiente detalle para determinar la clase de sitio la clase de sitio D será utilizada a menos que la autoridad que tiene la jurisdicción o los datos geotécnicos determinan que la clase del sitio es en efecto E o F. Las clases de sitio A y B no serán asignado a un sitio si hay más de 3.1 metros de suelo entre la superficie de la roca y la parte inferior de la zapata.[1] Cada una de las clases de sitio tiene una descripción específica presentada a continuación:

1. Clase de sitio F: Donde el suelo se ve comprometido a fallas o deslaves por cargas sísmicas, o el suelo tenga una composición de arcilla de alta plasticidad. [1]
2. Clase de sitio E: Cualquier suelo que contenga una composición de arcilla de alta plasticidad de un espesor mayor a 3 metros. [1]
3. Clase de sitio D y C: Debe realizarse un cálculo específico para esta diferenciación, donde  $V_s$  (Velocidad de onda sísmica) y  $N$  (Penetración del suelo de esfuerzos) sea el específico para cada uno de ellos. [1]
4. Clase de sitio B y A: Debe realizarse un cálculo específico para esta diferenciación, donde  $V_s$  (Velocidad de onda sísmica) y  $N$  (Penetración del suelo de esfuerzos) sea el específico para cada uno de ellos. [1]

A continuación se presenta la tabla con cada uno de los requerimientos específicos para la clasificación de sitio.

Site Class	$V_s$	$N$ or $N_{ch}$	$s_u$
A. Hard rock	>5,000 ft/s	NA	NA
B. Rock	2,500 to 5,000 ft/s	NA	NA
C. Very dense soil and soft rock	1,200 to 2,500 ft/s	>50 blows/ft	>2,000 lb/ft <sup>2</sup>
D. Stiff soil	600 to 1,200 ft/s	15 to 50 blows/ft	1,000 to 2,000 lb/ft <sup>2</sup>
E. Soft clay soil	<600 ft/s	<15 blows/ft	<1,000 lb/ft <sup>2</sup>
F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1	Any profile with more than 10 ft of soil that has the following characteristics: — Plasticity index $PI > 20$ , — Moisture content $w \geq 40\%$ , — Undrained shear strength $\bar{s}_u < 500$ lb/ft <sup>2</sup> See Section 20.3.1		

Cuadro 1: Clasificación de sitio según ASCE/SEI 7-16. [1]

Donde:

1.  $V_s$ : Velocidad de onda para cortante promedio. [1]
2.  $N$  o  $N_{ch}$ : Resistencia de penetración estándar promedio medida en campo. [1]
3.  $S_u$ : Resistencia al corte media no drenada. [1]

### 3. Tipología estructural según ASCE/SEI 7-16

La tipología de las estructuras es un sistema de clasificaciones en el cual se analiza cada una de las partes de la estructura. Las estructuras son analizadas en cada una de las direcciones pertinentes de los métodos de construcción para que formar parte de una de las siguientes cinco clasificaciones:

1. Sistema de marcos: Es un sistema que integra marcos conformados por columnas y vigas los cuales soportan toda la carga vertical y sollicitaciones horizontales que se le exigen a la estructura. Todos los marcos deben de estar unidos por diafragmas especiales de piso y los marcos independientemente del material (concreto reforzado o acero) son fabricadas dependiendo de sus capacidades sismo-resistentes de alta ductilidad (tipo DA), ductilidad intermedia (tipo DI) o, en algunos casos, de baja ductilidad (tipo DB). Si se agrega algún elemento que no esté en la descripción se debe consultar el capítulo 12 del ASCE 7-16 para un análisis profundo de su factor de modificación R.[1]
2. Sistema de muros estructurales: Es un sistema que utiliza muros de concreto reforzado que están conectados entre sí con losas actuando como su diafragma. Estos muros soportan completamente la carga horizontal y el área tributaria correspondiente a ellos de carga vertical, el resto de esta carga es trabajo para columnas de concreto o acero empleadas en el modelo estructural. Los muros estructurales tienen una clasificación interior independientemente de su material, (concreto reforzado o mampostería reforzada) son de alta ductilidad (tipo DA) o de baja ductilidad (tipo DB) atendiendo a sus capacidades post-elásticas.[1]
3. Sistema dual: Es un sistema que tiene los mismos componentes que el sistema combinado, posee ciertas variaciones como que los muros tienen que ser de alta ductilidad (tipo DA) y en cualquiera de los pisos de la edificación deben absorber el 75 % del cortante y el 25 % restante debe resistirlo el sistema de marcos especiales resistentes a momento.[1]
4. Sistema de soportes en voladizo: Este sistema abarca a estructuras de un nivel o que son parte de un nivel superior de otras estructuras en las que las columnas y los muros soportan las cargas verticales de la edificación y todas las cargas horizontales también. Unas de las consideraciones especiales de este sistema es que al momento flector que existe en las zapatas y en la parte baja de la columna inferior de la edificación debe agregársele un incremento de resistencia  $\Omega_r$ , por último, la demanda axial de la columna no debe de exceder el 15 % de la resistencia axial concéntrica.[1]
5. Sistema de péndulo invertido: Es un sistema que soporta la carga vertical y fuerzas horizontales actuando como un voladizo vertical aislado. La restricción a momento es lo que hace que este sistema tenga estabilidad lateral y la capacidad hacia momento no permite ser menor que el 50 % de la capacidad de la base calculada con un aumento de resistencia  $\Omega_r$ , por último, la demanda axial de la columna no debe de exceder el 15 % de la resistencia axial concéntrica.[1]

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, $R^a$	Overstrength Factor, $\Omega_o^b$	Deflection Amplification Factor, $C_d^c$	Structural System Limitations Including Structural Height, $h_u$ (ft) Limits <sup>d</sup>					
					Seismic Design Category					
					B	C	D <sup>e</sup>	E <sup>e</sup>	F <sup>e</sup>	
<b>D. DUAL SYSTEMS WITH SPECIAL MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES</b>	12.2.5.1									
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL	NL
3. Special reinforced concrete shear walls <sup>s,b</sup>	14.2	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL	NL
4. Ordinary reinforced concrete shear walls <sup>s</sup>	14.2	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP	NL
5. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL	NL
6. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	6	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL	NL
7. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	7½	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL	NL
8. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	7	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP	NP
10. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	3	5	NL	NL	NL	NL	NL	NP
11. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	3	3½	NL	NL	NP	NP	NP	NP
12. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL	NL
13. Steel special plate shear walls	14.1	8	2½	6½	NL	NL	NL	NL	NL	NL

Cuadro 2: Sistemas estructurales según ASCE/SEI 7-16.

[1]

Donde:

- $\Omega_o$ : Factor de sobre resistencia.
- R: Factor modificador de respuesta.
- $C_d$ : Factor de Incremento del Desplazamiento Elástico

La imagen anterior obtenida del código ASCE/SEI 7-16 presenta las características específicas de algunos de los sistemas estructurales anteriormente mencionados.

#### 4. Elementos principales de un sistema dual

Las edificaciones tienen un requerimiento general de elementos dependiendo del sistema que se esté utilizando, en el caso de los sistemas duales de concreto reforzado necesita los elementos que a continuación se detallan:

1. Base, fundición o zapata: Miembro que se encuentra en la parte inferior de una edificación que distribuye las cargas de muros estructurales y columnas al suelo o roca dentro de los límites aceptables de resistencia del suelo en el cual se construya. Cargas laterales de sismo, presión de la tierra o presión por líquidos son distribuidas a la base mediante las columnas y muros estructurales. [3]
2. Columna o pilar estructural: Miembro de forma alargada que soporta y transfiere las cargas verticales de una edificación hasta la cimentación de esta, diseñado para soportar su propio peso y las cargas que se transfieren desde las vigas. [3]
3. Viga: Miembro que soporta esfuerzos de flexión diseñado para transferir cargas uniformemente lineales. Una viga actúa como un miembro primario en un sistema de marcos estructurales, sistemas duales o en caso de otro sistema es utilizada para apoyar losas o viguetas. [3]
4. Diafragma o losa: Dícese de techo, piso u otro sistema que actúa para transferir cargas laterales uniformes a todos los elementos verticales que ofrecen resistencia a la estructura en análisis. [3]

Dos conceptos muy importantes sobre diafragmas son definidos en el código de diseño ACI 318-14, los cuales se mencionan a continuación:

Diafragma flexible: Losas que distribuyen esfuerzos a los muros en proporción a su área tributaria, son incapaces de transmitir fuerzas torsionales y tienen muy poca Rigidez que proporcionar como elemento estructural. [4]

Diafragma rígido: Losas que transmiten uniformemente las cargas a los elementos verticales, son capaces de distribuir los esfuerzos y efectos torsionales dependiendo de la rigidez de los muros.[4]

5. Muro estructural: Estructura conectada entre columnas, viga y losa, cuya longitud y altura son mucho más grandes que el grosor. Los muros sometidos a cargas verticales

se denominan muros de apoyo. Los muros que no están sometidas a cargas distintas de su propio peso se denominan muros no portantes o tabiques. Los muros con una función primaria de resistir cargas laterales de sismo se y verticales se denominan muros estructurales. [3]

## C. Especificaciones sísmicas

### 1. Sismología y partes del planeta

En Guatemala el departamento encargado de los análisis sísmicos es el INSIVUMEH (Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología) define sismo como un movimiento de las capas interiores de la tierra, producido por la liberación de energía de causa natural o humana en forma de ondas de energía que se propagan por el suelo. Para cada uno de los sistemas de construcción se debe de realizar un análisis sísmológico de la zona en la que será construido y se asignaran de cargas al análisis estructural. La sismología es una de las ramas de la geofísica que estudia los terremotos y las ondas mecánicas que se generan bajo la litosfera, esta depende del marco tectónico del lugar a analizar, su historia sísmológica y análisis de los sismos más significativos. [5]

Para un mejor entendimiento de estos fenómenos se debe conocer la estructura interna de la tierra, contando con tres divisiones claras que son la corteza, el manto y el núcleo que se definirán a continuación:

- Corteza: siendo la parte más alejada al núcleo con un espesor de 20 a 100 Km conformada por materiales silíceos. [5]
- Manto: dividiéndose en 2 el manto exterior e inferior, ambos componen un espesor de aproximadamente 2,900 Km con un comportamiento plástico.[5]
- Núcleo: dividiéndose en 2 el núcleo exterior (estado líquido) e interior (estado sólido), ambos componen un radio de 3,400 Km, compuesto de metales y con una temperatura de aproximadamente 5000 grados Celsius.[5]

### 2. Categorización de sismos.

Según el INSIVUMEH los sismos están categorizados de esta manera:

- Naturales: son los producidos por fallas tectónicas, actividad volcánica y por acciones meteorológicas tales como vibraciones marinas u olas.
- Artificiales: son los producidos por actividades realizadas por el ser humano como explosiones, micro sismicidad por fábricas y movimiento de maquinaria o vehículos pesados.

[5]

### 3. Medición de un sismo.

Existen tres mediciones sísmicas por las cuales se categorizan a un sismo analizado, estas serán descritas a continuación:

- Magnitud medida por Richter: Mide la energía liberada relacionada a la máxima amplitud a 100 Km del epicentro, su escala es de 2 a 6.9 ya que luego del 6.9 Richter se satura y los datos no son certeros.
- Magnitud medida por Momento: Mide la energía liberada relacionada a la máxima amplitud a 100 Km del epicentro, su escala es de 2 a 10 y este no se satura.
- Intensidad medida por Mercalli: Es la percepción de los efectos del sismo analizado en un lugar específico dependiendo de su aceleración, velocidad y duración, su escala es de I a XII y esto sirve para clasificar los daños causados por el sismo.

[5]

### 4. Teoría de placas tectónicas.

Analizando Guatemala se observa que está siendo afectada por tres placas tectónicas la placa de Cocos (suroeste de Guatemala), placa del Caribe (noreste de Guatemala) y la placa de Norte América (Norte de Guatemala). Las placas que se encuentran cubriendo Guatemala tienen movimientos específicos, la placa de Cocos se encuentra en efecto de subducción con la placa del Caribe causando así desplazamientos muy bruscos y por otro lado la placa norteamericana y la del Caribe se encuentran en transcurrencia. Toda esta información sirve claramente para llevar a cabo análisis con un nivel de exactitud alto y para disminuir daños ya que sabemos de antemano como prevenir cada uno de estos desastres de la mejor manera posible. [5]

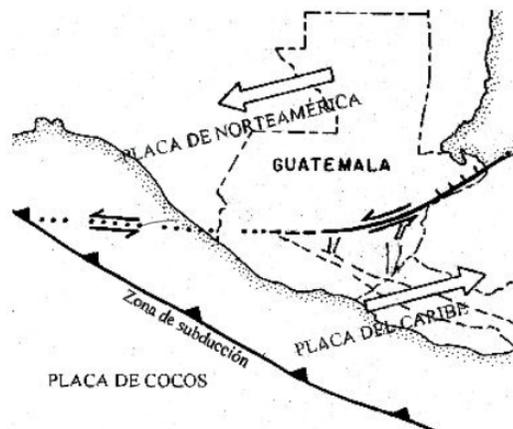


Figura 1: Distribución de placas tectónicas en Guatemala.

[5]

Entendiendo la distribución de placas en Guatemala se debe mencionar como surgen los sismos y para esto debemos analizar los primeros 100 Km de profundidad de este, denomina-

do litosfera. La teoría de las placas tectónicas indica que la litosfera está compuesta de varios bloques separados en contacto los unos con los otros y el movimiento relativo y roce entre cada una de ellas causa que se libere energía creando así los fenómenos llamados sismos. Cada uno de los movimientos relativos entre las placas tiene un su propia denominación y dirección, estos son:

- Divergente: Generación de corteza mediante efectos de separación o tensión.
- Convergente o subducción: Destrucción de corteza mediante efectos de compresión y hundimiento creando en si movimiento en áreas mayores.
- Transcurrente: Conservación de la corteza mediante un efecto de corte que afecta áreas de muy poca extensión territorial. [5]

## 5. Sismo-resistencia

La capacidad de una estructura de absorber y disipar la energía sísmica entrante mediante la implementación de factores específicos como una adecuada configuración estructural, componentes estructurales con dimensiones apropiadas y aprobadas y materiales con resistencia adecuada para soportar acciones o fuerzas causadas por un sismo. Este término indica que se permite realizar una estructura segura si se siguen cada una de las especificaciones sísmicas del país y área de construcción. [6]

## 6. Historia sísmica en Guatemala

Los sismos en Guatemala en el siglo XX han ocurrido sin ninguna excepción, pero dos de ellos han sido los que han liberado una cantidad de energía exuberante, en 1942 se registró un terremoto de escala  $M_l = 8.3$  con localización 13.9 grados latitud Norte y 90.8 grados longitud Oeste y profundidad de 60 Km causando daños significativos en Amatitlán, Villa Nueva, San Pedro Sacatepéquez y San Juan Sacatepéquez, por otro lado el sismo de 1976 fue registrado con una magnitud  $M_l = 7.5$  con localización en 15.32 grados latitud Norte y 89.10 grados longitud Oeste, de características superficial, con una profundidad de apenas 5 Km causando daños severos en las zonas inmediatas y al valle de la ciudad capital. [5]

## D. Especificaciones sísmicas en construcción.

Los requisitos sísmicos siempre buscan establecer un nivel de protección contra sismos, según las condiciones sísmicas de la localidad de la edificación y cada una de sus clasificaciones. En esta sección se describirán los parámetros y espectros sísmicos que se necesitan en el análisis de diseño estructural.

## 1. Categorización por riesgos según ASCE/SEI 7-16

Los edificios y otras estructuras deben clasificarse según el riesgo que exista para la vida humana, la salud y el bienestar, se debe de considerar todo daño o imprevisto por la naturaleza a su ocupación o uso, de acuerdo con la tabla que se muestra a continuación se considerarán siempre los efectos de la aplicación de inundaciones, viento, nieve y terremotos. Cada edificio u otra estructura se asignará a la Categoría o Categorías de Riesgo aplicables más altas, nunca se deberá aplicar a la más baja por seguridad de quienes estarán habitando la estructura. [1]

Use or Occupancy of Buildings and Structures	Risk Category
Buildings and other structures that represent low risk to human life in the event of failure	I
All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV	II
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life	III
Buildings and other structures, not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure	
Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released <sup>a</sup>	
Buildings and other structures designated as essential facilities	IV
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial hazard to the community	
Buildings and other structures (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, or hazardous waste) containing sufficient quantities of highly toxic substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released <sup>b</sup>	
Buildings and other structures required to maintain the functionality of other Risk Category IV structures	

Cuadro 3: Categoría de riesgo para edificaciones u otras estructuras según ASCE/SEI 7-16.

[1]

## 2. Factor de importancia según ASCE/SEI 7-16.

Coficiente de mayoración para valores de cálculo de las fuerzas del viento o sísmicas sobre una edificación según su nivel de ocupación. Un factor de importancia  $I_e$ , debe de ser asignado a cada estructura según la tabla presentada a continuación.

Risk Category from Table 1.5-1	Snow Importance Factor, $I_s$	Ice Importance Factor—Thickness, $I_i$	Ice Importance Factor—Wind, $I_w$	Seismic Importance Factor, $I_e$
I	0.80	0.80	1.00	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.10	1.15	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50

Cuadro 4: Factor de importancia por categoría de riesgo de edificaciones según ASCE/SEI 7-16. [1]

Donde:

- $I_s$ : Factor de importancia para nieve. [1]
- $I_i$ : Factor de importancia para hielo. [1]
- $I_w$ : Factor de importancia para viento. [1]
- $I_e$ : Factor de importancia para sismo. [1]

### 3. Acceso protegido en caso de categoría de riesgo IV según ASCE/SEI 7-16.

Dónde se requiere acceso operacional a una estructura de Categoría de Riesgo IV, a través de una estructura adyacente, esta misma deberá cumplir con los requisitos para estructuras de Categoría de Riesgo IV. Donde el acceso operativo sea por debajo de los 3.05 m y se tengan edificios de mayor altura adyacentes al mismo, deberá otorgarse protección por caída de objetos de edificaciones cercanas a esta estructura. [1]

### 4. Espectros genéricos de diseño según ASCE/SEI 7-16..

Un espectro de diseño es una curva de respuesta indicativa de parámetros por movimiento del suelo en cierta zona. Los parámetros básicos sísmicos son  $S_{ms}$  y  $S_{m1}$  cuyos valores se encuentran en la Tabla 4 como  $S_{cr}$  y  $S_{1r}$  respectivamente para Guatemala, son factores representan la ordenada espectral de periodo corto y ordenada espectral con periodo de un segundo del sismo extremo en el basamento de roca en el sitio de interés respectivamente. [7] El ajuste por clase de sitio indica que según la clasificación de sitio designada se debe realizar un ajuste del valor de  $S_{ms}$  y  $S_{m1}$  conforme a su clase y sitio de esta manera:

$$S_{ms} = S_s * F_a \quad (1)$$

$$S_{m1} = S_1 * F_v \quad (2)$$

Donde:

- $S_{ms}$ : Ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración corto. [1]
- $S_{m1}$ : Ordenada espectral correspondiente a períodos de vibración de 1 segundo, ambos para un amortiguamiento nominal de 5% del crítico. [1]
- $S_s$ : Parámetro de respuesta de aceleración espectral en periodos cortos. [1]
- $S_1$ : Parámetro de respuesta de aceleración espectral en periodos de 1 segundo. [1]
- $F_a$ : Coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos. [1]
- $F_v$ : Coeficiente de sitio para períodos largos. [1]

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake ( $MCE_R$ ) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period						
Site Class	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.5$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S = 1.25$	$S_S \geq 1.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	2.4	1.7	1.3	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8
F	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8

Cuadro 5: Parámetro  $F_a$  de periodo corto según clasificación de sitio por el código ASCE/SEI 7-16. [1]

- $S_s$ : Parámetro de respuesta de aceleración espectral en periodos cortos.

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE <sub>R</sub> ) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period						
Site Class	S <sub>1</sub> ≤ 0.1	S <sub>1</sub> = 0.2	S <sub>1</sub> = 0.3	S <sub>1</sub> = 0.4	S <sub>1</sub> = 0.5	S <sub>1</sub> ≥ 0.6
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D	2.4	2.2 <sup>a</sup>	2.0 <sup>a</sup>	1.9 <sup>a</sup>	1.8 <sup>a</sup>	1.7 <sup>a</sup>
E	4.2	See Section 11.4.8				
F	See Section 11.4.8					

Cuadro 6: Parámetro Fv de periodo largo según clasificación de sitio por el código ASCE/SEI 7-16. [1]

- S1: Parámetro de respuesta de aceleración espectral en periodos de 1 segundo.

Se debe realizar otro ajuste por intensidades sísmicas especiales donde tenemos que ajustar el valor de Sds y Sd1 debido a la posibilidad de intensidades incrementadas de vibración en el sitio de construcción de la edificación, estas variaciones debido a la intensidad serán calculadas de la siguiente manera: [1]

$$Sds = \frac{2}{3} * S_{MS} \quad (3)$$

$$Sd1 = \frac{2}{3} * S_{M1} \quad (4)$$

Donde:

- Sds: Diseño del 5 % amortiguado de aceleración de respuesta espectral para parámetros en periodos cortos.[1]
- Sd1: Diseño del 5 % amortiguado de aceleración de respuesta espectral para parámetros en periodos de 1 segundo.[1]

## 5. Diseño de espectro de respuesta según ASCE/SEI 7-16.

Para el diseño de espectro de respuesta los cálculos se basan en el sitio en el cual está construida la edificación en análisis y los periodos específicos de la misma, a continuación, se describen las especificaciones para el cálculo pertinente del espectro de respuesta: [1]

1. Para periodos menores que  $T_0$ :

$$S_a = S_{DS} (0.4 + 0.6) \frac{T}{T_0} \quad (5)$$

2. Para periodos mayores o iguales que  $T_0$  y menores o iguales que  $T_S$ ,

$$S_a = S_{DS} \quad (6)$$

3. Para periodos mayores a  $T_S$  y menores o iguales que  $T_L$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (7)$$

4. Para periodos mayores que  $T_L$ :

$$S_a = \frac{S_{D1} * T_L}{T^2} \quad (8)$$

Donde: [1]

- Sds: Diseño del 5% amortiguado de aceleración de respuesta espectral para parámetros en períodos cortos.
- Sd1: Diseño del 5% amortiguado de aceleración de respuesta espectral para parámetros en períodos de 1 segundo.
- T: Período fundamental de la estructura.
- $T_0$ :  $\frac{0.2 * S_{D1}}{S_{DS}}$ .
- $T_L$ : Período de transición a largo plazo.

## 6. Análisis del espectro de respuesta modal según ASCE/SEI 7-16.

En el método de análisis del espectro de respuesta modal, la estructura se descompone en varios sistemas de un solo grado de libertad, individualmente con un solo modo y período natural de vibración. El número de modos disponibles es igual al número de grados de libertad de masa de la estructura, por lo que el número de modos se reduce eliminando los grados de libertad de masa propia de los elementos principales. Las restricciones de diafragmas rígidos se utilizan para reducir el número de grados de libertad de masa a uno por nivel para los modelos planos y a tres por nivel para estructuras tridimensionales. Sin embargo, cuando los elementos verticales del sistema de resistencia a la fuerza sísmica tienen diferencias significativas en la rigidez lateral, los modelos de diafragma rígido deben utilizarse con precaución ya que las deformaciones relativamente pequeñas en el plano del diafragma tienen un efecto significativo en la distribución de fuerzas. [1]

Para una dirección de carga determinada el desplazamiento en cada modo se determina a partir de la aceleración espectral, la participación modal y la forma del modo correspondientes. Debido a que el signo (positivo o negativo) y el tiempo de aparición de la aceleración

máxima se pierden al crear un espectro de respuesta, no hay forma de recombinar las respuestas modales con exactitud. Sin embargo, la combinación estadística de respuestas modales produce estimaciones razonablemente precisas de los desplazamientos y las fuerzas componentes. La pérdida de signos para las cantidades computadas conduce a problemas en la interpretación de los resultados de la fuerza cuando los efectos sísmicos se combinan con los efectos de la gravedad, producen fuerzas que no están en equilibrio y hacen que sea imposible trazar formas desiguales de la estructura. [1]

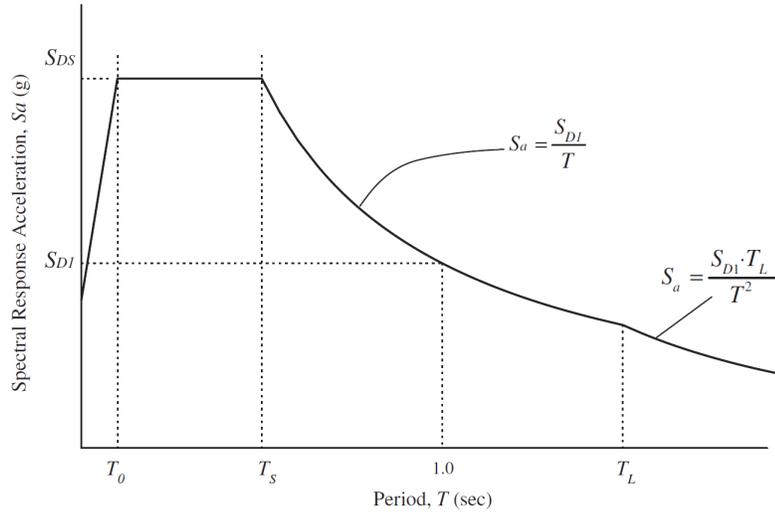


Figura 2: Espectro de diseño de respuesta.  
[1]

- Sds: Diseño del 5% amortiguado de aceleración de respuesta espectral para parámetros en períodos cortos.
- Sd1: Diseño del 5% amortiguado de aceleración de respuesta espectral para parámetros en períodos de 1 segundo.
- T: Período fundamental de la estructura.
- $T_0: \frac{0.2 \cdot S_{D1}}{S_{DS}}$ .
- $T_L$ : Período de transición a largo plazo.

## 7. Categorías de diseño sísmico según ASCE/SEI 7-16.

A toda estructura se le debe asignar una categoría de diseño sísmico. Las estructuras con categoría de riesgo de riesgo I, II o III ubicadas donde se mapea el parámetro de aceleración de respuesta espectral en el período de 1 s, S1, y sea mayor o igual a 0.75 tendrá un diseño de categoría E. Estructuras de categoría IV ubicadas donde el parámetro de aceleración de la respuesta espectral mapeado en el período de 1 s, S1, es mayor o igual a 0.75 se asignará a categoría de diseño F. Todas las demás estructuras se asignarán a un Categoría de Diseño Sísmico basada en su Categoría de riesgo y diseño de parámetros de aceleración de respuesta

espectral, SDS y SD1, para finales prácticos a continuación se muestran las tablas pertinentes de la asignación de categoría: [1]

Value of $S_{DS}$	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

Cuadro 7: Categoría de diseño sísmico en respuesta al período corto según ASCE/SEI 7-16.  
[1]

Donde:

- Sds: Diseño del 5 % amortiguado de aceleración de respuesta espectral para parámetros en períodos cortos.[1]

Value of $S_{D1}$	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

Cuadro 8: Categoría de diseño sísmico en respuesta al período de 1 segundo según ASCE/SEI 7-16.  
[1]

Donde:

- Sd1: Diseño del 5 % amortiguado de aceleración de respuesta espectral para parámetros en períodos de 1 segundo.[1]

## 8. Selección del sistema estructural.

Cada sistema está subdividido por los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas laterales del sismo al cual estará expuesta la estructura. Los sistemas estructurales utilizados deben estar de acuerdo con las limitaciones del sistema estructural y los límites de

altura contenidos en la tabla que a continuación se muestran. El coeficiente de modificación de respuesta apropiado,  $R$ ; factor de resistencia excesiva,  $\Omega_0$ ; y el factor de amplificación de la deflexión,  $C_d$ , indicado en la tabla se utilizarán para determinar el corte basal, las fuerzas de diseño del elemento y las derivas de la estructura.

## 9. Valores de $R$ , $C_d$ y $\Omega_0$ para combinaciones verticales y horizontales según ASCE/SEI 7-16.

Cada uno de los factores que a continuación se describen son factores de modificación sísmico y para cada tipo de edificación existe una específica combinación de estos factores, estas combinaciones se muestran específicamente en la Tabla representada en el Cuadro 2.

- $R$ : "Factor de Modificación de Respuesta Sísmica. Se aplicará para reducir los espectros sísmicos elásticos que representan la amenaza sísmica en el sitio."
- $C_d$ : "Factor de Incremento del Desplazamiento Elástico. Se utilizará para amplificar el desplazamiento que incurre el modelo estructural como resultado del análisis elástico para modelar el desplazamiento post-elástico."
- $\Omega_r$ : "Factor de Incremento de Resistencia. Se usará para aumentar la resistencia elástica de ciertos componentes críticos de una estructura."
- $\rho$ : "Factor de Falta de Redundancia". Castiga la carencia de redundancia estructural o la presencia de aspectos irregulares en la edificación que se proyecta.
- $S_r$ : "Factor que estima la sobre resistencia inherente de un sistema estructural o algunos de sus componentes."

[1]

Para las combinaciones de carga verticales se debe de cumplir con los siguientes requerimientos:

- Cuando el sistema inferior tiene un coeficiente de modificación de respuesta más bajo,  $R$ , los coeficientes de diseño ( $R$ ,  $\Omega_0$  y  $C_d$ ) para el sistema superior se permite su uso para calcular las fuerzas y las derivas del sistema. Para el diseño del sistema inferior, se deben utilizar los coeficientes de diseño ( $R$ ,  $\Omega_0$  y  $C_d$ ) para el sistema inferior. Las fuerzas transferidas desde el sistema superior al sistema inferior se incrementarán multiplicando por la relación del coeficiente de modificación de respuesta más alto por el coeficiente de modificación de respuesta más bajo.[1]
- Cuando el sistema superior tenga factores de modificación menores, los coeficientes de diseño ( $R$ ,  $\Omega_0$  y  $C_d$ ) para el sistema superior tendrán que ser los mismos valores.[1]

Para las combinaciones de carga horizontales se debe cumplir con los siguientes requerimientos:

- El valor del coeficiente de modificación de respuesta  $R$ , utilizado para el diseño en la dirección considerada no debe de ser mayor que el valor mínimo de  $R$  para ninguno de los sistemas utilizados en esa dirección. El factor de amplificación de deflexión  $C_d$ , y el factor de sobre resistencia  $\Omega_0$ , deben ser consistentes con  $R$  requerido en esa dirección. [1]

## 10. Ordenadas espectrales según AGIES NSE-2-18.

Índice de sismicidad según AGIES NSE-2-18: índice que indica el nivel de protección sísmico necesario para diseñar la edificación, también influye en la selección del espectro sísmico de diseño. [8] En el territorio guatemalteco se realiza una división en macrozonas de amenaza sísmica que se clasifican de esta forma:

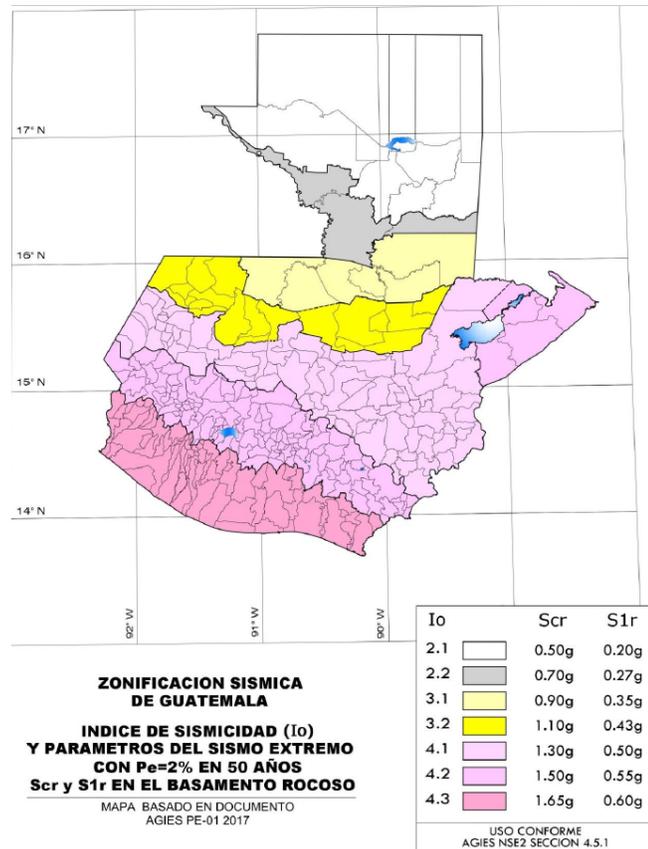


Figura 3: Mapa de zonificación sísmica de Guatemala según AGIES NSE 2 [8]

Para una mayor certeza de cálculo se debe observar el apéndice 1 de la NSE 2, para obtener los datos de una manera más certera, a continuación se presentan los datos que pertenecen únicamente a la ciudad de Guatemala.

No.	Municipio	Departamento	Amenaza sísmica			Velocidad básica del viento (kph)
			$I_0$	$S_{cr}$	$S_{1r}$	
78	Guatemala	Guatemala	4.2	1.50 g	0.55 g	100

Cuadro 9: Listado de amenaza sísmica y velocidad del viento por municipios según AGIES NSE 3. [8]

## 11. Sismos para diseño estructural según AGIES NSE-2-18.

Los sismos por diseño se definen por medio de un espectro de respuesta sísmica que es el valor gráfico de la reacción de una estructura ante el modo de vibración del suelo al cual estará sometido, en este caso con 5 % de amortiguamiento y se encuentran en la sección 4.5 si es genérico y si no se permite utilizar genérico será en la 4.7. La probabilidad de recurrencia en sismos son expresadas de la siguiente manera de la siguiente manera:[5]

- Sismo básico: Sismo que tiene un 10 % de probabilidad de ser superado en un lapso de 50 años.[5]
- Sismo severo: Sismo que tiene un 5 % de probabilidad de ser superado en un lapso de 50 años.[5]
- Sismo extremo: Sismo que tiene un 2 % de probabilidad de ser superado en un lapso de 50 años.[5]
- Sismo mínimo: Se utiliza únicamente para obras utilitarias.[5]

## 12. Fuerza lateral equivalente.

El procedimiento para el cálculo de la fuerza lateral equivalente por sus siglas en inglés (ELF) proporciona una forma sencilla de incorporar los efectos de la respuesta dinámica inelástica en un análisis estático lineal. Este procedimiento es útil en el diseño preliminar de todo tipo de estructuras y está permitido utilizar este diseño como solución final de la gran mayoría de estructuras. El procedimiento es válido 0solo para estructuras sin discontinuidades significativas en masa, elementos y rigidez a lo largo de la altura de la edificación, donde la respuesta dominante a los movimientos del terreno es en la dirección horizontal sin torsión muy significativa. [1] El procedimiento ELF tiene tres pasos básicos:

1. Determine el cortante basal,  $V$ .
2. Distribuya  $V$  verticalmente a lo largo de la altura de la estructura.
3. Distribuya  $V$  horizontalmente a lo largo y ancho de la estructura.

Cada uno de estos pasos se basa en una serie de suposiciones que simplifican el modelo.[1]

## E. Combinaciones de carga según ASCE/SEI 7-16.

### 1. Tipos de carga según ASCE/SEI 7-16.

Las estructuras son diseñadas según las cargas a las cuales la edificación estará expuesta y estos tipos de cargas son los que a continuación se enumeran:

- Carga de viento: Carga horizontal aplicada normalmente a edificaciones de alturas mayores a los 15 metros de altura.[1]
- Carga muerta: Carga vertical aplicada sobre la estructura a analizar que incluye el peso de esta y el peso de los objetos inamovibles dentro de la misma. [1]
- Carga viva: Carga movable en el interior de la estructura en análisis, esta incluye el peso del mobiliario, equipamiento, personas, etc. [1]
- Carga por lluvia: Carga provocada por el estancamiento de agua en las partes cóncavas de la estructura en análisis. [1]
- Carga por ceniza: Carga provocada por el estancamiento de ceniza en las partes cóncavas de la estructura en análisis. [1]
- Carga por sismo: Esfuerzos que se transmiten a través del suelo en direcciones varias y afectan a la estructura en análisis en ambos ejes. [1]

### 2. Combinaciones de carga por diseño de resistencia según ASCE/SEI 7-16.

Las estructuras, cada uno de sus componentes y cimientos deben diseñarse de modo que su resistencia de diseño sea igual o superior a los efectos de las cargas factorizadas en las siguientes combinaciones. Se considerarán los efectos de una o más cargas que no actúen como factores de seguridad para el diseño.

$$1.4 * M \tag{9}$$

$$1.2 * M + 1.6 * V + 0.5(RoC) \tag{10}$$

$$1.2 * M + 1.6(V, CoR) + V \tag{11}$$

Por otro lado, las combinaciones básicas con cargas de efecto sísmico. Cuando una estructura está sujeta a efectos de carga sísmica, las siguientes combinaciones de carga se

considerarán además de las combinaciones básicas antes mencionadas. Los efectos más desfavorables de las cargas sísmicas se deben investigar, cuando sea apropiado, pero no se debe considerar que actúen simultáneamente con las cargas de viento. [1]

$$1.2 * M + Ev + Eh + V + 0.2 * C \quad (12)$$

$$0.9 * M - Ev + Eh \quad (13)$$

$$1.2 * M + Ev + Emh + V + 0.2 * C \quad (14)$$

$$0.9 * M - Ev + Eh \quad (15)$$

Cuando se está analizando el efecto de carga sísmica que tiene incluida la sobrecarga,  $E_m$  es definida como la suma o sustracción entre la carga horizontal de sismo y la fuerza por corte sísmica se combina con los efectos de otras cargas antes mencionadas, se utilizan las siguientes combinaciones de carga: [1]

$$(1.2 + 0.2 * Sds) * M + Emh + V + 0.2 * C \quad (16)$$

$$(0.9 - 0.2 * Sds) * M + Emh \quad (17)$$

Para las combinaciones de carga antes mencionadas: [1]

- M: Carga muerta.
- V: Carga viva.
- R: Carga por lluvia.
- C: Carga por ceniza.
- Ev: Sismo vertical
- Eh: Sismo Horizontal
- Emh: Sismo horizontal, incluida la sobre resistencia.

## F. Cargas laterales, propiedades mecánicas y su distribución según ASCE/SEI 7-16.

### 1. Volteo según ASCE/SEI 7-16.

El efecto de volteo en un elemento que ofrece resistencia contra la fuerza lateral vertical y lateral se debe calcular a partir de la fuerza sísmica lateral,  $F_x$ , multiplicada por la altura desde la base hasta el nivel del elemento analizado que a su vez transfiere  $F_x$  a los elementos verticales, que luego van sumándose por nivel. Cada elemento de resistencia a la fuerza lateral resiste su parte del volteo basándose en su rigidez relativa con respecto a todos los demás elementos que ofrecen resistencia a la fuerza lateral en un edificio o estructura. Las fuerzas sísmicas utilizadas son las obtenidas del procedimiento de fuerza lateral equivalente determinado con base a un análisis dinámico del edificio o estructura. [1]

### 2. Torsión inherente según ASCE/SEI 7-16.

Para los diafragmas que no son flexibles, la distribución de las fuerzas laterales en cada nivel considerará el efecto del momento torsional inherente,  $M_t$ , que resulta de la excentricidad entre las ubicaciones del centro de masa y el centro de rigidez de cada nivel analizado. Para los diafragmas flexibles, la distribución de fuerzas a los elementos verticales debe tener en cuenta la posición y distribución de las cargas soportadas. [1]

### 3. Torsión accidental según ASCE/SEI 7-16.

Cuando los diafragmas no son flexibles, el diseño debe incluir el momento de torsión inherente ( $M_t$ ) obtenido de la ubicación del centro de masa de la estructura más los momentos de torsión accidentales ( $M_{ta}$ ) causados por el desplazamiento del centro de masa en cada sentido desde su ubicación real por una distancia igual al 5% de la dimensión de la estructura perpendicular a la dirección de las fuerzas aplicadas.

Cuando las fuerzas sísmicas se aplican simultáneamente en dos direcciones ortogonales, el desplazamiento requerido del 5% del centro de masa no necesita aplicarse en ambas direcciones ortogonales al mismo tiempo, sino que debe aplicarse en la dirección que produce el mayor efecto. Las estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico C, D, E o F, donde existe una irregularidad torsional de tipo 1a o 1b como se define en la tabla 18, tendrán los efectos de  $M_{ta}$  de cada nivel multiplicados por un factor de amplificación torsional ( $A_x$ ). [1]

$$A_x = \left( \frac{\delta_{max}}{1.2 * \delta_{avg}} \right)^2 \quad (18)$$

[1]

Donde:

- $\delta_{max}$ : Desplazamiento máximo en el nivel  $x$  calculado asumiendo  $A_x = 1$  in, mm.

- $\delta_{avg}$ : Promedio de los desplazamientos en los puntos extremos de la estructura en el nivel x calculado asumiendo  $A_x = 1$  in, (mm).

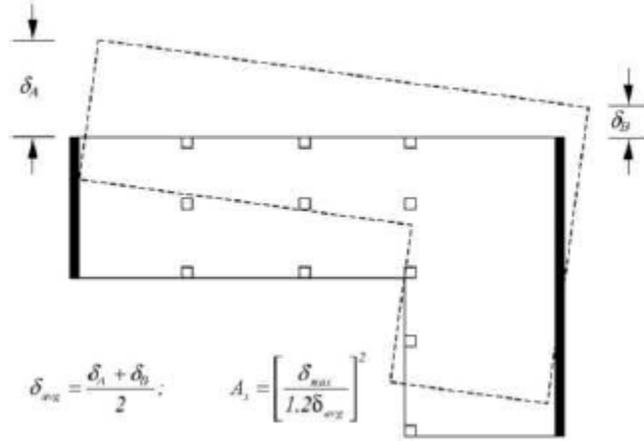


Figura 4: Factor amplificador de Torsión,  $A_x$ , según ASCE/SEI 7-16. [1]

#### 4. Derivas y su cálculo según ASCE/SEI 7-16.

Las derivas de una edificación se definen como la diferencia del desplazamiento horizontal del centro de masa del nivel de análisis, con respecto del centro de masa del nivel inferior al analizado. [1]

$$\delta_x = \frac{C_d * \delta_{xe}}{I_e} \quad (19)$$

Donde:

- $C_d$ : Factor de amplificación de deflexión.
- $\delta_a$ : Desviación en la ubicación determinada por un análisis elástico.
- $I_e$ : Factor de importancia.

La ecuación discutida con anterioridad se ve definida en la imagen que a continuación se presenta:

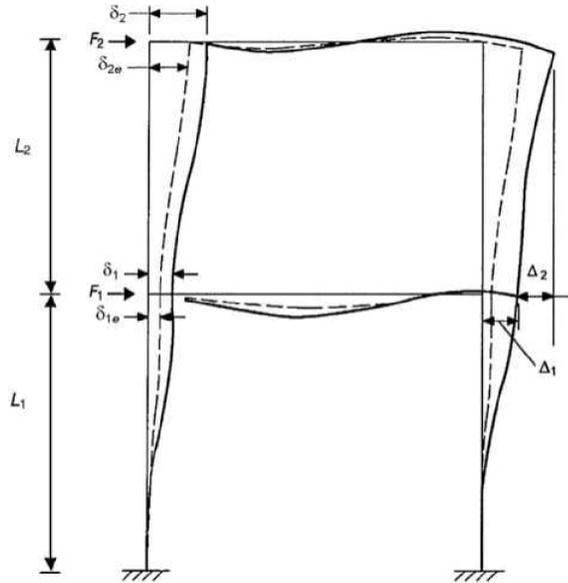


Figura 5: Determinación de derivas en edificaciones de varios niveles según ASCE/SEI 7-16. [1]

Las derivas que se calculan para cualquier edificación deben de ser chequeadas contra derivas máximas permisibles indicadas por el código de análisis. El código ASCE/SEI 7-16 indica cuales son estos máximos en la tabla a continuación:

Structure	Risk Category		
	I or II	III	IV
Structures, other than masonry shear wall structures, four stories or less above the base as defined in Section 11.2, with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts	$0.025h_{xx}^c$	$0.020h_{xx}$	$0.015h_{xx}$
Masonry cantilever shear wall structures <sup>d</sup>	$0.010h_{xx}$	$0.010h_{xx}$	$0.010h_{xx}$
Other masonry shear wall structures	$0.007h_{xx}$	$0.007h_{xx}$	$0.007h_{xx}$
All other structures	$0.020h_{xx}$	$0.015h_{xx}$	$0.010h_{xx}$

Cuadro 10: Derivas máximas permisibles de construcción por el código ASCE/SEI 7-16. [1]

Donde:

- $h_sx$ : Altura del nivel debajo al nivel de análisis,  $x = (h_x - h_{(x-1)})$ .

## 5. Ductilidad

Se define como la habilidad de la estructura o sus componentes de ofrecer resistencia en el rango de respuesta inelástica. Según su comportamiento ante un sismo en la norma ASCE/SEI 7-16 se distinguen tres niveles de ductilidad, se definen de la siguiente manera:

- DA (Ductilidad Alta): Desarrollan alta capacidad post-elástica, se deforman mucho sin perder capacidad. [1]
- DI (Ductilidad Intermedia): Características muy parecidas al anterior solo tiene distintas especificaciones en la norma. [1]
- DB (Ductilidad Baja): Es considerado un sistema frágil y no recomendable para zonas de alta sismicidad. [1]

## G. Muros estructurales.

### 1. Generalidades y descripción de muros estructurales.

En edificaciones altas de aproximadamente 15 niveles es necesario proveer una rigidez adecuada para garantizar la resistencia de las fuerzas laterales causadas por sismo y la continuación de las cargas verticales. Existen edificios que no son adecuadamente diseñados para soportar estas fuerzas y precisamente es lo que se debe de evitar proponiendo un diseño estructural adecuado para la estructura. Los riesgos de no tomar en cuenta estas fuerzas laterales incluyen daños leves a la estructura o hasta irreparables. [9]

Los muros de concreto reforzado se colocan en ciertas localidades convenientes y estratégicas, a menudo utilizarse para proporcionar la resistencia necesaria a cargas horizontales. Los muros estructurales son en efecto vigas en voladizo vertical de gran peralte que proporcionan estabilidad lateral a las estructuras al resistir las fuerzas cortantes y momentos flexionantes en sus planos causados por las fuerzas laterales. [9]

La resistencia de los muros estructurales se ve casi siempre controlada por su resistencia a flexión. Uno de los requisitos básicos de los muros estructurales diseñados para fuerzas sísmicas elevadas es asegurar un buen diseño controlado por flexión, y que resista más que la fuerza a cortante. La práctica usual es suponer que las fuerzas laterales actúan en las plantas de cada nivel. Los muros deben ser suficientemente rígidos para limitar las deflexiones a valores razonables.[9]

Los muros estructurales salvan las distancias verticales totales entre pisos. Si los muros son cuidadosa y simétricamente colocados en planta, resistirán eficientemente las cargas verticales y laterales sin interferir con los requisitos arquitectónicos. Se han construido edificios de concreto reforzado de hasta 70 niveles con muros de cortante como su fuente primaria de rigidez lateral. En la dirección horizontal se utilizan muros de cortantes totales; es decir, que corran sobre toda la longitud de los paneles o crujías. Cuando las fuerzas son menores, ellos tienen que correr sólo sobre longitudes parciales de los paneles. [9]

### 2. Ocasiones en la cuales se utilizan muros estructurales.

La selección inmediata de muros estructurales especiales como elementos principales de resistencia sísmica es considerada en el momento en el cual se observa el rendimiento sísmico, funcionalidad, capacidad de construcción y costo de la estructura a construir. Para

edificios de baja a mediana altura, los muros estructurales suelen ser más rentables que otros sistemas. Los muros estructurales se emplean en edificios de concreto con alturas de piso a piso limitadas u otras restricciones arquitectónicas, como en los casos que no se permite acomodar las profundidades de las vigas en el ambiente. Los núcleos de escaleras y ascensores son localidades comúnmente utilizadas para muros estructurales, ya que tienen el propósito de encerrar ejes verticales para proporcionar una eficiente resistencia axial y lateral. [10]

### 3. Irregularidades horizontales en estructuras, vistas en planta.

Las irregularidades que a continuación se presentan, indican que la estructura en análisis contendrá especificaciones especiales dependiendo del tipo en el que esta se encuentra.

Type	Description	Reference Section	Seismic Design Category Application
1a.	<b>Torsional Irregularity:</b> Torsional irregularity is defined to exist where the maximum story drift, computed including accidental torsion with $A_x = 1.0$ , at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.2 times the average of the story drifts at the two ends of the structure. Torsional irregularity requirements in the reference sections apply only to structures in which the diaphragms are rigid or semirigid.	12.3.3.4	D, E, and F
		12.7.3	B, C, D, E, and F
		12.8.4.3	C, D, E, and F
		12.12.1	C, D, E, and F
		Table 12.6-1	D, E, and F
1b.	<b>Extreme Torsional Irregularity:</b> Extreme torsional irregularity is defined to exist where the maximum story drift, computed including accidental torsion with $A_x = 1.0$ , at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.4 times the average of the story drifts at the two ends of the structure. Extreme torsional irregularity requirements in the reference sections apply only to structures in which the diaphragms are rigid or semirigid.	16.3.4	B, C, D, E, and F
		12.3.3.1	E and F
		12.3.3.4	D
		12.3.4.2	D
		12.7.3	B, C, and D
2.	<b>Reentrant Corner Irregularity:</b> Reentrant corner irregularity is defined to exist where both plan projections of the structure beyond a reentrant corner are greater than 15% of the plan dimension of the structure in the given direction.	12.8.4.3	C and D
		12.12.1	C and D
		Table 12.6-1	D
		16.3.4	B, C, and D
		12.3.3.4	D, E, and F
3.	<b>Diaphragm Discontinuity Irregularity:</b> Diaphragm discontinuity irregularity is defined to exist where there is a diaphragm with an abrupt discontinuity or variation in stiffness, including one that has a cutout or open area greater than 50% of the gross enclosed diaphragm area, or a change in effective diaphragm stiffness of more than 50% from one story to the next.	Table 12.6-1	D, E, and F
		12.3.3.4	D, E, and F
4.	<b>Out-of-Plane Offset Irregularity:</b> Out-of-plane offset irregularity is defined to exist where there is a discontinuity in a lateral force-resistance path, such as an out-of-plane offset of at least one of the vertical elements.	12.3.3.3	B, C, D, E, and F
		12.3.3.4	D, E, and F
		12.7.3	B, C, D, E, and F
		Table 12.6-1	D, E, and F
		16.3.4	B, C, D, E, and F
5.	<b>Nonparallel System Irregularity:</b> Nonparallel system irregularity is defined to exist where vertical lateral force-resisting elements are not parallel to the major orthogonal axes of the seismic force-resisting system.	12.5.3	C, D, E, and F
		12.7.3	B, C, D, E, and F
		Table 12.6-1	D, E, and F
		16.3.4	B, C, D, E, and F

Cuadro 11: Irregularidades horizontales en planta para estructuras según ASCE/SEI 7-16. [1]

Las irregularidades horizontales en edificaciones se caracterizan mediante los siguientes casos:

- Irregularidad torsional: La irregularidad torsional se encuentra donde existe la deriva máxima de los pisos, incluyendo la torsión accidental con  $A_x = 1.0$ , cuando a un eje es más de 1.2 veces el promedio de la deriva del nivel en análisis en los dos extremos de la estructura. Los requisitos de irregularidad torsional en las secciones de referencia se aplican solo a estructuras en las que los diafragmas son rígidos o semirrígidos.[1]

- Irregularidad torsional extrema: La irregularidad torsional extrema se define para la deriva máxima de los pisos, calculada incluyendo la torsión accidental con  $A_x = 1.0$ , cuando a un eje es más de 1.4 veces el promedio de la deriva del nivel en análisis en los dos extremos de la estructura. Los requisitos de irregularidad torsional extrema en las secciones de referencia se aplican solo a estructuras en las que los diafragmas son rígidos o semirrígidos.[1]
- Irregularidad de esquina entrante: La irregularidad de esquina entrante se define donde ambas proyecciones del plano de la estructura más allá de una esquina entrante son mayores al 15 % de la dimensión del plano de la estructura en la dirección dada.[1]
- Discontinuidad del diafragma: Se define esta irregularidad en la discontinuidad del diafragma cuando hay un diafragma con una discontinuidad abrupta o variación en la rigidez, incluyendo que tiene un corte o área abierta mayor al 50 % del área bruta del diafragma cerrado, o un cambio en la rigidez del diafragma de más del 50 % de un piso al siguiente.[1]
- Irregularidad de desplazamiento fuera del plano: Se define como la irregularidad de desplazamiento fuera del plano cuando existe una discontinuidad en una trayectoria hacia la resistencia de fuerza lateral, como un desplazamiento fuera del plano de al menos uno de los elementos verticales.[1]
- Irregularidad de sistema no paralelo: Se define la irregularidad del sistema no paralelo donde los elementos verticales y la fuerza lateral no son paralelos a los ejes ortogonales principales del sistema resistente a la fuerza sísmica.[1]

#### **4. Irregularidades verticales en estructuras.**

Las irregularidades verticales que a continuación se presentan, indican que la estructura en análisis contendrá especificaciones especiales dependiendo del tipo en el que esta se encuentra.

Type	Description	Reference Section	Seismic Design Category Application
1a.	<b>Stiffness–Soft Story Irregularity:</b> Stiffness–soft story irregularity is defined to exist where there is a story in which the lateral stiffness is less than 70% of that in the story above or less than 80% of the average stiffness of the three stories above.	Table 12.6-1	D, E, and F
1b.	<b>Stiffness–Extreme Soft Story Irregularity:</b> Stiffness–extreme soft story irregularity is defined to exist where there is a story in which the lateral stiffness is less than 60% of that in the story above or less than 70% of the average stiffness of the three stories above.	12.3.3.1 Table 12.6-1	E and F D, E, and F
2.	<b>Weight (Mass) Irregularity:</b> Weight (mass) irregularity is defined to exist where the effective mass of any story is more than 150% of the effective mass of an adjacent story. A roof that is lighter than the floor below need not be considered.	Table 12.6-1	D, E, and F
3.	<b>Vertical Geometric Irregularity:</b> Vertical geometric irregularity is defined to exist where the horizontal dimension of the seismic force-resisting system in any story is more than 130% of that in an adjacent story.	Table 12.6-1	D, E, and F
4.	<b>In-Plane Discontinuity in Vertical Lateral Force-Resisting Element Irregularity:</b> In-plane discontinuity in vertical lateral force-resisting element irregularity is defined to exist where there is an in-plane offset of a vertical seismic force-resisting element resulting in overturning demands on supporting structural elements.	12.3.3.3 12.3.3.4 Table 12.6-1	B, C, D, E, and F D, E, and F D, E, and F
5a.	<b>Discontinuity in Lateral Strength–Weak Story Irregularity:</b> Discontinuity in lateral strength–weak story irregularity is defined to exist where the story lateral strength is less than 80% of that in the story above. The story lateral strength is the total lateral strength of all seismic-resisting elements sharing the story shear for the direction under consideration.	12.3.3.1 Table 12.6-1	E and F D, E, and F
5b.	<b>Discontinuity in Lateral Strength–Extreme Weak Story Irregularity:</b> Discontinuity in lateral strength–extreme weak story irregularity is defined to exist where the story lateral strength is less than 65% of that in the story above. The story strength is the total strength of all seismic-resisting elements sharing the story shear for the direction under consideration.	12.3.3.1 12.3.3.2 Table 12.6-1	D, E, and F B and C D, E, and F

Cuadro 12: Irregularidades verticales en elevación para estructuras según ASCE/SEI 7-16.  
[1]

Las irregularidades verticales en edificaciones se caracterizan mediante los siguientes casos:

- Irregularidad por piso blando: La irregularidad por piso blando se observa donde hay un piso inferior en el que la rigidez lateral es inferior al 70 % de la historia inferior y al 80 % de la rigidez promedio de los tres pisos inferiores anteriores.[1]
- Irregularidad de peso: La irregularidad de peso se define donde la masa efectiva de cualquier piso es más del 150 % de la masa efectiva de un piso adyacente. No es necesario considerar un techo que sea más ligero que el piso de abajo.[1]
- Irregularidad geométrica vertical: La irregularidad geométrica vertical se define donde la dimensión horizontal del sistema de resistencia a la fuerza sísmica en cualquier piso es más del 130 % a un piso adyacente.[1]
- Discontinuidad en el plano para elemento vertical resistente a la fuerza lateral: La discontinuidad en el plano para elemento vertical resistente a la fuerza lateral se define como irregular donde existe un desplazamiento en el plano de un elemento vertical resistente a la fuerza sísmica que resulta en la generación de volteo de las demandas de soporte en elementos estructurales.[1]
- Discontinuidad en la fuerza lateral de un piso débil: La discontinuidad en la fuerza lateral de un piso débil se define para donde la resistencia lateral del piso es menor al 80 % con respecto al piso inferior. La resistencia lateral del piso es la resistencia lateral total de todos los elementos sismorresistentes que comparten la cizalladura del nivel para la dirección en análisis.[1]

- Discontinuidad en la resistencia lateral de un piso extremadamente débil: Discontinuidad en la resistencia lateral de un piso extremadamente débil se define donde la resistencia lateral del piso es inferior al 65 % con respecto al piso inferior. La fuerza del nivel es la fuerza total de todos los elementos resistentes a los sismos que comparten la cizalladura del piso para la dirección en análisis.[1]

## 5. Discontinuidades verticales.

Las discontinuidades de muros estructurales son un fenómeno común en proyectos donde la arquitectura y el aspecto económico están causando inconvenientes que no se logran solucionar. Cuando a estas irregularidades se les aplican cargas laterales, los muros son expuestos a concentraciones esfuerzos y la deriva lateral localizada que es difícil de cuantificar y configurar en el diseño, resultando así en una respuesta sísmica no deseada. [10]

En el pasado, la demanda de espacios abiertos en la primera planta condujo a muchos constructores a construir edificios en los cuales se suspendieron los muros estructurales del primer nivel y se continuó en las plantas superiores al mismo, creando así una planta baja débil como se observa en la Figura 6-a. Este tipo de estructuras han tenido un mal desempeño en terremotos pasados. Esta configuración, clasificada por ASCE 7 como una irregularidad extrema de planta débil ya no es permitida en edificios asignados a categorías de diseño sísmico D, E o F. [10]

Los muros estructurales que se extienden desde la cimentación y llegan a poseer en algún nivel intermedio una irregularidad, como se observa en la Figura 6-b, están permitidas por ASCE 7, pero el diseño está penalizado, ya que se da un aumento de las fuerzas por diseño sísmico. Es preferible tener una reducción gradual en la sección del muro ya sea longitudinal, por grosor o ambos como se ilustra en la Figura 6-c. [10]

Las aberturas en los muros estructurales interrumpen el flujo de fuerzas, estas se ubican mejor en patrones regulares que producen transferencias de fuerza predecibles o bien ya previstas en diseño. Las buenas prácticas de diseño de edificaciones mantienen los segmentos de muros verticales más fuertes que las vigas para evitar mecanismos de falla de la planta analizada. Las demandas arquitectónicas permiten llegar a requerir aberturas en un patrón irregular, esto se debe de evitar a toda costa con motivo de fallas inducidas por el constructor. [10]

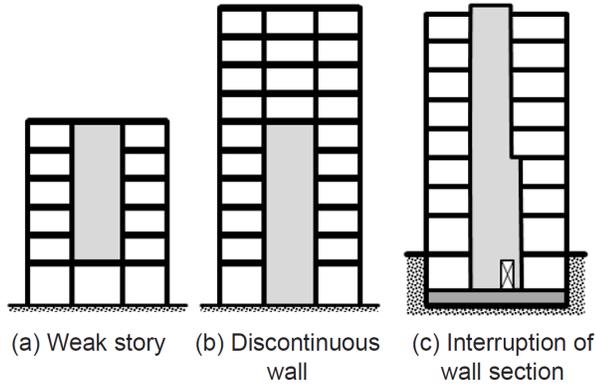


Figura 6: Irregularidades verticales en muros estructurales.  
[11]

## 6. Distribución de muros estructurales.

Los muros estructurales deben estar bien distribuidos dentro del plano de construcción, con muros múltiples que brindan resistencia a los efectos de corte por nivel en cada dirección principal. Se trata la manera de no permitir luces amplias en losas con este sistema estructural. Los muros estructurales deben colocarse de manera tal que su centro de resistencia esté cerca del centro de masa, evitando así la torsión inducida como se observa en la Figura 7. Los muros estructurales ubicados cerca del perímetro de la estructura son utilizados con la intención de maximizar la resistencia a la torsión. [10]

Las cargas tributarias gravitatorias ayudan a resistir los momentos de volcamiento del muro estructural, reduciendo las demandas de refuerzo adicional y el levantamiento en los cimientos. Los muros estructurales están convenientemente en el centro de la estructura para lograr coincidir con el centro de masa de la estructura, alejándolos de las columnas adyacentes para que soporten más cargas de gravedad, como el muro que se observa en la figura 7, aunque esto reduce la resistencia a la torsión por planta. Demasiada fuerza axial resulta en una respuesta a la flexión controlada por compresión indeseable. Una buena distribución del plan equilibra estas cualidades en nuestra estructura. [10]

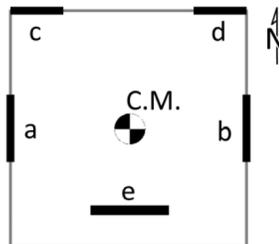


Figura 7: Distribución preliminar de muros estructurales.  
[11]

## 7. Conexión entre losa y muro estructural.

En un edificio sostenido por muros estructurales, las fuerzas de inercia generadas por la vibración del edificio se transmiten a través de diafragmas a los muros, que a su vez transmiten las fuerzas a la cimentación. Las conexiones diseñadas y supervisadas correctamente entre los diafragmas y muros estructurales son esenciales para que la trayectoria de la fuerza sísmica sea uniforme y en la dirección que se prevé. [10]

Los planes arquitectónicos a menudo ubican aberturas en las losas adyacentes a los muros estructurales, lo que complica la trayectoria y dirección de la fuerza sísmica. Esto es especialmente crítico en losas que trasladan cargas directamente a los muros, donde se transfieren grandes fuerzas al muro y este a otros elementos rígidos (Figura 8-a). Una buena capacidad de transferencia de losas a muro se ve facilitada por losas sólidas sin aberturas de ningún tipo cercanas o de cara a los muros, claro estas excepciones existen en tipos de muro estructural para escaleras o elevadores (Figura 8-b). [10]

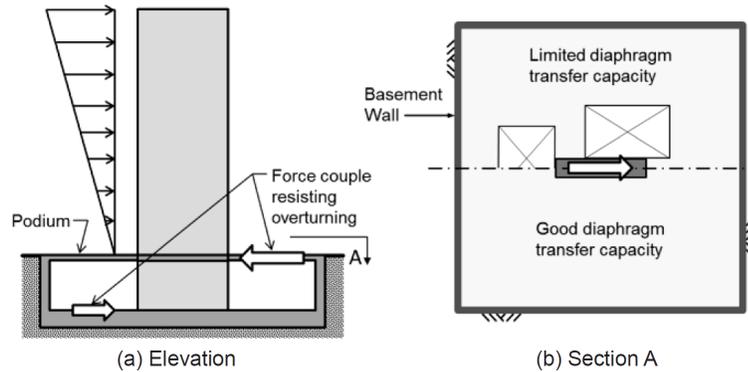


Figura 8: Conexión continua y satisfactoria entre losa y muro estructural. [11]

## 8. Tipos de cimiento para muros estructurales.

Existen diversos casos y motivos por los cuales se eligen ciertos tipos de cimentaciones, para edificios de baja altura con muros extensos que soportan cargas de gravedad bastas, las zapatas de distribución son una solución adecuada para resistir los momentos de volteo de diseño. Para mayores demandas por volteo, se tienen que utilizar bases de pilotes, utilizando así la capacidad de amarre de tensión. Los elementos de cimiento comúnmente se extienden para absorber y soportar cargas de gravedad adicionales. La Figura (9-a) muestra una viga de soporte que actúa como estabilizador para la cimentación de la estructura. [10]

Los muros del sótano también tienen que ser diseñados para que actúen como elementos estabilizadores como se observa en la Figura (9-b). Alternativamente, un muro que se extiende a niveles subterráneos utiliza un par de fuerza horizontal formado entre la planta de nivel de sótano y la planta principal para transferir el momento de volteo a los muros estructurales adyacentes del sótano como se observa en la Figura (9-c).[10]

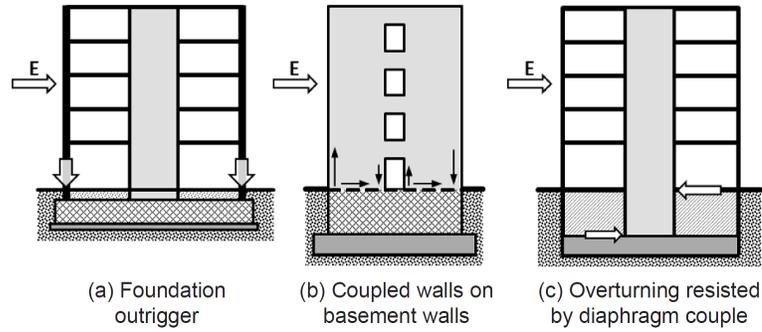


Figura 9: Tipología de cimentaciones para muros estructurales.  
[11]

## 9. Configuraciones de muros estructurales.

Los muros estructurales especiales se configuran de infinitas maneras. Las secciones transversales rectangulares son relativamente fáciles de diseñar y construir, por otro lado, las secciones muy delgadas tienen problemas de rendimiento y deben evitarse. Los muros estructurales con sección más delgada al centro tienen elementos especiales de borde que contienen refuerzo longitudinal para resistir los esfuerzos de flexión, mejorando así la estabilidad del muro como tal y crean un elemento para anclar vigas. [10]

Las columnas de límite crean un impedimento arquitectónico y aumentar los costos de ciertos rubros constructivos. Los segmentos de muro de intersección se combinan para crear muros con patines, incluidas las configuraciones T, L, C e I, como se observan en la Figura 10. Los muros centrales contienen o están adyacentes a elevadores, escaleras y otras áreas extruidas verticalmente, con vigas de acoplamiento que conectan los componentes del muro a través de las puertas. En estos muros, cualquier segmento analizado y alineado paralelamente a la fuerza de corte lateral actúa como un elemento que resiste el corte, la fuerza axial y la flexión, mientras que los segmentos de muro ortogonales actúan como patines de tensión o compresión. [10]

Los muros estructurales con aberturas están compuestos de segmentos de muros verticales y horizontales Figura 11. Un segmento de muro vertical está limitado horizontalmente por dos aberturas o por una abertura y un borde. De manera similar, un segmento de muro horizontal está limitado verticalmente por dos aberturas o por una abertura y un borde. Algunos muros tienen segmentos verticales estrechos que son esencialmente columnas, pero cuyas dimensiones no satisfacen los requisitos de las columnas de marco de momentos especiales. En consideración de esto, ACI 318-14 define una medida de columna de muro como un segmento de pared vertical que tiene  $l / base \leq 6.0$  y  $h / l \geq 2.0$ . [10]

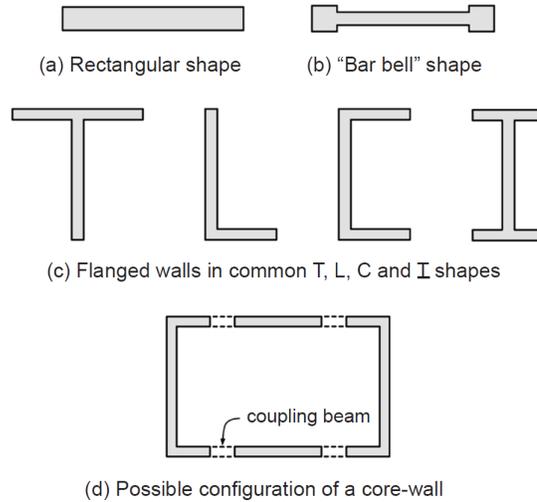


Figura 10: Tipología de muros estructurales existentes.  
[11]

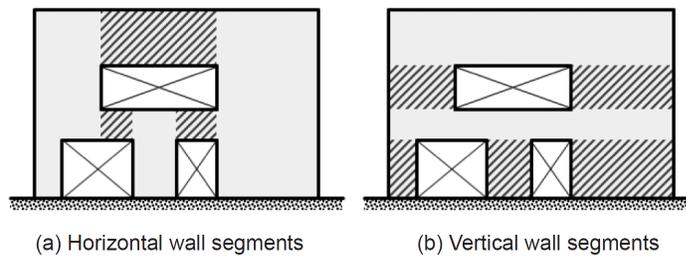


Figura 11: Muros estructurales guiados verticalmente y horizontalmente.  
[11]

El término muro acoplado se refiere a un sistema en el que los muros estructurales en voladizo se conectan mediante el acoplamiento de vigas alineadas verticalmente sobre la altura de cada muro (Figura 11). El objetivo del diseño es desarrollar un mecanismo de rendimiento dúctil en las vigas de acoplamiento sobre la altura de la pared, seguido de un soporte de flexión en la base de los muros en voladizo. Dependiendo de la geometría y las fuerzas de diseño, una viga de acoplamiento se detalla como viga reforzada convencionalmente o especial. [10]

## H. Límites de diseño para muros estructurales.

### 1. Distribución de la carga en un muro estructural

A menos que se demuestre lo contrario mediante un análisis, la longitud horizontal del muro considerada como efectiva para resistir cada carga concentrada no debe exceder la menor distancia entre centros y el ancho del cojinete más cuatro veces el espesor del muro. La longitud horizontal efectiva para el rodamiento no debe extenderse más allá de las juntas

verticales del muro a menos que el diseño proporcione la transferencia de fuerzas a través de las juntas. [4]

## 2. Intersección de elementos.

Los muros estructurales deben estar ancladas a elementos tales como losas, columnas, contrafuertes u otros muros de intersección para garantizar la continuidad y transmisión de esfuerzos. [4]

## 3. Espesor mínimo de muro según ACI 318-14.

Los espesores mínimos para muros estructurales deben estar de acuerdo con la Tabla que a continuación se presenta. Se permiten muros más delgados si se demuestra una resistencia y estabilidad adecuadas mediante un análisis estructural.

Wall type	Minimum thickness $h$		
Bearing <sup>[1]</sup>	Greater of:	4 in.	(a)
		1/25 the lesser of unsupported length and unsupported height	(b)
Nonbearing	Greater of:	4 in.	(c)
		1/30 the lesser of unsupported length and unsupported height	(d)
Exterior basement and foundation <sup>[1]</sup>	7.5 in.		(e)

Cuadro 13: Espesor mínimo de muro estructural  $h$  según ACI 318-14.

[4]

## 4. Fuerzas aplicadas a un muro estructural según ACI 318-14.

Los esfuerzos que actúan típicamente sobre un muro estructural se ilustran en la figura a continuación:

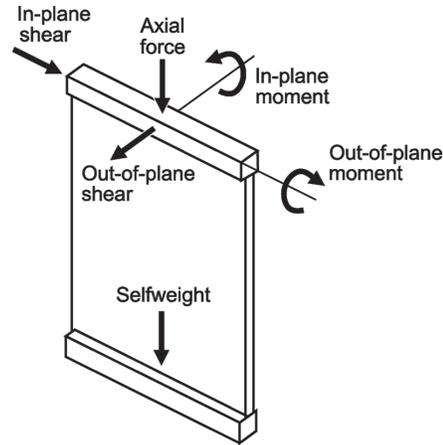


Figura 12: Fuerzas dentro y fuera del plano de un muro estructural.  
[4]

Los muros estructurales son controlados por flexión, debido a que a cortante ellos proveen una resistencia mayor por sus dimensiones vastas. [4]

## 5. Resistencia axial nominal, $P_o$ según ACI 318-14.

Para los miembros sin pretensado y los miembros compuestos de acero o concreto,  $P_o$  se calculará por:

$$P_o = 0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st} \quad (20)$$

Donde: [4]

- $A_g$ : Área gruesa de la sección a analizar.
- $A_{st}$ : Área de acero de la sección a analizar.
- $f'_c$ : Resistencia a compresión del concreto a 28 días.
- $f_y$ : Límite elástico especificado de refuerzo.

## 6. Carga de compresión axial máxima según ACI 318-14.

La resistencia a la compresión axial nominal  $P_n$  no debe exceder  $P_n$  máx, de acuerdo con la Tabla a continuación, donde  $P_o$  se calcula por la ecuación anterior presente para miembros sin pretensar y miembros compuestos de acero o concreto. [4]

Member	Transverse reinforcement	$P_{n,max}$	
Nonprestressed	Ties conforming to 22.4.2.4	$0.80P_o$	(a)
	Spirals conforming to 22.4.2.5	$0.85P_o$	(b)
Prestressed	Ties	$0.80P_o$	(c)
	Spirals	$0.85P_o$	(d)
Composite steel and concrete columns in accordance with Chapter 10	All	$0.85P_o$	(e)

Cuadro 14: Máxima carga axial para muros estructurales según ACI 318-14.  
[4]

Donde:

- $P_o$ : Carga axial aplicada en el muro.

Y para complementar la carga axial máxima se debe realizar un ajuste de  $\phi$  que es el factor de reducción de resistencia para momento, que a continuación se presenta su tabla:

Net tensile strain $\epsilon_t$	Classification	Type of transverse reinforcement			
		Spirals conforming to 25.7.3		Other	
		0.75	(a)	0.65	(b)
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Compression-controlled	0.75	(a)	0.65	(b)
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < 0.005$	Transition <sup>[1]</sup>	$0.75 + 0.15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.005 - \epsilon_{ty})}$	(c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.005 - \epsilon_{ty})}$	(d)
$\epsilon_t \geq 0.005$	Tension-controlled	0.90	(e)	0.90	(f)

Cuadro 15: Factor de reducción de resistencia para momento, fuerza axial o combinación de momento y fuerza axial según ACI 318-14.

[4]

Donde:

- $\varepsilon_t$ : Refuerzo Longitudinal a tensión neto en la capa exterior expuesta a tensión.
- $\varepsilon_{ty}$ : Refuerzo Longitudinal utilizado para definir una sección controlada por compresión.

## 7. Carga axial y flexión fuera del plano según ACI 318-14.

Cuando la resultante de las cargas mayoradas esté localizada dentro del tercio medio del espesor total del muro estructural con una sección transversal rectangular, se permite calcular  $P_n$  de la manera presentada a continuación:

$$P_n = 0.55 * f'_c * A_g \left[ 1 - \left( \frac{k * L_c}{32 * h} \right)^2 \right] \quad (21)$$

Donde:

- $f'_c$ : Resistencia a compresión del concreto a 28 días.
- $A_g$ : Area gruesa de la sección a analizar.
- $k$ : Factor de longitud efectiva.
- $l_c$ : Longitud del muro a compresión, medido de centro a centro, medido en pulgadas.
- $h$ : Espesor del muro en análisis.

El factor  $k$  para longitud efectiva de muros se presenta a continuación:

<b>Boundary conditions</b>	<b><i>k</i></b>
Walls braced top and bottom against lateral translation and:	
(a) Restrained against rotation at one or both ends (top, bottom, or both)	0.8
(b) Unrestrained against rotation at both ends	1.0
Walls not braced against lateral translation	2.0

Cuadro 16: Factor  $k$  para longitud efectiva de muros estructurales según ACI 318-14.

[4]

## 8. Momento y cargas axiales factoradas según ACI 318-14.

Los muros estructurales deben diseñarse para el momento máximo factorizado  $M_u$  que está acompañado de fuerzas axiales factorizadas para cada combinación de carga aplicable al modelo analizado. La fuerza axial factorizada  $P_u$  a una cierta excentricidad dada no debe exceder de  $\phi P_n \text{ max}$ , donde  $\phi P_n \text{ max}$  debe ser como se indica anteriormente y el factor de reducción de resistencia  $\phi$  debe corresponder a las secciones controladas por compresión en la tabla de factores de modificación. El momento máximo factorizado  $M_u$  se magnificará para efectos de esbeltez de acuerdo con su momento, y el momento nominal se obtendrá de la ecuación que a continuación se desarrolla. [4]

$$M_n = T \left( \frac{l_w}{2} \right) + N_u \left( \frac{l_w - C}{2} \right) \quad (22)$$

[4]

Donde:

- T: Fuerza de tensión proporcionada por el acero de refuerzo de la sección en análisis.
- $l_w$ : Largo del muro en análisis.
- $N_u$ : fuerza axial última en la sección analizada.
- C: Distancia de la fibra externa en compresión al eje neutro.

Para el refuerzo longitudinal de los muros estructurales se utiliza la siguiente ecuación para obtener un área de acero a suministrar.

$$M_u = \phi * A_s * f_y \left( d - \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b * 2} \right) \quad (23)$$

[9]

Donde:

- $A_s$ : Área de acero longitudinal.
- d: El 80 % del largo del muro para muros estructurales.
- b: Ancho de muro estructural.
- $f'_c$ : Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días.
- $f_y$ : Límite elástico especificado de refuerzo longitudinal.

## 9. Factores de resistencia de diseño y sus generalidades según ACI 318-14.

Los muros estructurales deben de ser diseñados para que los esfuerzos factorados por  $\phi$  de corte nominal, momento nominal y cargas puntuales nominales sean mayores a los esfuerzos últimos correspondientes. Para el factor  $\phi$  se utilizarán las tablas a continuación. [4]

Action or structural element		$\phi$	Exceptions
(a)	Moment, axial force, or combined moment and axial force	0.65 to 0.90 in accordance with 21.2.2	Near ends of pretensioned members where strands are not fully developed, $\phi$ shall be in accordance with 21.2.3.
(b)	Shear	0.75	Additional requirements are given in 21.2.4 for structures designed to resist earthquake effects.
(c)	Torsion	0.75	—
(d)	Bearing	0.65	—
(e)	Post-tensioned anchorage zones	0.85	—
(f)	Brackets and corbels	0.75	—
(g)	Struts, ties, nodal zones, and bearing areas designed in accordance with strut-and-tie method in Chapter 23	0.75	—
(h)	Components of connections of precast members controlled by yielding of steel elements in tension	0.90	—
(i)	Plain concrete elements	0.60	—
(j)	Anchors in concrete elements	0.45 to 0.75 in accordance with Chapter 17	—

Cuadro 17: Factores de reducción de resistencia según ACI 318-14. [4]

Donde:

- $h_w$ : Altura de todo el muro en análisis desde la base hasta la parte superior medido en pulgadas.
- $l_w$ : Largo del muro medido en pulgadas.
- $b_w$ : Ancho del muro en pulgadas.

## 10. Fuerza cortante en el plano del muro según ACI 318-14.

Para el diseño de fuerzas horizontales de corte en el plano del muro estructural se debe calcular el corte nominal de la forma presentada a continuación:

$$V_n = V_c + V_s \quad (24)$$

Donde:

- $V_c$ : Cortante nominal resistido por el concreto, en libras.
- $V_s$ : Cortante nominal resistido por el acero propuesto para la sección, en libras.

Para el diseño específico del muro se considera que “h” es el espesor del muro y “d” debe de ser considerado como 0.8 veces el largo del muro analizado [4]. La primera restricción para  $V_n$  es propuesta a continuación:

$$10 * \sqrt{f'_c} * h * d \quad (25)$$

[4]

Donde:

- $f'_c$ : Resistencia a compresión del concreto a los 28 días.
- h: Espesor del muro en pulgadas.
- d: Es considerado como 0.8 veces el largo del muro analizado en pulgadas.

$V_n$  no debe ser mayor a la ecuación 15 ya que esto indica que se necesitaría un espesor de muro mayor al propuesto. [4]

Para el cálculo de  $V_c$ , este debe de ser realizado según la tabla que se presenta a continuación, tomando  $N_u$  como positivo para compresión y negativo para tracción:

Calculation option	Axial force	$V_c$	
Simplified	Compression	$2\lambda\sqrt{f'_c}hd$	(a)
	Tension	Greater of: $2\left(1 + \frac{N_u}{500A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}hd$	(b)
Detailed		0	(c)
		$3.3\lambda\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4\ell_w}$	(d)
	Tension or compression	Lesser of: $\left[ \begin{array}{l} \ell_w \left( 1.25\lambda\sqrt{f'} + 0.2 \frac{N_u}{\ell_w h} \right) \\ 0.6\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}}{V_u} \end{array} \right] hd$	(e)

Equation shall not apply if  $(M_u/V_u - \ell_w/2)$  is negative.

Cuadro 18: Cálculo de  $V_c$  para muros preesforzados y no preesforzados según ACI 318-14.

[4]

Donde:

- $N_u$ : Fuerza axial factorizada perpendicular a la sección transversal, en libras.
- $A_g$ : Área gruesa del muro en análisis.
- $f'_c$ : Resistencia a compresión del concreto a los 28 días.
- $d$ : Es considerado como 0.8 veces el largo del muro analizado en pulgadas.
- $h$ : Espesor del muro en pulgadas.

- $l_w$ : Largo del muro medido en pulgadas.
- $\lambda$ : Factor de modificación para reflejar la reducción por propiedades del hormigón ligero en relación al hormigón de peso normal con la misma resistencia a la compresión a los 28 días.
- $M_u$ : Momento último en la sección analizada, en libras.
- $V_u$ : Cortante último en la sección analizada, en libras.

Según el capítulo 11 del código ACI 318-14 se permite que las secciones situadas cerca de la base del muro menos que una distancia  $l_w/2$  o que la mitad de la altura del muro, la que sea menor, sean diseñadas para el  $c V$  calculado, y  $V_s$  debe ser proporcionado por refuerzo transversal de cortante, el cual debe calcularse por medio de la siguiente ecuación. [4]

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{S}. \quad (26)$$

Donde:

- $d$ : Es considerado como 0.8 veces el largo del muro analizado, en pulgadas.
- $f_y$ : Límite elástico especificado para refuerzo de acero no pretensado.
- $A_v$ : Área de refuerzo por cortante dentro del muro en análisis, en pulgadas cuadradas.
- $S$ : Espaciamiento de centro a centro de las varillas en análisis, en pulgadas.

## 11. Corte en muros estructurales según ACI 318-14.

La resistencia a cortante en un muro estructural en su plano de trabajo se compone por esfuerzos de compresión y tensión dentro del elemento. Los muros deben diseñarse para el  $V_u$  (corte ultimo) máximo en el plano y el  $V_u$  (corte ultimo) fuera del plano. Los muros estructurales tienen una restricción de fuerza nominal a corte que se presenta a continuación: [4]

$$V_n = A_{cv} \left( \alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_t * f_y \right) \quad (27)$$

Donde: [4]

- $A_{cv}$ : Área bruta de concreto limitada por el grosor del muro y la longitud de la sección.
- $f'_c$ : Resistencia a compresión del concreto a los 28 días.
- $\rho_t$ : cuantilla de acero transversal para muros estructurales, 0.0025, en zona sísmica.

- $f_y$ : Límite elástico especificado para refuerzo de acero no pretensado.
- $\alpha_c$ : Coeficiente que define la contribución del hormigón a la resistencia al corte nominal en el muro.

## 12. Relaciones de esbeltez, alturas y largos normados según ACI 318-14.

Las indicaciones de diseño para los muros estructurales dependen de la relación de aspecto del segmento del muro en el plano paralelo ( $h_w / l_w$ ) y la relación de aspecto de la sección transversal horizontal ( $l_w / b_w$ ). Generalmente siguen las descripciones en la tabla a continuación. [4]

Clear height of vertical wall segment/length of vertical wall segment, ( $h_w/l_w$ )	Length of vertical wall segment/wall thickness ( $l_w/b_w$ )		
	$(l_w/b_w) \leq 2.5$	$2.5 < (l_w/b_w) \leq 6.0$	$(l_w/b_w) > 6.0$
$h_w/l_w < 2.0$	Wall	Wall	Wall
$h_w/l_w \geq 2.0$	Wall pier required to satisfy specified column design requirements; refer to 18.10.8.1	Wall pier required to satisfy specified column design requirements or alternative requirements; refer to 18.10.8.1	Wall

Cuadro 19: Especificaciones de diseño geométrico para segmentos de muros estructurales según ACI 318-14. [4]

Donde:

- $h_w$ : Altura de todo el muro en análisis desde la base hasta la parte superior medido en pulgadas.
- $l_w$ : Largo del muro medido en pulgadas.
- $b_w$ : Ancho del muro en análisis.

Las relaciones de aspecto limitantes para los muros estructurales se basan en el juicio de ingeniería por la persona que los está diseñando. La deformación por flexión del refuerzo vertical en el muro sea mayor que la demanda de corte por sismo. Para todos los segmentos de muro estructural vertical que comparten una fuerza lateral común,  $V_n$  no debe tomarse mayor que  $8 * A_{cv} * \sqrt{f'_c}$ , donde  $A_{cv}$  es el área bruta del concreto limitada por el espesor de la sección y la longitud del muro. Para cualquiera de los segmentos de muro estructural vertical individual,  $V_n$  no debe tomarse más de  $10 * A_{cw} * \sqrt{f'_c} * h * d$ , donde  $A_{cw}$  es el área de la sección de concreto del segmento de muro vertical individual considerado. [4]

### 13. Cuantilla mínima requerida según la norma ACI 318-14.

El refuerzo por corte horizontal y vertical es requerido sin duda alguna para los muros estructurales. El refuerzo a distribuir se identifica según la orientación en paralelo al eje longitudinal o transversal del muro, por lo tanto, para el segmento vertical del muro en análisis la notación utilizada para describir el refuerzo distribuido horizontalmente es  $\rho_t$ , y la notación utilizada para describir la relación de refuerzo distribuido verticalmente es  $\rho_l$ . [4]

Para el chequeo del refuerzo mínimo de acero en ACI 318-14, se deben cumplir los requisitos enumerados a continuación:

Si  $V_u \geq 0.5 * \phi * V_c$ , entonces debemos cumplir 1 y 2.

- $\rho_l$  debe ser mayor que 0.0025 y mayor que el requerido por la estructura, además este no necesariamente debe de ser mayor a  $\rho_t$  que se observa en la tabla a continuación.
- $\rho_t$  debe de ser al menos 0.0025.

$$\rho_l \geq 0.0025 + 0.5 * \left( 2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) * (\rho_t - 0.0025) \quad (28)$$

[4]

Donde:

- $h_w$ : Altura de todo el muro en análisis desde la base hasta la parte superior medido en pulgadas.
- $l_w$ : Largo del muro medido en pulgadas.
- $\rho_t$ : Refuerzo Longitudinal a tensión neto en la capa exterior expuesta a tensión.
- $\rho_l$ : Refuerzo transversal a cortante neto dentro del muro en análisis.

Wall type	Type of nonprestressed reinforcement	Bar/wire size	$f_y$ , psi	Minimum longitudinal <sup>[1]</sup> , $\rho_l$	Minimum transverse, $\rho_t$
Cast-in-place	Deformed bars	$\leq$ No. 5	$\geq$ 60,000	0.0012	0.0020
			$<$ 60,000	0.0015	0.0025
		$>$ No. 5	Any	0.0015	0.0025
	Welded-wire reinforcement	$\leq$ W31 or D31	Any	0.0012	0.0020
Precast <sup>[2]</sup>	Deformed bars or welded-wire reinforcement	Any	Any	0.0010	0.0010

Cuadro 20: Refuerzo mínimo para muros analizados dentro del plano según ACI 318-14.

[4]

Las proporciones de refuerzo distribuidas tanto longitudinal como transversal para muros estructurales deben ser de al menos 0.0025 en zona sísmica, excepto que el cortante último no exceda el esfuerzo provisto por el acero de refuerzo a corte o a flexión se permite que se reduzcan a los valores expuestos en el Cuadro 20. El espacio de refuerzo en cada sentido en los muros estructurales no debe exceder las 18 pulgadas. El refuerzo que contribuye al cortante nominal debe ser continuo y debe distribuirse a través del plano de corte y a lo largo del muro. [4]

#### 14. Separaciones mínimas para acero longitudinal y transversal requeridas según la norma ACI 318-14

Las separaciones mínimas y máximas requeridas por código son de alta importancia ya que garantizan la integridad estructural del diseño, no da lugar a cometer errores de detallamiento, o errores de vertido de concreto. Según el código ACI 318-14 los espaciamientos de refuerzo transversal en muros estructurales no deben exceder el menor de  $3h$ , y  $l_w/5$  y 18 pulgadas. [4]

#### 15. Geometría de acero de refuerzo transversal, $l_{ext}$ según ACI 318-14.

Los estribos o acero transversal por cortante tienen requisitos mínimos propuestos por el código de diseño ACI 318-14 dependiendo del diámetro de varilla a utilizar. En Guatemala por consideraciones sísmicas según ASCE/SEI 7-16 se debe utilizar un ángulo de 135 para el doblez de cierre de los estribos, a continuación se presentan los requisitos para dicho refuerzo:

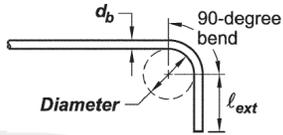
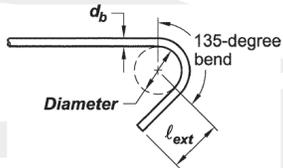
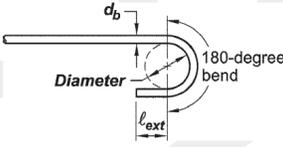
Type of standard hook	Bar size	Minimum inside bend diameter, in.	Straight extension <sup>[1]</sup> $l_{ext}$ , in.	Type of standard hook
90-degree hook	No. 3 through No. 5	$4d_b$	Greater of $6d_b$ and 3 in.	
	No. 6 through No. 8	$6d_b$	$12d_b$	
135-degree hook	No. 3 through No. 5	$4d_b$	Greater of $6d_b$ and 3 in.	
	No. 6 through No. 8	$6d_b$		
180-degree hook	No. 3 through No. 5	$4d_b$	Greater of $4d_b$ and 2.5 in.	
	No. 6 through No. 8	$6d_b$		

Figura 13: Diámetro interior mínimo de doblado y geometría de acero de refuerzo transversal.

[4]

Donde:

- $d_b$ : Diámetro de la varilla analizada, en pulgadas.

## 16. Longitud de desarrollo para barras longitudinales, $l_d$ según ACI 318-14.

Las barras longitudinales o acero longitudinal propuesto para soportar la flexión tienen una distancia fabricada y definida por el mercado según cada país. En el código de diseño ACI 318-14 se indican los requisitos mínimos para el empalme exitoso y garantizar la continuidad de la resistencia en las uniones de las varillas, a continuación se presentan los requisitos para dicho refuerzo:

Spacing and cover	No. 6 and smaller bars and deformed wires	No. 7 and larger bars
Clear spacing of bars or wires being developed or lap spliced not less than $d_b$ , clear cover at least $d_b$ , and stirrups or ties throughout $l_d$ not less than the Code minimum or Clear spacing of bars or wires being developed or lap spliced at least $2d_b$ and clear cover at least $d_b$	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{25\lambda\sqrt{f'_c}}\right) d_b$	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{20\lambda\sqrt{f'_c}}\right) d_b$
Other cases	$\left(\frac{3f_y \Psi_t \Psi_e}{50\lambda\sqrt{f'_c}}\right) d_b$	$\left(\frac{3f_y \Psi_t \Psi_e}{40\lambda\sqrt{f'_c}}\right) d_b$

Figura 14: Longitud de desarrollo para barras corrugadas según el código de diseño ACI 318-14. [4]

Donde:

- $d_b$ : Diámetro de la varilla analizada, en pulgadas.
- $f'_c$ : Resistencia a compresión del concreto a los 28 días.
- $f_y$ : Límite elástico especificado para refuerzo de acero no pretensado.
- $\lambda$ : Factor de modificación para reflejar la reducción por propiedades del hormigón ligero en relación al hormigón de peso normal con la misma resistencia a la compresión a los 28 días.
- $\Psi_t$ : Factor utilizado para modificar la longitud de desarrollo en tensión para la fundición in situ.
- $\Psi_e$ : Factor utilizado para modificar la longitud del desarrollo en función de revestimiento del refuerzo.

## 17. Recubrimiento para muros estructurales según ACI 318-14.

Los recubrimientos mínimos en muros estructurales se exponen en la tabla ACI 318-14 tabla 20.6.1.3.1, donde se caracterizan por la exposición del concreto, el tipo de sistema estructural utilizado y el tipo de refuerzo que se está utilizando para el diseño de la estructura. [4] El recubrimiento provee protección contra factores de corrosión a la armadura de acero de refuerzo interior y está directamente involucrado en la resistencia del elemento diseñado.

Concrete exposure	Member	Reinforcement	Specified cover, in.
Cast against and permanently in contact with ground	All	All	3
Exposed to weather or in contact with ground	All	No. 6 through No. 18 bars	2
		No. 5 bar, W31 or D31 wire, and smaller	1-1/2
Not exposed to weather or in contact with ground	Slabs, joists, and walls	No. 14 and No. 18 bars	1-1/2
		No. 11 bar and smaller	3/4
	Beams, columns, pedestals, and tension ties	Primary reinforcement, stirrups, ties, spirals, and hoops	1-1/2

Cuadro 21: Recubrimiento de concreto especificado para miembros no pretensados y fundidos in situ. [4]

## 18. Elementos de borde en muros estructurales según ACI 318-14.

Un elemento de borde en un muro estructural provee resistencia contra acciones de compresión en la base de los muros estructurales. Los muros estructurales con  $h_w / l_w \geq 2.0$  efectivamente continuos desde la base de la estructura hasta la parte superior de la edificación están diseñados para tener una sola sección crítica para la flexión y las cargas axiales deben satisfacer (1) y (2). [4]

1.  $C$  corresponde a la profundidad del eje neutro calculado para la fuerza axial factorizada y la resistencia al momento nominal consistente con la dirección del desplazamiento de diseño  $\delta_u$ . La relación  $\delta_u / h_w$  no se tomará por debajo de 0.005. Las zonas de compresión se reforzarán con elementos de límite especiales donde: [4]

$$C \geq \frac{l_w}{600 * \left(1.5 * \frac{\delta_u}{h_w}\right)} \quad (29)$$

- $h_w$ : Altura de todo el muro en análisis desde la base hasta la parte superior medido en pulgadas.
- $l_w$ : Largo del muro medido, en pulgadas.

- $\delta_u$ : Desplazamiento de diseño, en pulgadas.
2. Cuando se requieran elementos de borde especiales según (a), el refuerzo transversal del elemento de borde se extenderá verticalmente por encima y por debajo de la sección crítica al menos mayor de  $l_w$  y  $M_u / 4V_u$ . [4]

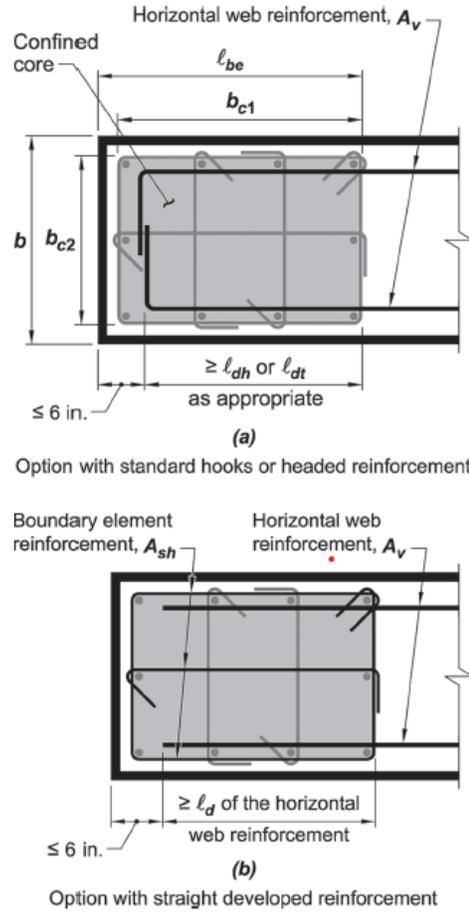


Figura 15: Elementos de borde en muros estructurales y sus especificaciones según ACI 318-14. [4]

De ser necesarios los elementos de bordes en el sistema de muros estructurales en análisis, las siguientes especificaciones se deben de tomar en cuenta según el código de diseño ACI 318-14:

- El elemento de borde debe extenderse horizontalmente desde la fibra extrema en compresión una distancia mayor a la profundidad del eje neutral más grande calculada para la fuerza axial factorizada menos el diez por ciento de la longitud del muro. [4]
- El ancho de la zona de compresión de flexión,  $b$ , sobre la distancia horizontal recorrida debe ser al menos  $h_u/16$ , donde  $h_u$  es altura lateralmente no soportada a compresión extrema del muro. [4]

- Para muros estructurales con  $h_w/l_w \geq 2.0$ , donde  $h_w$  es el espesor del muro y  $l_w$  es el largo del muro, que son efectivamente continuos desde la base de la estructura hasta la parte superior de la edificación, diseñados para tener una única sección crítica para flexión y cargas axiales, y con  $c/l_w \geq 3/8$ , donde  $c$  es la profundidad del eje neutral y  $l_w$  es el largo del muro, ancho de la zona de compresión a flexión  $b$  sobre la longitud calculada en en el primer requerimiento debe ser mayor o igual a 12 pulgadas. [4]
- El elemento de borde debe incluir el ancho efectivo de la fibra en compresión y debe extenderse al menos 12 pulgadas dentro del alma cuando son secciones irregulares de elemento de borde. [4]
- El valor de  $h_x$  no debe exceder el menor de 14 pulgadas. [4]

Aparte de las consideraciones mencionadas anterior mente por el código de diseño ACI 318-14, también se debe consultar la tabla que se presenta a continuación:

Transverse reinforcement	Applicable expressions		
$A_{sh}/sb_c$ for rectilinear hoop	Greater of	$0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(b)
$\rho_s$ for spiral or circular hoop	Greater of	$0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(c)
		$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(d)

Cuadro 22: Refuerzo transversal para elementos de borde especiales según ACI 318-14. [4]

Donde:

- $f'_c$ : Resistencia a compresión del concreto a los 28 días. [4]
- $f_y$ : Límite elástico especificado para refuerzo de acero no pretensado. [4]
- $A_v$ : Área de refuerzo por cortante dentro del muro en análisis, en pulgadas cuadradas.[4]
- $S$ : Espaciamiento de centro a centro de las varillas en análisis, en pulgadas. [4]
- $A_g$ : Área gruesa del muro en análisis. [4]
- $A_{ch}$ : Área transversal del refuerzo en el elemento analizado. [4]
- $A_{sh}$ : Área transversal total del refuerzo dentro del limite de  $s$  y perpendicular a la dimensión  $b_c$ . [4]

- $b_c$ : Sección transversal del núcleo del miembro en análisis medida a los bordes exteriores del área compuesta por el refuerzo transversal  $A_s h$ . [4]
- $\rho_s$ : Relación entre el volumen del refuerzo en espiral y el volumen total del núcleo confinado por el refuerzo agregado. [4]

## I. Marcos especiales resistentes a momento.

### 1. Generalidades y descripción de muros estructurales.

Los marcos especiales resistentes a momento están compuestos por columnas como soporte gravitacional y vigas que dirigen las cargas hacia las columnas, por otro lado, estos elementos están conectados entre sí por losas de hormigón fundidas para un comportamiento unificado entre los elementos mencionados. [12]

Para los sistemas duales actuales se combina marcos especiales resistentes a momento con muros estructurales. En el uso actual, se requiere que el marco sea capaz de resistir al menos el 25 por ciento de las fuerzas sísmicas de diseño, mientras que la resistencia sísmica total es proporcionada por la combinación del marco y los muros estructurales en proporción con su rigidez relativa. El uso de marcos especiales para crear un sistema dual permite el uso de un mayor coeficiente de modificación de respuesta,  $R$ , y por lo tanto se reducen los requisitos generales de resistencia sísmica. [12]

### 2. Ocasiones en la cuales se utilizan muros estructurales.

Los marcos especiales resistentes a momento generalmente se seleccionan como el sistema de resistencia principal cuando se desea flexibilidad en la planificación del espacio del edificio y el arquitectónico. Para muchos sistemas principales contra sismo existen limitaciones de altura. Estos límites no se aplican a los marcos especiales resistentes a momento, ya sean utilizados solos o combinados con muros estructurales para crear un sistema dual. [12]

Cuando se seleccionan marcos especiales resistentes a momento para los edificios asignados a las categorías de diseño sísmico D, E o F, se requiere que se detalle el concreto a utilizar como marcos especiales resistentes a momento de hormigón reforzado especiales. Los marcos especiales también se utilizan en las categorías de diseño sísmico A, B y C, aunque esto es contraproducente en el ámbito económico. Si se seleccionan marcos especiales como el sistema principal de resistencia, todos los requisitos del ACI 318-14 y ASCE 7-16 para los marcos especiales resistentes a momento deben cumplirse para garantizar el comportamiento dúctil independientemente de los elementos que componen el sistema. [12]

### 3. Medidas generales de marcos.

Los marcos especiales resistentes a momento deben ser diseñados de modo que sean capaces de proporcionar la resistencia de fuerza lateral requerida dentro de los límites de derivas

especificados del nivel analizado. El término "deriva de nivel" se refiere al desplazamiento lateral de un piso en relación con el piso debajo de él.

Los intervalos económicos típicos para marcos especiales resistentes a momento están en el rango de 6 a 9 m de longitud efectiva. En este rango se obtendrá como resultado profundidades accesibles de la viga que soportarán las cargas de gravedad y fuerzas sísmicas necesarias sin sobrecargar las uniones y columnas de la viga adyacente. Los límites de diseño y dimensiones particulares están cubiertos en el capítulo 18 del código ACI 318, y en la Figura 16 se resumen ciertos parámetros. [12]

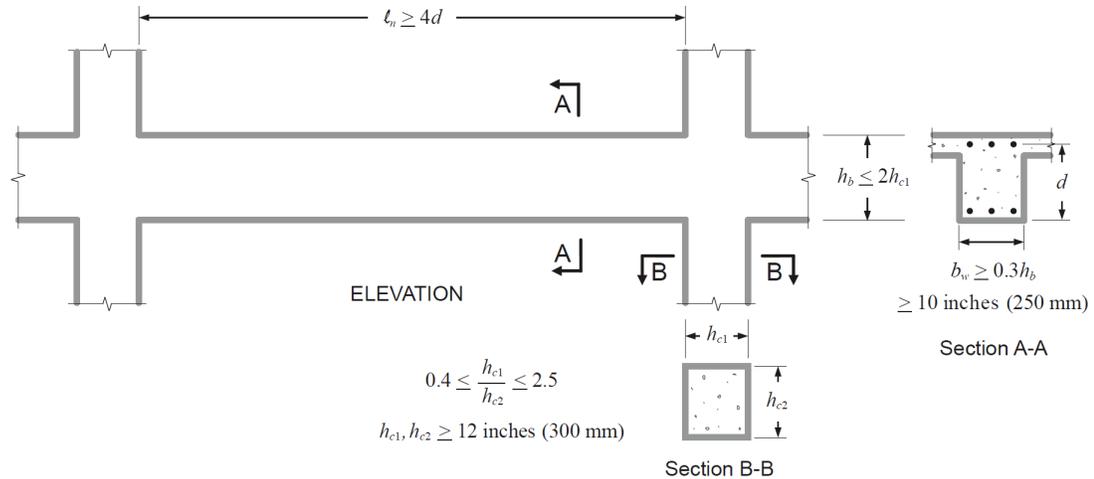


Figura 16: Límites y dimensiones generales para diseño de vigas y columnas para sistema de marcos especiales resistentes a momento.

[11]

Donde:

- $h_{c1}$ : Ancho de cara 1 de la columna en análisis, en pulgadas.
- $h_{c2}$ : Ancho de cara 2 de la columna en análisis, en pulgadas.
- $h_b$ : Altura de la viga que llega a la cara de la columna en análisis, en pulgadas.
- $b_w$ : Ancho de la viga que llega a la cara de la columna en análisis, en pulgadas.

El espaciamiento libre de una viga debe ser al menos cuatro veces su profundidad efectiva. La profundidad de la viga no debe exceder el doble de la profundidad de la columna en la dirección de la estructura, lo que limita la relación de altura y base de la unión viga-columna para mejorar la transferencia de fuerza. Se permite que las vigas sean más anchas que las columnas, descrito está dentro de los límites de ACI 318, pero el ancho de la viga normalmente no excede el ancho de la columna por razones de constructibilidad. [12]

La relación entre las dimensiones de la sección transversal para las columnas no debe ser inferior a 0.4, y el ancho de viga  $b_w$  debe ser de al menos  $0.3 h_b$ , lo que limita las secciones transversales a secciones más compactas en lugar de rectángulos alargados. La dimensión

mínima de columnas es de 0.3 m, que a menudo es demasiado pequeña para una construcción práctica o bien con cargas considerables. [12]

#### 4. Especificaciones especiales para esfuerzos y derivas en marcos especiales resistentes a momento según ASCE/SEI 7-16.

Tanto la resistencia como la rigidez deben considerarse en el diseño de marcos especiales resistentes a momento. De acuerdo con la norma ASCE 7-16, los marcos especiales se diseñan utilizando un coeficiente de modificación de respuesta de  $R = 8$ . [1] Por lo tanto, se diseñan para un corte de base igual a un octavo del valor obtenido de un análisis de respuesta elástico lineal. Los marcos especiales son generalmente sistemas laterales flexibles que resisten fuerzas de flexo compresión como un solo sistema. Si el edificio es relativamente alto, su período de vibración fundamental es posible que caiga dentro de la categoría de un largo período del espectro de respuesta de diseño, lo que resulta en un corte basal que es más bajo que el corte basal mínimo requerido. [12]

Los cálculos de cortante basal para estructuras de largo período, especialmente en las categorías de diseño sísmico D, E y F, se ven controlados con frecuencia por el límite superior del período definido en ASCE 7-16. Las cargas de viento especificadas en ASCE 7-16 también deben considerarse y rigen los requisitos de resistencia de los marcos especiales.[12]

La rigidez del marco especial resistente a momento debe ser suficiente para controlar la deriva de cada uno de los niveles quedando así dentro de los límites especificados por el código de construcción. Los límites de la desviación de la planta en ASCE 7-16 son una función tanto de la categoría de riesgo sísmico, como del factor de redundancia,  $\rho$ , como se muestra en la siguiente tabla. [12]

Redundancy Factor	Risk Category		
	I and II	III	IV
$\rho = 1.0$	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
$\rho = 1.3$	$0.015h_{sx}$	$0.012h_{sx}$	$0.008h_{sx}$

Cuadro 23: Derivas permisibles para sistemas de marcos especiales a momento y su factor de redundancia asociado.

[11]

Las derivas de nivel de la estructura según ASCE 7-16 se calcularán utilizando la carga sísmica del nivel analizado amplificadas por  $C_d$ , al compararlas con los valores que se enumeran en la Figura 22. Además, la rigidez efectiva de los miembros del marco debe ser reducidos para tomar en cuenta los efectos del agrietamiento del concreto. El límite permitido de deriva causada por viento por nivel no está especificado por ASCE 7-16, por lo tanto, se requiere juicio de ingeniería para determinar el límite apropiado. [12]

## 5. Diseño columna fuerte viga débil según ACI 318-14.

Cuando un edificio se mueve durante un sismo, la distribución del daño sobre la altura de este depende de la distribución de las derivas laterales de cada nivel. Si el edificio tiene columnas débiles o juntas de viga-columna débiles, las derivas del nivel tienden a concentrarse en una o varios niveles (Figura 17-a) y se excede la capacidad de deriva del nivel de las columnas analizadas. Si las columnas proporcionan una rigidez y fuerza suficiente sobre la altura del edificio, la fuerza sobre este nivel se distribuirá de manera más uniforme (Figura 17-c) y se reducirá el daño localizado. Por lo tanto, los códigos de construcción especifican que las columnas serán más fuertes que las vigas que llegan a unirse a ellas. Este principio de columna fuerte / viga débil es fundamental para lograr un comportamiento seguro de los marcos durante un fuerte estremecimiento del terremoto. [12]

El código ACI 318-14 adopta el principio de columna fuerte / viga débil, exigiendo así que la suma de las fuerzas de momento de la columna supere la suma de las fuerzas de momento de la viga en cada conexión de un marco especial resistente a momento, a continuación se presenta la ecuación que representa este requerimiento según el código ACI 318-14: [4]

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb} \quad (30)$$

Donde:

- $M_{nc}$ : Suma de las resistencias nominales a flexión de las columnas en interacción con vigas, evaluadas en las caras de las juntas.[4]
- $M_{nb}$ : Suma de las resistencias nominales a flexión de las vigas en interacción con las columnas, evaluadas en las caras de las juntas. [4]

Los estudios realizados por el ACI han demostrado que el mecanismo estructural completo de la Figura 17-c se logran solo cuando la relación de resistencia de columna a viga es relativamente cuatro o más, debido a que esta relación no es práctica en la mayoría de los casos, ACI 318 adopta una relación de resistencia más baja de 1.2 para que sea económicamente factible su construcción. [12]

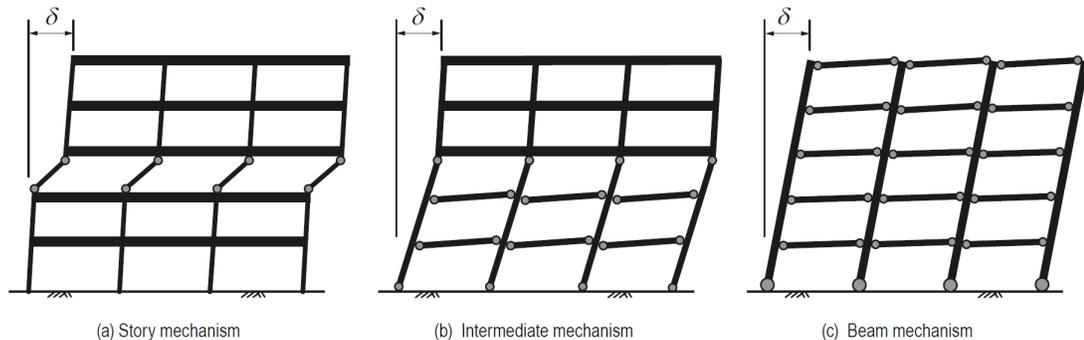


Figura 17: Mecanismos de falla por diseño de columna fuerte y viga débil.

[11]

## 6. Comportamiento dúctil de los elementos.

El mecanismo de cedencia ideal implica la cedencia de las vigas a lo largo de la altura de la estructura más las columnas en la base de esta. Sin embargo, de manera realista, algunas columnas que ceden a lo largo de la altura de la estructura también deben anticiparse, a menos que las columnas sean mucho más fuertes que las vigas. Por lo tanto, las regiones extremas de las vigas y columnas en cada unión viga-columna deben detallarse para que estas regiones tengan una respuesta a flexión inelástica sin una disminución de la resistencia crítica. [12]

En su plano los marcos especiales resistentes a momento, el refuerzo longitudinal de la columna en todas las uniones por nivel y el refuerzo longitudinal de la viga en todas las uniones interiores debe ser continuo a través de las uniones sin empalmes. El refuerzo transversal debe confinar el núcleo de concreto y proporcionar restricción contra el pandeo del refuerzo longitudinal. Este refuerzo transversal debe extenderse desde la cara de la junta a lo largo de una longitud que cubrirá la región de cedencia probable en los extremos de vigas y columnas. La Figura 18 ilustra los detalles típicos requeridos cerca de una conexión de columna de viga. [12]

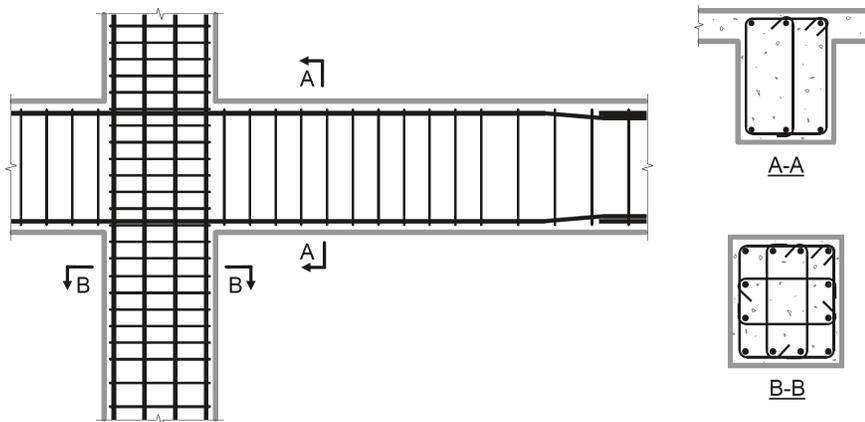


Figura 18: Detalles especiales para conexión viga / columna.

[11]

## 7. Corte en columnas según ACI 318-14.

El cortante en columnas se calcula mediante un límite superior para los cortes de columna utilizando el mismo procedimiento utilizado para las vigas, es decir, suponiendo que la columna desarrolle su resistencia de momento en ambos extremos y resolviendo los cortes asociadas (Figura 19-a). Una complicación es que la fuerza de momento de una columna varía con la fuerza axial que actúa sobre esta. Un enfoque adecuado es estimar el rango de fuerzas axiales esperadas bajo cargas combinadas de terremoto y gravedad, para luego seleccionar el valor de  $M_{pr}$  que sea más alto dentro de ese rango (Figura 19-b). [12]

La fuerza de corte de diseño  $V_e$  se calculará a partir de la consideración de las fuerzas en la porción de la viga entre las caras de las juntas. Se supondrá que los momentos de signo opuesto que corresponden a la resistencia probable a la flexión,  $M_{pr}$ , actúan en las caras

de la junta y que la viga recibe carga gravitacional tributaria factorizada a lo largo de su tramo. [4]

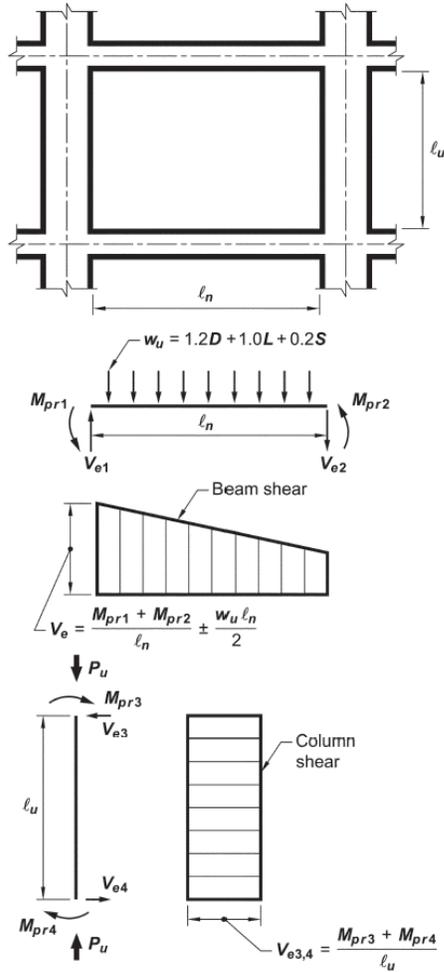


Figura 19: Esfuerzos de corte en columnas.  
[11]

## 8. Fuerzas de momento en columnas según ACI 318-14.

Las columnas deben diseñarse para resistir al menos los momentos asociados con el desarrollo de fuerzas de momento probables de las vigas. Tomando en cuenta la sección de la unión viga-columna que se muestra en la Figura a continuación, se observa el equilibrio de momentos de esta interacción. [12]

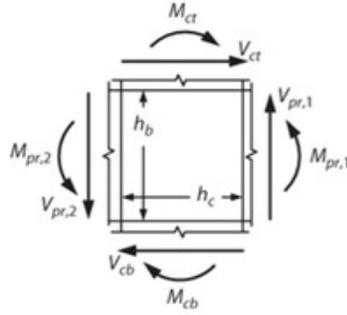


Figura 20: Sección de columna analizada para momentos en uniones columna / viga.  
[11]

$$\sum M_c = \frac{l_u * l_b}{l_n * l_c} * \sum M_p \quad (31)$$

$\sum M_c$  es la suma de los momentos de la columna en las caras de los nodos,  $l_n$  y  $l_b$  son las longitudes totales y de centro a centro de las vigas,  $l_u$  y  $l_c$  son las longitudes totales y de centro a centro de las columnas, y  $\sum M_p$  es la suma de las fuerzas de momento probable de la viga en las caras de las uniones. Para dimensiones típicas se aproxima conservadoramente por la siguiente ecuación: [12]

$$\sum M_c = \sum M_p \quad (32)$$

Los momentos de la columna no necesariamente están distribuidos equitativamente por encima y debajo de una unión. Este es especialmente el caso cerca de la base y cerca de la parte superior de un edificio, donde cambian las condiciones de empotramiento de la columna, o cerca de otras discontinuidades. En tales ubicaciones, el momento en un lado de la columna es posible que sea significativamente mayor que  $\sum M_c / 2$ . También se considera un factor de resistencia extra asociado con la resistencia a la flexión de vigas, pero esta no es la práctica habitual. [12]

## 9. Uniones entre columna y viga según ACI 318-14.

Se requieren uniones de viga-columna en marcos especiales resistentes a momentos para transferir momentos, corte y fuerzas axiales entre las vigas y columnas interconectadas. Para hacerlo, las uniones deben ser más fuertes que los miembros que las enmarcan. El refuerzo transversal de la articulación ayuda a que la articulación mantenga la fuerza bajo las inversiones de deformación esperadas durante el estremecimiento del sismo. [12]

El refuerzo requerido para las uniones entre columna y viga se expresa en el código de diseño ACI 318-14 y a continuación se presentan los requerimientos específicos:

- Cuando las columnas están unidas en los cuatro lados por vigas y donde el ancho de

cada viga es al menos tres cuartos del ancho de la columna, la cantidad de refuerzo es la que nos muestra el Cuadro 24.

- El refuerzo longitudinal de la viga fuera del núcleo de la columna estará confinado por un refuerzo transversal que pase a través de la columna que satisfaga los requisitos de espacio mínimos por sismo, diez centímetros para zona confinada.
- Cuando el refuerzo por momento negativo de la viga se proporcione mediante barras deformadas terminadas en juntas, la columna se extenderá por encima de la parte superior de la junta una distancia de al menos la profundidad  $h$  de la junta.

Transverse reinforcement	Conditions	Applicable expressions	
$A_{sh}/sb_c$ for rectilinear hoop	$P_u \leq 0.3A_gf'_c$ and $f'_c \leq 10,000$ psi	Greater of (a) and (b)	$0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
	$P_u > 0.3A_gf'_c$ or $f'_c > 10,000$ psi	Greatest of (a), (b), and (c)	$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b) $0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)
$\rho_s$ for spiral or circular hoop	$P_u \leq 0.3A_gf'_c$ and $f'_c \leq 10,000$ psi	Greater of (d) and (e)	$0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d)
	$P_u > 0.3A_gf'_c$ or $f'_c > 10,000$ psi	Greatest of (d), (e), and (f)	$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e) $0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

Cuadro 24: Refuerzo transversal para columnas de marcos especiales a momento. [4]

Donde:

- $f'_c$ : Resistencia a compresión del concreto a los 28 días. [4]
- $P_u$ : Carga axial última del elemento en análisis. [4]
- $f_y$ : Límite elástico especificado para refuerzo de acero no pretensado. [4]
- $S$ : Espaciamiento de centro a centro de las varillas en análisis, en pulgadas. [4]
- $A_g$ : Área gruesa del muro en análisis. [4]
- $A_{ch}$ : Área transversal del refuerzo en el elemento analizado. [4]
- $b_c$ : Sección transversal del núcleo del miembro en análisis medida a los bordes exteriores del área compuesta por el refuerzo transversal  $A_s h$ . [4]

- $\rho_s$ : Relación entre el volumen del refuerzo en espiral y el volumen total del núcleo confinado por el refuerzo agregado. [4]
- $k_f$ : Factor de resistencia del concreto. [4]
- $k_n$ : Factor efectivo del confinamiento. [4]

Joint configuration	$V_n$
For joints confined by beams on all four faces <sup>[1]</sup>	$20\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ <sup>[2]</sup>
For joints confined by beams on three faces or on two opposite faces <sup>[1]</sup>	$15\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ <sup>[2]</sup>
For other cases	$12\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ <sup>[2]</sup>

Cuadro 25: Resistencia al corte nominal en la junta,  $V_n$ .  
[4]

Donde:

- $f'_c$ : Resistencia a compresión del concreto a los 28 días. [4]
- $A_j$ : Área de sección transversal efectiva dentro de una unión en un plano paralelo al plano del refuerzo de la viga. [4]
- $\lambda$ : Factor de modificación para reflejar la reducción por propiedades del hormigón ligero en relación al hormigón de peso normal con la misma resistencia a la compresión a los 28 días. [4]

## 10. Cargas axiales en columnas.

La capacidad de deformación se limita severamente para columnas que soportan altas cargas axiales. Se logra un desempeño adecuado de tales columnas, pero solo a través de la provisión de detalles de refuerzo altamente especificado y descrito. En la medida de lo posible, deben evitarse fuerzas axiales elevadas en columnas de marcos de momentos especiales. [12]

## 11. Fuerza de corte en vigas según ACI 318-14.

El esfuerzo de corte en vigas se calcula fácilmente utilizando el equilibrio de un diagrama de cuerpo libre de la viga. La cantidad “Mpr” es la fuerza de momento posible de la viga. Normalmente este tipo de esfuerzos se calculan para la sección transversal de la viga tal como se construye utilizando un factor de reducción de resistencia de  $I_y = 1$ , el bloque de tensión rectangular considerando la resistencia a la compresión del concreto y la relación de

tensión a la cedencia igual a  $\alpha f_y$ , donde el valor de  $\alpha$  es comúnmente asumido como 1.25. [12]

El valor de 1.25 para  $\alpha$  aparenta ser bajo inicialmente, considerando que el esfuerzo de tensión por cedencia esperada para el refuerzo típico de Grado 60 es de aproximadamente 1.15  $f_y$ , y la tensión final llega a ser tan alta como  $1.5 \times 1.15 I_y$ , o 1.7  $I_y$ . Una conclusión razonable es que la intensidad del momento real para vigas es probablemente mayor que el valor calculado en función de  $\alpha = 1.25$  y consecuentemente las acciones internas asociadas con el desarrollo de las rotulas plásticas de la viga son probablemente mayores que las acciones basadas en Mpr. Sin embargo, es probable que el desarrollo de rotulas plásticas a flexión en una viga estén asociadas con el desprendimiento de la cubierta de concreto, lo que reducirá las dimensiones efectivas de la sección. [12]

Según el código de diseño ACI 318-14 el largo expuesto de una viga debe de ser al menos cuatro veces la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo de tensión longitudinal, el ancho debe de ser el 30 % de la altura o 10 pulgadas y el ancho de la viga no debe de superar el 75 % del ancho de la columna. [4]



---

### Metodología.

---

Para la elaboración de esta investigación se utilizaron los códigos de diseño ACI 318-14 y ASCE/SEI 7-16 los cuales para Guatemala son la base de su normativa. La NSE 7.1-18, diseño de concreto reforzado, avala la utilización de estos códigos de diseño mediante los apartados o secciones de cálculos estructurales.

La estructura en la cuál se basó esta investigación cuenta con un sistema de marcos especiales resistentes a momento con diafragmas rígidos para el control de derivas. Debido a que la estructura no cumplió con los requisitos mínimos propuestos en ASCE/SEI 7-16 se procedió a proponer un sistema dual con diafragmas rígidos para el control de derivas de la estructura base, este sistema fue propuesto con tres distintas resistencias del concreto a la compresión a los 28 días ( $f'c$ ) de 4000 Psi, 5000 Psi y 6000 Psi y tres distintos anchos 80 cm, 70 cm y 60 cm respectivamente.

Para el análisis y definición de parámetros sísmicos pertinentes de la estructura base y de la estructura propuesta se recabó información en la normativa ASCE/SEI 7-16 con el fin de realizar un espectro de diseño que represente las especificaciones requeridas para el sistema de marcos especiales resistentes a momento y el sistema dual. La normativa ASCE/SEI 7-16 solo contiene características de suelo Y de sismo de Norte América por esto se utilizó la normativa NSE 2-18 para la utilización de los parámetros  $I_o$ ,  $S_s$  y  $S_1$ .

Se procedió con la realización de 4 modelos estructurales en el programa digital ETABS, un modelo que contiene un sistema estructural de marcos especiales resistentes y otros 3 modelos con sistema estructural dual, cada uno con distintas propiedades de resistencias del concreto a la compresión a los 28 días y espesores en los muros estructurales. Luego de realizar una revisión general de cada modelo para chequear el estado de su diseño se procedió a utilizar este software para la obtención de los desplazamientos máximos por nivel de cada uno de los modelos estructurales y únicamente en los modelos de sistema estructural dual se extrajo información sobre los esfuerzos últimos en la base de los muros estructurales.

Para el diseño y cálculos pertinentes de los muros estructurales propuestos se utilizó el código de diseño ACI 318-14, a continuación se presentan los requerimientos especiales según esta normativa para el diseño de muros estructurales:

### 1. Análisis sísmico y chequeo de derivas.

Se realizó el análisis dinámico requerido por la normativa ASCE/SEI 7-16 capítulo 11 para cada una de las configuraciones de la estructura y con esto se elaboraron los espectros de diseño para poder obtener esfuerzos y deformaciones para un análisis próximo. Ya que la distribución de los muros fue propuesta y el análisis sísmico culminó se procedió a realizar el cálculo de derivas en cada uno de los 4 modelos, uno sin muros estructurales y 3 con muros estructurales, este chequeo se realizó mediante las especificaciones en el código de diseño ASCE/SEI 7-16 capítulo 11 en donde se indica que las derivas son la diferencia del desplazamiento horizontal del centro de masa del nivel de análisis, respecto del centro de masa del nivel inferior al analizado, estos desplazamientos máximos los obtenemos del software ETABS introduciendo un espectro de diseño para un sismo de diseño siguiendo las especificaciones de código de diseño ASCE/SEI 7-16.

### 2. Propiedades geométricas y predimensionamiento.

Las propiedades geométricas de un muro estructural son definidas de la siguiente manera:

- Área del muro, mostrada en  $m^2$
- Largo del muro ( $l_w$ ), mostrado en  $m$
- Ancho del muro ( $h_w$ ), mostrado en  $m$
- Altura del muro ( $h_m$ ), mostrado en  $m$

Las propiedades geométricas del muro estructural se utilizaron para su predimensionamiento, en donde se chequeó que el ancho del muro propuesto satisface la demanda por cortante en su sección. Este chequeo se realizó previo a los cálculos pertinentes de la estructura ya que el código ACI 318-14 lo exige previo a los cálculos posteriores.

Basándose en criterio arquitectónico fue propuesta la distribución de cada uno de los muros estructurales, ya que se tomó en cuenta el largo y el área transversal de los mismos para instalar dentro de este dúcto dos elevadores con dimensiones de alta gama. La consideración que causó tomar los largos de los muros fueron el espacio de paso de personal y la forma del diseño del centro de la edificación.

### 3. Cálculos para momentos y cortantes en la sección.

Ya que se obtuvo una distribución, medidas adecuadas y fueron calculadas con éxito las derivas para los muros estructurales se procedió a inicializar con la fase de diseño por resistencia de cada uno de estos elementos. Para el diseño a cortante de los muros estructurales se utilizó el capítulo 11.5 del código de diseño ACI 318-14, donde se indica que  $V_u \leq \phi * (V_c + V_s)$  y el diseño crítico es tomado en la base de la estructura.

De igual manera el código de diseño ACI 318-14 en el capítulo 11.6 indica que  $M_u \leq \phi * M_n$  donde el acero longitudinal tomó una participación significativa ya que esta aportación contribuye contra los esfuerzos de momento a lo largo del muro.

El momento último y cortante último de la sección de muros estructurales se obtuvieron con la ayuda del software ETABS donde se tomó la combinación de carga más exigente para cortante y momento. Estos resultados luego fueron comprobados en la memoria de cálculo realizada en el software Excel, para realizar una verificación correcta.

#### **4. Requerimiento de acero longitudinal y transversal de la sección propuesta.**

Habiendo obtenido los esfuerzos de cortante y momento últimos del software Etabs se procedió a realizar el cálculo pertinente en la memoria de cálculo en Excel, los chequeos tanto de acero longitudinal que provee resistencia a flexión y transversal que provee resistencia a cortante fueron chequeados con el código de diseño ACI 318-14 capítulo 11 donde se provee una cuantilla mínima de acero y separaciones máximas para el diseño del acero longitudinal.

Habiendo obtenido la cantidad de acero a proveer en la sección se procedió a seleccionar separación entre varillas y arreglos pertinentes para suministrar el área de acero requerida tanto por cortante y momento para cada una de las secciones de los muros.



---

### Análisis y discusión de resultados.

---

#### **A. Descripción y generalidades de la estructura de 15 niveles analizada.**

Para elaboración de esta investigación se utilizaron los códigos de diseño ACI 318-14 y ASCE/SEI 7-16 los cuales para Guatemala son la base de su normativa. La NSE 7.1-18, diseño de concreto reforzado, avala la utilización de estos códigos de diseño mediante los apartados o secciones de cálculos estructurales.

La estructura en la cuál se basó esta investigación se encuentra ubicada en la zona diez de la ciudad capital de Guatemala y el nombre de la misma se omitió en la investigación debido a asuntos de confidencialidad. Se seleccionó una estructura existente sin muros estructurales integrados con el fin de chequear las derivas permitidas por el código de diseño ASCE/SEI 7-16 y verificar si la implementación de muros estructurales era factible en la misma.

La edificación analizada de 48.8 metros de altura posee 15 niveles repartidos de la siguiente manera, cuatro sótanos todos con un área de 1159 metros cuadrados (38.25 metros de largo y 30.3 metros de ancho) y 11 niveles por encima del nivel del suelo todos con 684 metros cuadrados (30.2 metros de largo y 22.65 metros de ancho). La edificación posee un sistema estructural de marcos especiales resistentes a momento en donde las columnas poseen una resistencia máxima a la compresión a los 28 días de 5000 psi, las vigas 4000 psi y las losas típicas de 25 centímetros para todos los niveles y sótanos de 4000 psi.

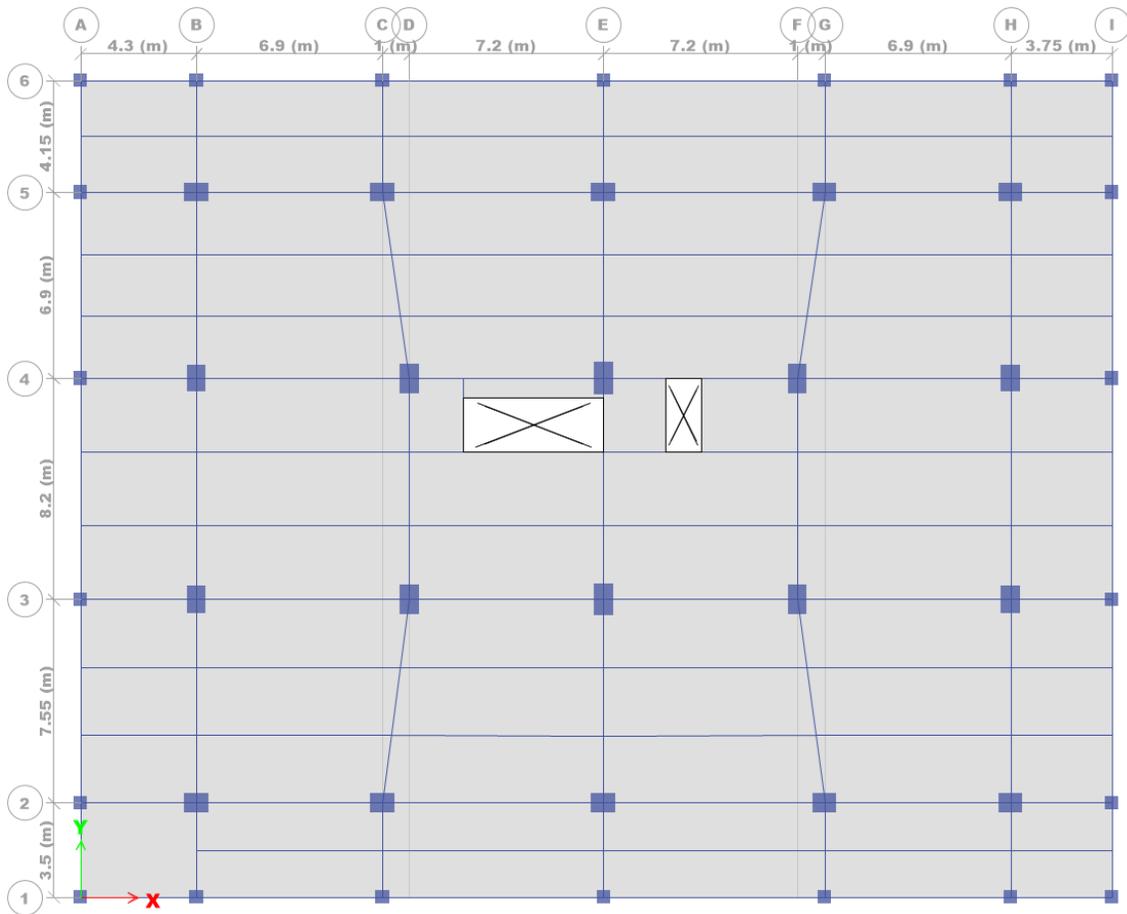


Figura 21: Planta de sótanos para edificación base, con sistema estructural de marcos resistentes a momento.

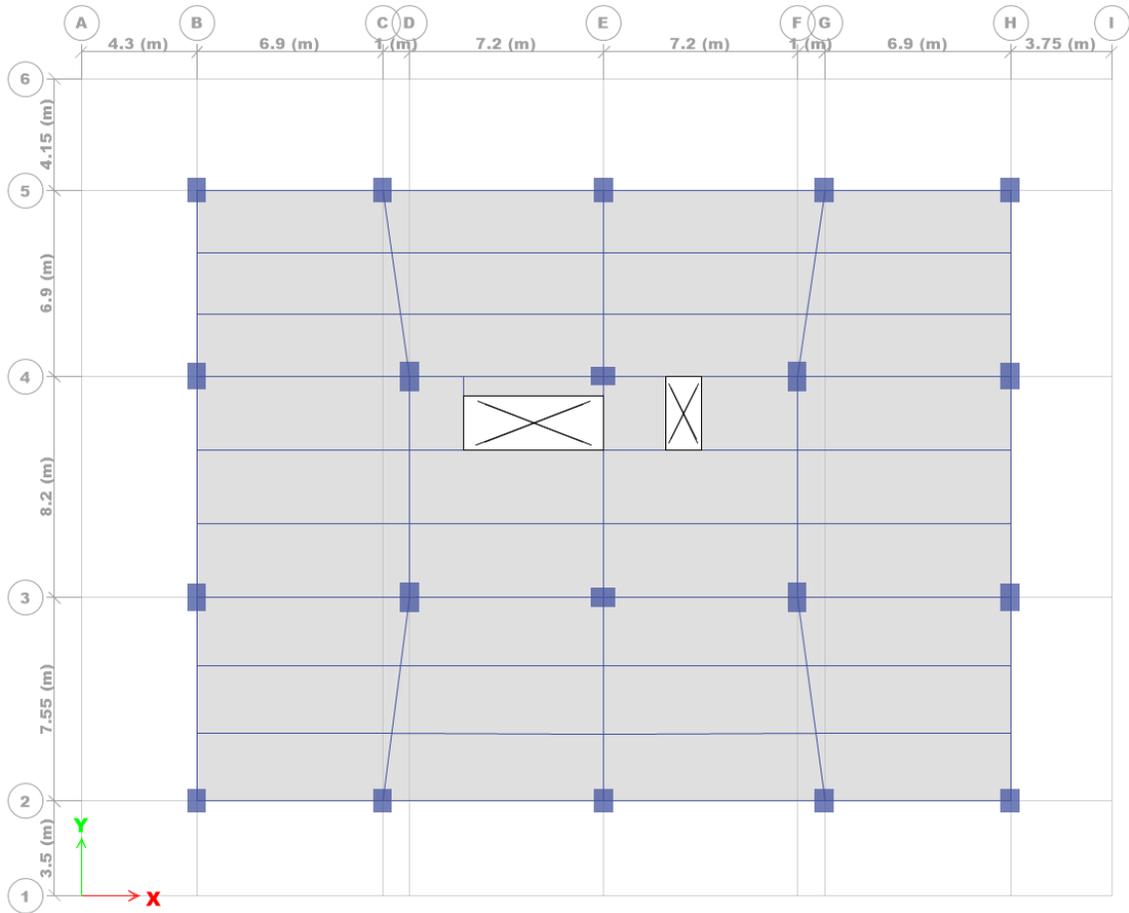


Figura 22: Planta de niveles para edificación base, con sistema estructural de marcos resistentes a momento.

Las alturas respectivas entre niveles varían para la edificación, a continuación se presentan dichos espaciamientos:

Nivel	Altura entre Niveles (m)
Sótano 4	0
Sótano 3	3.2
Sótano 2	3.2
Sótano 1	3.2
Lobby	3.6
Nivel 2	5.0
Nivel 3	3.4
Nivel 4	3.4
Nivel 5	3.4
Nivel 6	3.4
Nivel 7	3.4
Nivel 8	3.4
Nivel 9	3.4
Nivel 10	3.4
Nivel 11	3.4

Cuadro 26: Alturas entre niveles.

Cada uno de los sótanos y niveles superiores contiene una distribución especial de columnas y vigas, las cuales se ven representadas en los cuadros 27 y 28 a continuación:

Niveles	Tipos de columnas (m)								
	0.35x0.35	0.4x0.4	0.5x0.5	0.5x0.55	0.5x0.6	0.5x0.7	0.5x0.75	0.5x0.9	0.6x0.45
Sótano 4	x					x	x	x	x
Sótano 3	x					x	x	x	x
Sótano 2	x					x	x	x	x
Sótano 1	x					x	x	x	x
Lobby					x	x	x		x
Nivel 2			x	x					
Nivel 3			x	x					
Nivel 4			x	x					
Nivel 5		x	x						
Nivel 6		x	x						
Nivel 7		x	x						
Nivel 8		x	x						
Nivel 9		x	x						
Nivel 10 a 11		x	x						

Cuadro 27: Dimensiones de las columnas utilizadas por nivel en la edificación de análisis.

Niveles	Tipos de vigas (m)						
	0.4x0.2	0.45x0.3	0.5x0.25	0.5x0.3	0.6x0.4	0.7x0.4	0.75x0.4
Sótano 4		x				x	
Sótano 3		x				x	
Sótano 2		x				x	
Sótano 1		x				x	
Lobby		x		x			x
Nivel 2		x		x			x
Nivel 3		x		x			x
Nivel 4		x		x			x
Nivel 5		x	x			x	
Nivel 6		x	x			x	
Nivel 7		x	x			x	
Nivel 8		x	x			x	
Nivel 9		x	x			x	
Nivel 10	x	x			x		
Nivel 11	x	x			x		

Cuadro 28: Dimensiones de las vigas utilizadas por nivel en la edificación de análisis.

Luego de realizar el análisis de la estructura se observó que esta no cumple con los requisitos requeridos por el código de diseño ASCE/SEI 7-16 de derivas como se observa en el Cuadro 31 para los niveles dos, tres y cuatro. Esto permitió realizar una propuesta de un sistema dual en concreto reforzado proponiendo distintos esfuerzos máximos de compresión en el concreto a los 28 días y espesores de muro con el fin de analizar y realizar una comparación de las derivas obtenidas para cada uno de los sistemas y darle solución al problema original de la edificación.

El diseño del sistema dual propuesto cuenta con cuatro muros en el eje  $x$  y dos en el eje  $y$  con el fin de rigidizar ambos ejes en el edificio y así garantizar la reducción de los desplazamientos en ambos ejes. Los sistemas propuestos se enumeran a continuación:

- Sistema dual con muros de  $f'c$  4 ksi y 80 cm de espesor.
- Sistema dual con muros de  $f'c$  5 ksi y 70 cm de espesor.
- Sistema dual con muros de  $f'c$  6 ksi y 60 cm de espesor.

Las dimensiones estructurales para la edificación no fueron modificadas de ninguna forma luego de implementar el sistema dual, debido a esto el muro fue restringido por la arquitectura inicial de la edificación y se escogió debido a factores clave que se presentaran a continuación:

- Se escogió una posición cercana al centro de masa de la edificación para aumentar la rigidez de la estructura y para no causar irregularidades o desplazamientos inducidos por los muros estructurales.
- La arquitectura inicial de la edificación contiene detalles arquitectónicos y agujeros los cuales limitan las dimensiones de la estructura propuesta.
- Para garantizar una ubicación cercana al acceso de elevadores en la edificación.

A continuación se presentan las plantas típicas para los sótanos y niveles superiores de las edificaciones con sistema dual propuestas:

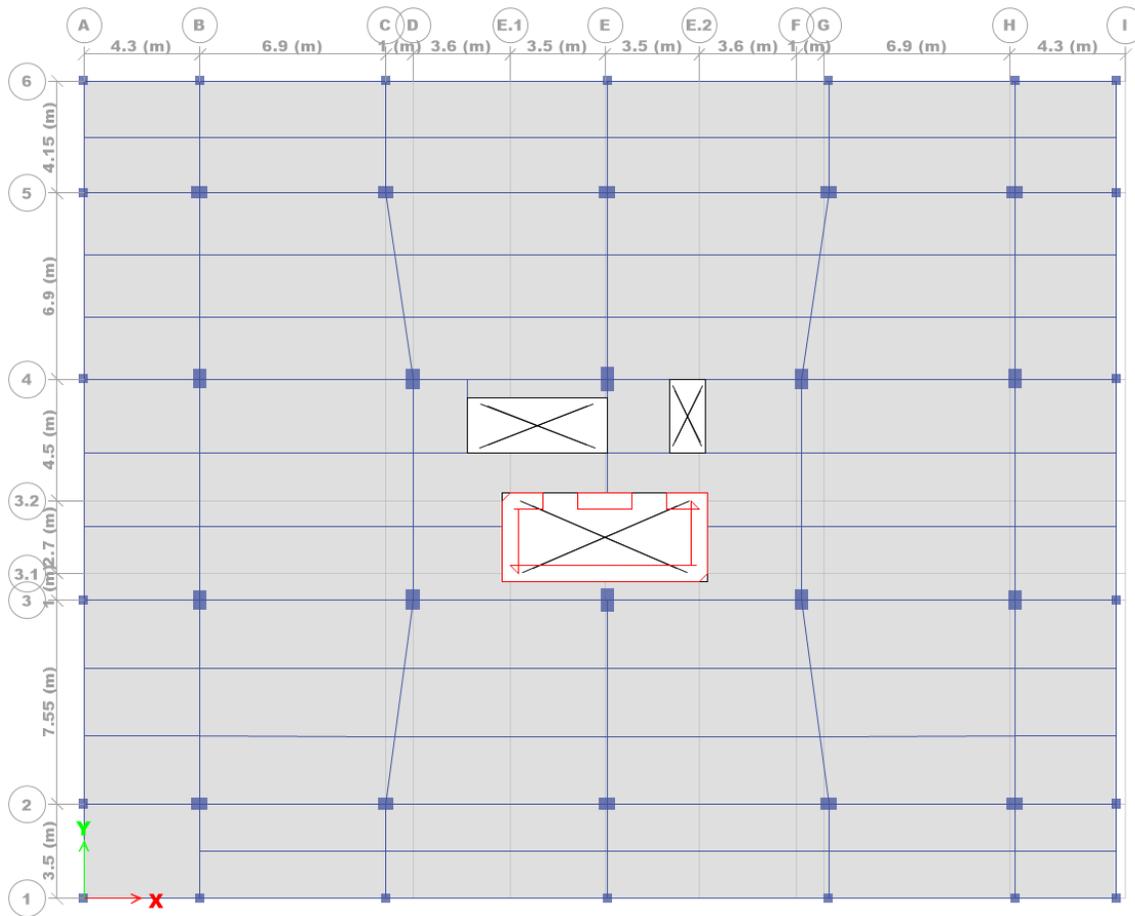


Figura 23: Planta de sótanos para edificación con sistema estructural dual.

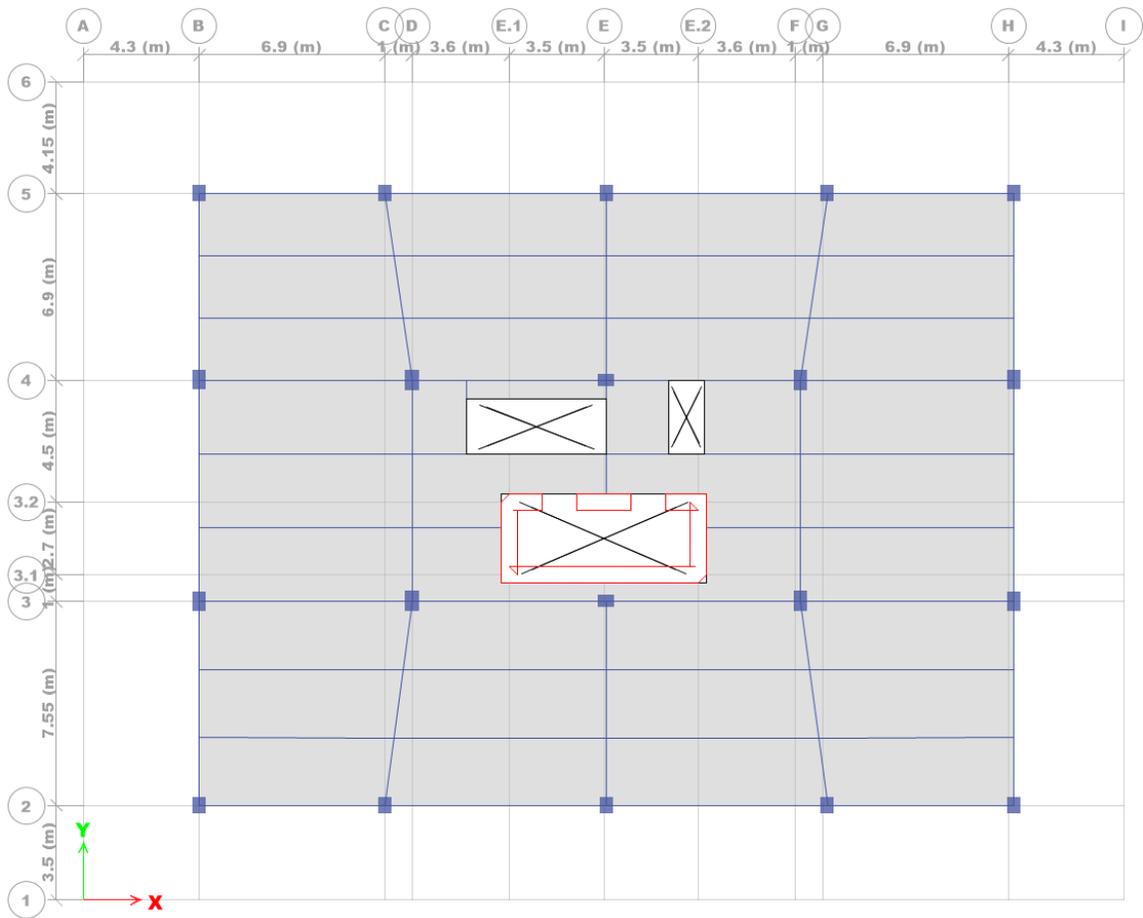


Figura 24: Planta de niveles superiores para edificación con sistema estructural dual.

Las dimensiones específicas, la asignación de piers para los muros y detalles del ducto de elevadores para el conjunto de muros estructurales se observan en la Figura 52.

**B. Análisis estructural de una edificación base con un sistema de marcos especiales resistentes a momento y de la modificación propuesta para el edificio base con un sistema dual de muros estructurales especiales reforzados mediante el código de diseño ASCE/SEI 7-16.**

Parámetro	Marcos resistentes a momento	Sistema dual
$I_o$	4.2	4.2
$S_s$	1.5	1.5
$S_1$	0.55	0.55
Clase de Sitio	D	D
Categoría de Riesgo	III	III
Factor de importancia $I_e$	1.25	1.25
$F_a$	1.2	1.2
$F_v$	1.75	1.75
$S_{ds}/S_{cd}$	1.2	1.2
$S_{d1}/S_{1d}$	0.64	0.64
$T_s$	0.534	0.534
$T_o$	0.106	0.106
$T_a$	0.898	0.898
$R$	8	7
$\Omega_d$	3	2.5
$C_d$	5.5	5.5
$C_s$	0.0797	0.0911
Cortante Basal VB	1164.60	1440 - 1465

Cuadro 29: Parámetros sísmicos utilizados para un sistema de marcos resistentes a momento y un sistema dual para la construcción del espectro de respuesta sísmica según ASCE/SEI 7-16.

La clase de sitio se asumió como D debido a que no se cuenta con un estudio de suelos específico para la edificación en análisis, por lo tanto se requiere realizar un aumento del 20 % al coeficiente de sitio para periodos cortos ( $F_a$ ).

El análisis estructural entre ambos tipos de sistemas estructurales empezó mediante la fabricación del espectro de respuesta sísmica según ASCE/SEI 7-16 para ambos. Como se observa en el Cuadro 29 los parámetros de amenaza sísmica, ajuste por clase de sitio, datos de aceleración espectral y periodos, son exactamente los mismos debido a que la ubicación del proyecto es la misma. Debido a que el código de diseño ASCE/SEI 7-16 solo provee mapas con parámetros de amenaza sísmica para Estados Unidos se utilizó la normativa guatemalteca AGIES NSE 2-16 para la obtención de dichos parámetros.

Cabe resaltar que la categoría de riesgo se tomó como III debido a que el fallo una estructura de aproximadamente 50 metros de altura presenta un riesgo para la vida humana, provocando factor de importancia aumente en un 25 % y que el cortante basal se aumente de igual magnitud. Por otra parte se observa que el factor de modificación de respuesta sísmica

(R) del sistema dual castiga en un 25 % la capacidad de respuesta sísmica de la estructura, consecuentemente se observó un aumento en el coeficiente sísmico del sistema dual del 87 % significando que el sistema dual recibe un cortante basal aproximadamente 1.25 veces mayor.

### Espectro de diseño para sistema de marcos resistentes a momento.

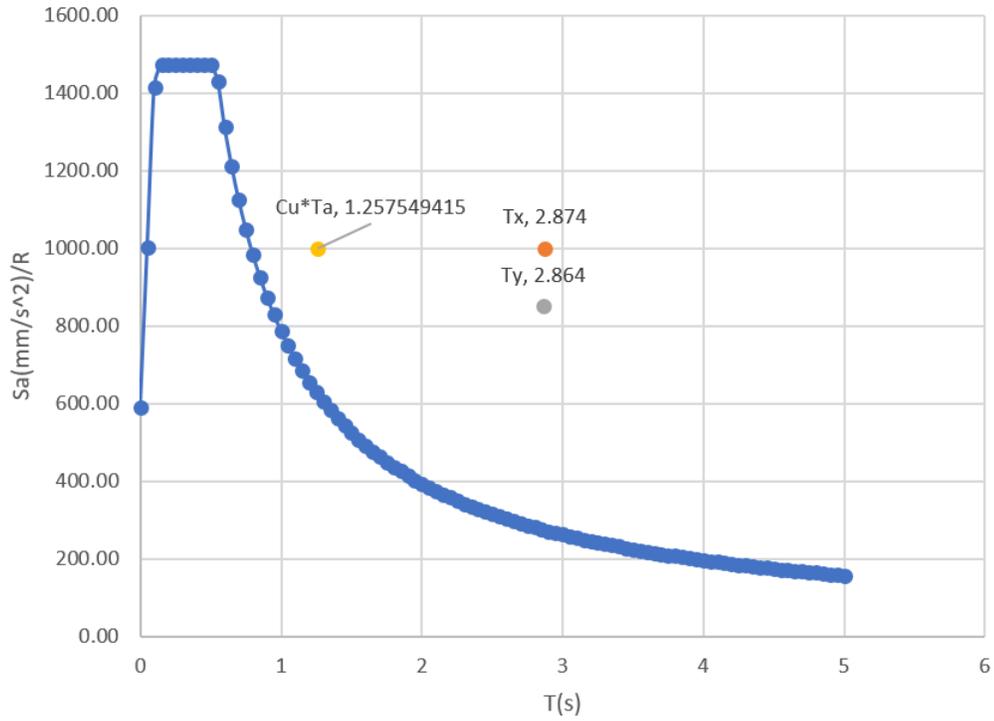


Figura 25: Espectro de diseño para sistema de marcos a momento.

Espectro de diseño para sistema dual de muros estructurales especiales.

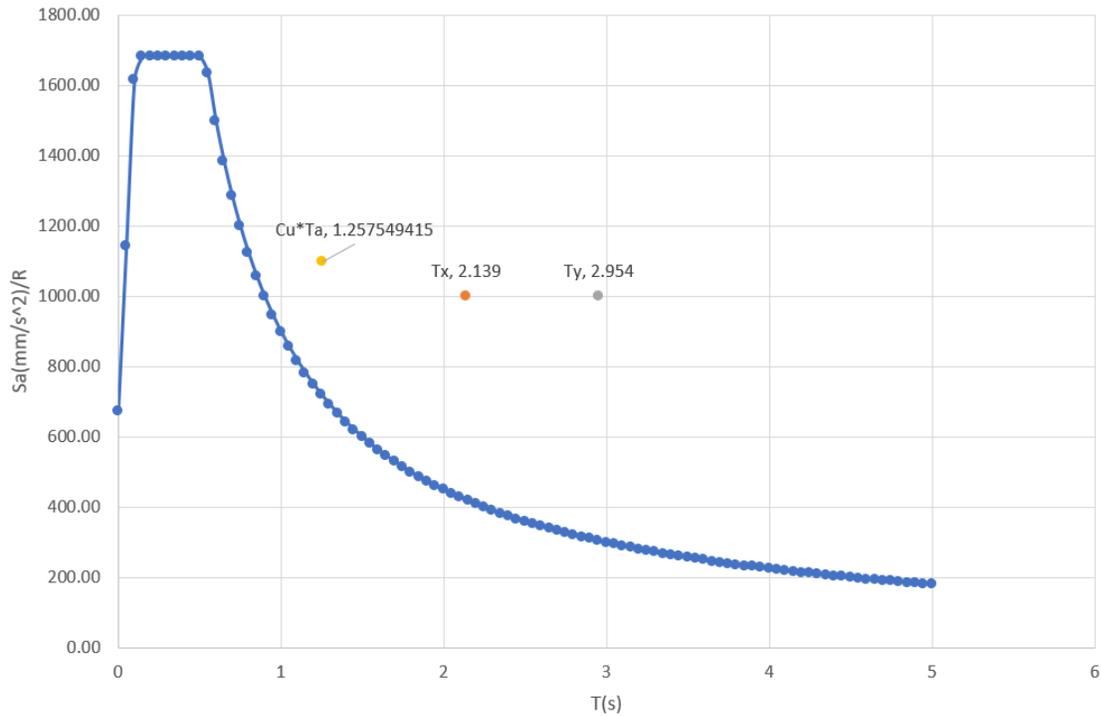


Figura 26: Espectro de diseño para sistema dual de muros estructurales especiales.

Como se observa en las figuras 25 y 26 las variaciones en el espectro de respuesta sísmica son mínimas, debido a que lo único que cambia es el sistema estructural utilizado para la construcción de la edificación. Se pudo observar que una de las variaciones entre los sistemas estructurales propuestos fue en los valores puntuales de los periodos en ambos ejes, pero aún así ambos sistemas estructurales poseen periodos similares para ambos ejes oscilando entre dos y tres segundos.

Con el espectro de respuesta sísmica y la ayuda del software ETABS se obtuvieron los desplazamientos para cada uno de los modelos de los sistemas estructurales propuestos, un modelo para el sistema de marcos especiales a momento y tres modelos del sistema dual con resistencias  $f'_c$  de 4, 5 y 6 Ksi y espesores de 80, 70 y 60 centímetros respectivamente.

Analizando los datos obtenidos en los cuadros 30, 32, 34, y 36 para cada modelo se observó que los desplazamientos del sistema de marcos especiales a momento disminuyeron de dos a cinco centímetros por eje luego de aplicar el sistema dual con muros estructurales especiales a dicha estructura. Los desplazamientos disminuyeron aproximadamente en un 45% en el eje  $x$  y un 20% en el eje  $y$ . Cabe resaltar que esta diferencia entre los porcentajes anteriormente mencionados es causada por la rigidez que otorgan los muros estructurales en cada eje, siendo completamente lógico un valor mayor en el eje  $x$  ya que existe una mayor densidad de muros en este eje que en el opuesto.

Los resultados obtenidos y representados en el Cuadro 31 de las derivas para el sistema estructural de marcos especiales a momento han resultado insatisfactorios para el método de diseño según ASCE/SEI 7-16 sobrepasando su límite en tres niveles consecutivos, esto

se debe a que el sistema estructural base no provee suficiente rigidez a la estructura en sí y tampoco provee resistencia ante los esfuerzos laterales a los que se ve expuesta dicha estructura.

Por otro lado se pudo observar que los resultados obtenidos y representados en los Cuadros 33, 35 y 37 de las derivas para el sistema dual propuesto en cada una de sus variaciones, son satisfactorios en ambos ejes según el Cuadro 10 representado en el código de diseño ASCE/SEI 7-16. Cabe resaltar que en estos modelos se pudo observar de igual manera que las derivas para el eje  $y$  serán en un 20% mayores que las del eje  $x$  debido a la alta rigidez proporcionada del eje  $x$ .

Se pudo observar que aunque los parámetros de amenaza sísmica, ajuste por clase de sitio, datos de aceleración espectral y periodos iniciales, sean los mismos para ambas estructuras la rigidez y los factores propios de los sistemas estructurales toman un papel crucial dentro de la revisión de derivas de la investigación.

Nivel	Altura entre Niveles (mm)	Desp x (mm)	Desp y (mm)
Sótano 4	0	4.27	3.76
Sótano 3	3200	12.46	11.27
Sótano 2	3200	21.60	19.87
Sótano 1	3200	30.66	28.58
Lobby	3600	41.09	38.72
Nivel 2	5000	59.47	55.52
Nivel 3	3400	71.39	67.20
Nivel 4	3400	82.05	77.60
Nivel 5	3400	92.02	87.52
Nivel 6	3400	101.62	97.60
Nivel 7	3400	110.08	106.29
Nivel 8	3400	117.28	113.82
Nivel 9	3400	123.04	120.02
Nivel 10	3400	128.00	124.96
Nivel 11	3400	130.77	128.43

Cuadro 30: Desplazamientos para estructura base con sistema de marcos especiales a momento.

Nivel	Altura (mm)	Der x ( $10^{-3}$ )	Der y ( $10^{-3}$ )	Límite x ( $10^{-3}$ )	Límite y ( $10^{-3}$ )
Sótano 4	0	0.00	0.00	-	-
Sótano 3	3200	52.45	48.08	64	64
Sótano 2	3200	58.49	55.00	64	64
Sótano 1	3200	57.96	55.74	64	64
Lobby	3600	66.76	64.92	72	72
Nivel 2	5000	117.66	107.52	100	100
Nivel 3	3400	76.29	74.75	68	68
Nivel 4	3400	68.20	66.56	68	68
Nivel 5	3400	63.80	63.49	68	68
Nivel 6	3400	61.44	64.51	68	68
Nivel 7	3400	54.17	55.60	68	68
Nivel 8	3400	46.08	48.23	68	68
Nivel 9	3400	36.86	39.63	68	68
Nivel 10	3400	31.74	31.64	68	68
Nivel 11	3400	17.72	22.22	68	68

Cuadro 31: Revisión de derivas para estructura base con sistema de marcos especiales a momento.

Nivel	Altura entre Niveles (mm)	Desp x (mm)	Desp y (mm)
Sótano 4	0	6.03	14.00
Sótano 3	3200	14.50	27.30
Sótano 2	3200	22.70	39.90
Sótano 1	3200	30.30	51.00
Lobby	3600	38.90	62.70
Nivel 2	5000	52.56	75.15
Nivel 3	3400	61.70	81.33
Nivel 4	3400	68.58	85.73
Nivel 5	3400	73.37	88.51
Nivel 6	3400	76.48	89.80
Nivel 7	3400	76.80	94.00
Nivel 8	3400	75.00	98.90
Nivel 9	3400	72.20	101.90
Nivel 10	3400	72.20	102.90
Nivel 11	3400	71.40	102.30

Cuadro 32: Desplazamientos para muro propuesto con  $f'c$  4 ksi y 80 cm de espesor.

Nivel	Altura (mm)	Der X ( $10^{-3}$ )	Der Y ( $10^{-3}$ )	Límite x ( $10^{-3}$ )	Límite y ( $10^{-3}$ )
Sótano 4	0	0.00	0.00	-	-
Sótano 3	3200	37.268	58.52	64	64
Sótano 2	3200	36.08	55.44	64	64
Sótano 1	3200	33.44	48.84	64	64
Lobby	3600	37.84	51.48	72	72
Nivel 2	5000	60.104	54.78	100	100
Nivel 3	3400	40.216	27.192	68	68
Nivel 4	3400	30.272	19.36	68	68
Nivel 5	3400	21.076	12.232	68	68
Nivel 6	3400	13.684	5.676	68	68
Nivel 7	3400	1.408	18.48	68	68
Nivel 8	3400	7.92	21.56	68	68
Nivel 9	3400	7.92	13.2	68	68
Nivel 10	3400	4.18	4.4	68	68
Nivel 11	3400	3.74	2.64	68	68

Cuadro 33: Revisión de derivas para muro propuesto con  $f'c$  4 ksi y 80 cm de espesor.

Nivel	Altura entre Niveles (mm)	Desp x (mm)	Desp y (mm)
Sótano 4	0	6.00	18.60
Sótano 3	3200	14.50	32.80
Sótano 2	3200	22.66	47.00
Sótano 1	3200	30.18	61.10
Lobby	3600	38.85	73.80
Nivel 2	5000	52.60	87.30
Nivel 3	3400	62.00	97.00
Nivel 4	3400	69.00	99.50
Nivel 5	3400	74.19	99.70
Nivel 6	3400	77.80	99.20
Nivel 7	3400	78.70	100.20
Nivel 8	3400	77.06	103.00
Nivel 9	3400	73.47	105.20
Nivel 10	3400	73.81	104.90
Nivel 11	3400	73.30	106.38

Cuadro 34: Desplazamientos para muro propuesto con  $f'c$  5 ksi y 70 cm de espesor.

Nivel	Altura (mm)	Der x ( $10^{-3}$ )	Der y ( $10^{-3}$ )	Límite x ( $10^{-3}$ )	Límite y ( $10^{-3}$ )
Sótano 4	0	0.00	0.00	-	-
Sótano 3	3200	37.40	62.48	64	64
Sótano 2	3200	35.90	62.48	64	64
Sótano 1	3200	33.09	62.04	64	64
Lobby	3600	38.15	55.88	72	72
Nivel 2	5000	60.50	59.40	100	100
Nivel 3	3400	41.36	42.68	68	68
Nivel 4	3400	30.80	11.00	68	68
Nivel 5	3400	22.84	0.88	68	68
Nivel 6	3400	15.88	2.20	68	68
Nivel 7	3400	3.96	4.40	68	68
Nivel 8	3400	7.22	12.32	68	68
Nivel 9	3400	15.80	9.68	68	68
Nivel 10	3400	1.50	1.32	68	68
Nivel 11	3400	2.24	6.51	68	68

Cuadro 35: Revisión de derivas para muro propuesto con f'c 5 ksi y 70 cm de espesor.

Nivel	Altura entre Niveles (mm)	Desp x (mm)	Desp y (mm)
Sótano 4	0	6.06	23.9
Sótano 3	3200	14.65	38
Sótano 2	3200	22.90	51.54
Sótano 1	3200	30.50	65.73
Lobby	3600	39.28	79.11
Nivel 2	5000	53.23	92.8
Nivel 3	3400	62.61	98.84
Nivel 4	3400	69.68	102
Nivel 5	3400	74.72	103.5
Nivel 6	3400	78.21	103.4
Nivel 7	3400	78.96	101.8
Nivel 8	3400	77.13	99.74
Nivel 9	3400	72.78	102.99
Nivel 10	3400	72.50	104.23
Nivel 11	3400	72.11	103.9

Cuadro 36: Desplazamientos para muro propuesto con f'c 6 ksi y 60 cm de espesor.

Nivel	Altura (mm)	Der x ( $10^{-3}$ )	Der y ( $10^{-3}$ )	Límite X ( $10^{-3}$ )	Límite Y ( $10^{-3}$ )
Sótano 4	0	0.00	0.00	-	-
Sótano 3	3200	37.80	62.04	64	64
Sótano 2	3200	36.30	59.58	64	64
Sótano 1	3200	33.44	62.44	64	64
Lobby	3600	38.63	58.87	72	72
Nivel 2	5000	61.38	60.24	100	100
Nivel 3	3400	41.27	26.58	68	68
Nivel 4	3400	31.11	13.90	68	68
Nivel 5	3400	22.18	6.60	68	68
Nivel 6	3400	15.36	0.44	68	68
Nivel 7	3400	3.30	7.04	68	68
Nivel 8	3400	8.05	9.06	68	68
Nivel 9	3400	19.14	14.30	68	68
Nivel 10	3400	1.23	5.46	68	68
Nivel 11	3400	1.72	1.45	68	68

Cuadro 37: Revisión de derivas para muro propuesto con  $f'c$  6 ksi y 60 cm de espesor.

### C. Diseño estructural de un sistema dual de concreto reforzado según el código de diseño ACI 318-14.

Es importante aclarar que los muros estructurales especiales en edificaciones altas están controlados por flexión y no por esfuerzos cortantes, debido a las dimensiones vastas que estos poseen, como se pudo observar en el Cuadro 38. Se pudo observar que el muro estructural o *pier* 4 tiene la relación más alta de todos los *piers* en las tres propuestas del modelo, esto se debe a que este se encuentra separado del complejo de muros estructurales como tal y la transmisión de esfuerzos por cortante es mínima hacia su base.

Los muros estructurales que tienen una elongación mayor presentan la relación de momento contra cortante más baja con una cercanía a la unidad separada por décimas como se observa en el Cuadro 38. En el caso de esta propuesta se pudo definir un muro estructural de siete metros de largo para cada una de las propuestas y observando cuidadosamente los resultados vemos que esta relación es aproximadamente un 60% menor que las demás relaciones.

Pier	Rel muro 4ksi y 80cm.	Rel muro 5ksi y 70cm.	Rel muro 6ksi y 60cm.
Pier 1	1.1	1.6	1.02
Pier 2	2.0	1.5	2.5
Pier 3	1.7	1.9	2.2
Pier 4	9.1	9.2	9.4
Pier 5	1.7	1.9	2.2
Pier 6	2.0	1.5	2.5

Cuadro 38: Relación de momento contra cortante último en muros estructurales propuestos.

Los esfuerzos demandados por cortante y momento para cada uno de los muros estructurales fueron obtenidos mediante la utilización del software ETABS y comparados contra las fuerzas nominales resistentes calculadas en la memoria de cálculo mediante las ecuaciones 22 y 27.

Se pudo observar que el muro estructural que propone una resistencia mayor ante los esfuerzos por cortante en el plano es el muro con  $f'_c$  de 6 Ksi y un espesor de 60 centímetros. Los esfuerzos por cortante entran al plano del muro como se muestra en la Figura 12 y debido a que el muro estructural posee un concreto con una resistencia a la compresión mayor que los demás esto aumenta su resistencia en un 2 % con respecto al muro de  $f'_c$  de 4 Ksi y 6 % con respecto al muro de en un  $f'_c$  de 6 Ksi.

La resistencia del concreto a la compresión a los 28 días no lo es todo en cuanto a la resistencia de los muros estructurales contra las demandas del cortante. Los anchos de los muros estructurales propuestos proveen resistencia a cortante de igual manera. Se observó que los muros de 60 y 40 centímetros de espesor poseen relaciones demanda capacidad muy cercanas debido a la configuración propia de cada modelo, la relación entre ellos es cercana a ser uno a uno.

Ubicación de análisis.		Relación D/C por corte en muro 4ksi y 80cm.		
Muro	Pier	$V_n * \phi$ (kip*in)	$V_u$ (kip-in)	Rel D/C
base	Pier 1	13566.18	2527.64	19 %
base	Pier 2	3674.51	803.10	22 %
base	Pier 3	1982.54	117.97	6 %
base	Pier 4	1169.20	59.15	5 %
base	Pier 5	1976.99	118.32	6 %
base	Pier 6	3685.98	809.49	22 %

Cuadro 39: Relaciones demanda capacidad por cortante en el plano del muro con  $f'_c$  4 ksi y 80 cm de espesor.

Ubicación de análisis.		Relación D/C por corte en muro 5ksi y 70cm.		
Muro	Pier	$V_n * \phi$ (kip*in)	$V_u$ (kip-in)	Rel D/C
base	Pier 1	11731.49	3032.06	26 %
base	Pier 2	5095.66	975.21	19 %
base	Pier 3	1835.35	221.68	12 %
base	Pier 4	1144.17	135.01	12 %
base	Pier 5	1827.29	221.62	12 %
base	Pier 6	5095.66	971.32	19 %

Cuadro 40: Relaciones demanda capacidad por cortante en el plano del muro con  $f'_c$  5 ksi y 70 cm de espesor.

Ubicación de análisis.		Relación D/C por corte en muro 6ksi y 60cm.		
Muro	Pier	$V_n * \phi$ (kip*in)	$V_u$ (kip-in)	Rel D/C
base	Pier 1	12378.79109	2526.5163	20 %
base	Pier 2	2829.488405	586.0425923	21 %
base	Pier 3	1429.98266	70.7895219	5 %
base	Pier 4	1066.52046	51.3406492	5 %
base	Pier 5	1427.68672	71.2186244	5 %
base	Pier 6	2838.824301	591.3131324	21 %

Cuadro 41: Relaciones demanda capacidad por cortante en el plano del muro con  $f'c$  6 ksi y 60 cm de espesor.

Sabiendo que los muros estructurales se encuentran controlados por flexión, se observó que la cuantilla de acero requerida por cortante en los muros estructurales especiales propuestos era de 0.0025, siendo el mínimo indicado en la sección 13 se realizó una propuesta con varillas número 6 formando estribos entre ambas capas de acero longitudinal proveídas al muro, estos estribos fueron diseñados para zona sísmica lo cual incito a realizar el cierre de los mismos a 135 grados según la sección 16 y extender una longitud de patas de 12 centímetros para cada estribo como se indica en la Figura 13. Los cálculos pertinentes para encontrar el área de acero transversal fueron realizados utilizando la ecuación 26.

Se observa más a detalle las especificaciones para estribos en la Figura 51.

Ubicación de análisis.		Refuerzo para muro 4ksi y 80cm.	
Muro	Pier	Separación propuesta (in)	Varilla a suministrar
base	Pier 1	10	No. 6
base	Pier 2	10	No. 6
base	Pier 3	9	No. 6
base	Pier 4	10	No. 6
base	Pier 5	9	No. 6
base	Pier 6	10	No. 6

Cuadro 42: Refuerzo transversal por cortante dentro del plano para muro de  $f'c$  4 ksi y 80 cm de espesor.

Ubicación de análisis.		Refuerzo para muro 5ksi y 70cm.	
Muro	Pier	Separación propuesta (in)	Varilla a suministrar
base	Pier 1	12	No. 6
base	Pier 2	12	No. 6
base	Pier 3	9	No. 6
base	Pier 4	12	No. 6
base	Pier 5	9	No. 6
base	Pier 6	12	No. 6

Cuadro 43: Refuerzo transversal por cortante dentro del plano para muro de  $f'c$  5 ksi y 70 cm de espesor.

Ubicación de análisis.		Refuerzo para muro 6ksi y 60cm.	
Muro	Pier	Separación propuesta (in)	Varilla a suministrar
base	Pier 1	13	No. 6
base	Pier 2	13	No. 6
base	Pier 3	9	No. 6
base	Pier 4	13	No. 6
base	Pier 5	9	No. 6
base	Pier 6	13	No. 6

Cuadro 44: Refuerzo transversal por cortante dentro del plano para muro de  $f'c$  6 ksi y 60 cm de espesor.

A continuación se presentan los planos de refuerzo transversal y longitudinal en planta de cada uno de los muros estructurales propuestos:

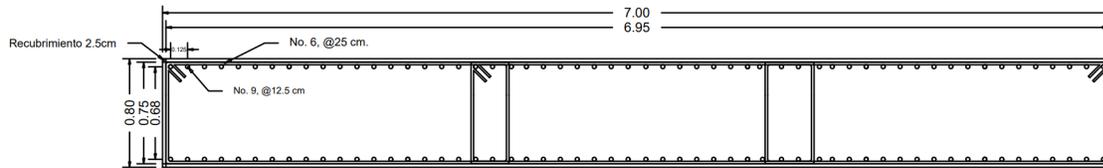


Figura 27: Plano en sección de muro estructural de 7m x 0.8m, Varilla Longitudinal No 9 @ 12.5 cm, Varilla Transversal No 6 @ 25 cm.

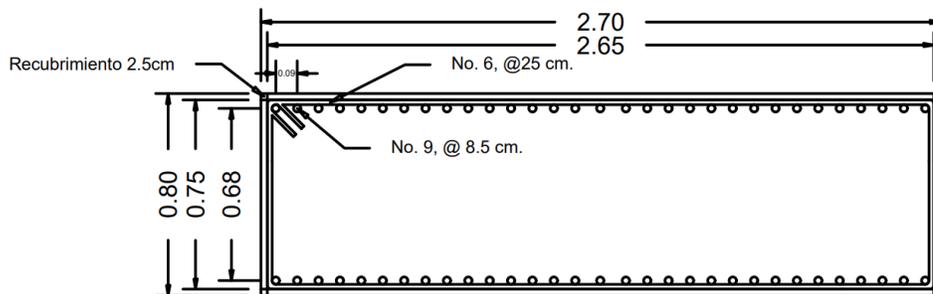


Figura 28: Plano en sección de muro estructural de 2.7m x 0.8m, Varilla Longitudinal No 9 @ 8.5 cm, Varilla Transversal No 6 @ 25 cm.

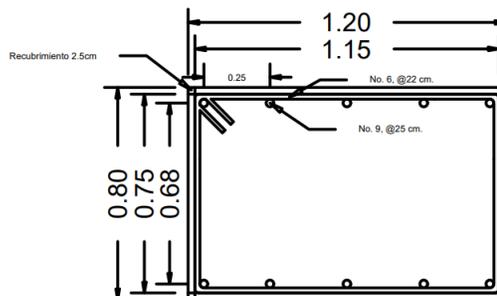


Figura 29: Plano en sección de muro estructural de 1.2m x 0.8m, Varilla Longitudinal No 9 @ 25 cm, Varilla Transversal No 6 @ 22 cm.

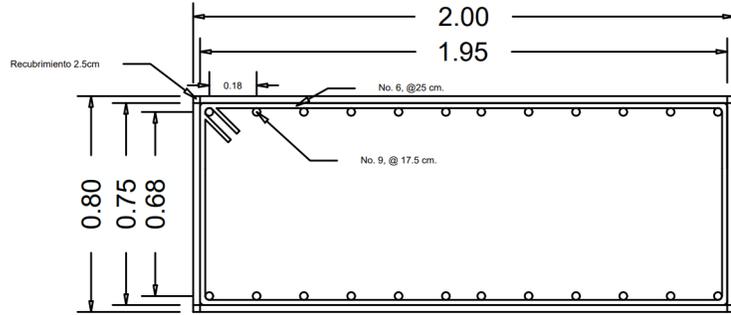


Figura 30: Plano en sección de muro estructural de 2m x 0.8m, Varilla Longitudinal No 9 @ 17.5 cm, Varilla Transversal No 6 @ 25 cm.

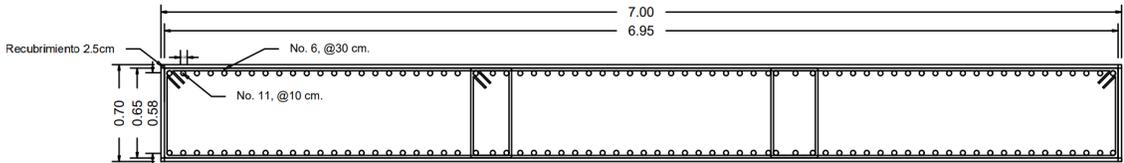


Figura 31: Plano en sección de muro estructural de 7m x 0.7m, Varilla Longitudinal No 11 @ 10 cm, Varilla Transversal No 6 @ 30 cm.

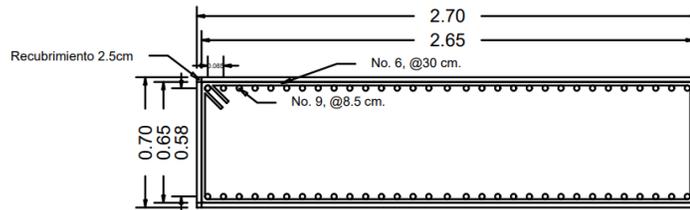


Figura 32: Plano en sección de muro estructural de 2.7m x 0.7m, Varilla Longitudinal No 9 @ 8.5 cm, Varilla Transversal No 6 @ 30 cm.

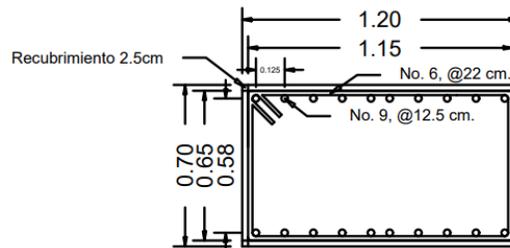


Figura 33: Plano en sección de muro estructural de 1.2m x 0.7m, Varilla Longitudinal No 9 @ 12.5 cm, Varilla Transversal No 6 @ 22 cm.

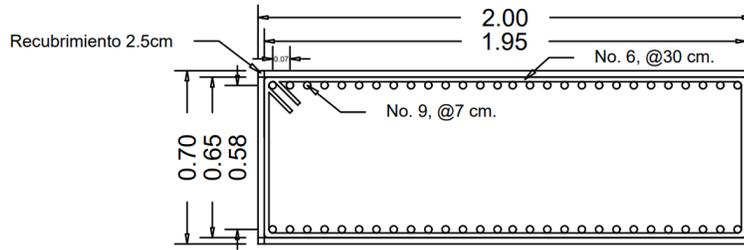


Figura 34: Plano en sección de muro estructural de 2m x 0.7m, Varilla Longitudinal No 9 @ 7 cm, Varilla Transversal No 6 @ 30 cm.

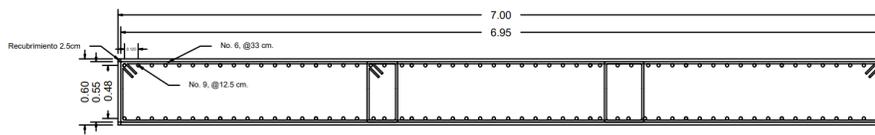


Figura 35: Plano en sección de muro estructural de 7m x 0.6m, Varilla Longitudinal No 9 @ 12.5 cm, Varilla Transversal No 6 @ 33 cm.

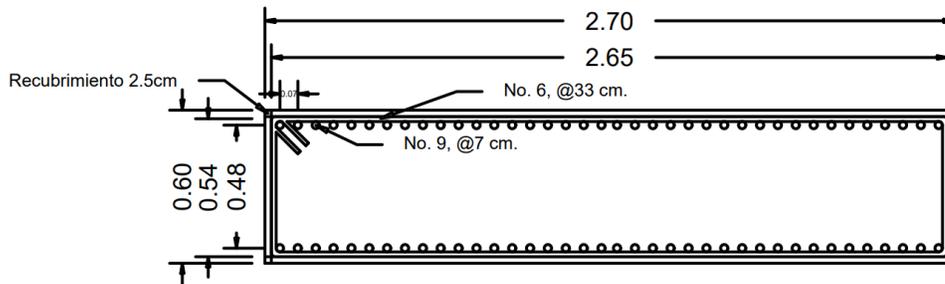


Figura 36: Plano en sección de muro estructural de 2.7m x 0.6m, Varilla Longitudinal No 9 @ 7 cm, Varilla Transversal No 6 @ 33 cm.

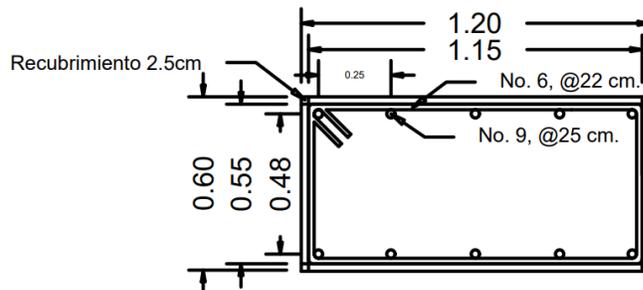


Figura 37: Plano en sección de muro estructural de 1.2m x 0.6m, Varilla Longitudinal No 9 @ 25 cm, Varilla Transversal No 6 @ 22 cm.

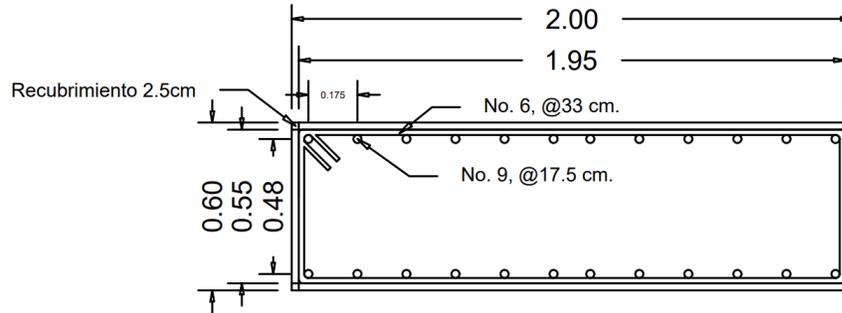


Figura 38: Plano en sección de muro estructural de 2m x 0.6m, Varilla Longitudinal No 9 @ 17.5 cm, Varilla Transversal No 6 @ 33 cm.

Se pudo observar que el muro estructural que propone una resistencia mayor a la flexión en el plano es el muro con  $f'_c$  de 6 Ksi y un espesor de 60 centímetros, y de nuevo este muro posee una relación aproximada de uno a uno con el muro con  $f'_c$  de 4 Ksi y un espesor de 60 centímetros.

Observando las relaciones de demanda contra capacidad en los cuadros 45, 46 y 47 se pudo determinar que en las tres configuraciones propuestas los *piers* dos y seis son los más exigidos ya que estos son los que se encuentran en el eje  $y$  y como se había comentado con anterioridad este es el eje que contiene la menor densidad de muros estructurales. Los muros estructurales en el eje  $y$  están por encima de los demás por aproximadamente un 2 hasta 20 por ciento.

Por otro lado se observa que el muro más exigido analizado individualmente es el *pier* 1 de la propuesta con  $f'_c$  de 5 Ksi y un espesor de 70 centímetros, este muro en especial es el único al cual se le colocaron varillas número 11 debido a la exigencia que causan los esfuerzos a Flexión, todas las demás configuraciones de muros poseen varillas número 9 para soportar los esfuerzos a flexión. Las áreas de acero fueron calculadas mediante la ecuación 8 Esto se debe a que si se comparan los esfuerzos por Flexión últimos de cada una de las propuestas para el *pier* 1, vemos que la propuesta con  $f'_c$  de 5 Ksi es mayor en aproximadamente un 50% y esto causa que esta propuesta sea la menos favorable para este caso al igual que por su resistencia a esfuerzos por cortante.

Analizando los resultados de la investigación se observó que la configuración de muros estructurales más favorable es la que contiene las características  $f'_c$  de 6 Ksi y un espesor de 60 centímetros, debido a que contiene una configuración fácil de ejecutar para los arreglos de acero tanto longitudinal y transversal y a la vez posee las relaciones demanda contra capacidad más bajas tanto a cortante como a flexión. Debido a que los muros estructurales se encuentran controlados por esfuerzos de flexión el refuerzo longitudinal no fue tomado como la cuantilla mínima sino como la requerida por cada sección de muro.

Las longitudes de empalme requeridas por el código de diseño ACI 318-14 se muestran en la Figura 51.

Ubicación de análisis.		Relación D/C por momento en muro 4ksi y 80cm.		
Muro	Pier	Mn* $\phi$ (kip*in)	Mu (kip-in)	Rel D/C
base	Pier 1	646179.98	601864.85	93 %
base	Pier 2	152049.48	142517.71	94 %
base	Pier 3	13433.54	8059.22	60 %
base	Pier 4	40199.83	35263.25	88 %
base	Pier 5	13443.50	8105.26	60 %
base	Pier 6	151974.18	143202.86	94 %

Cuadro 45: Relaciones demanda capacidad por flexión en el plano del muro con f'c 4 ksi y 80 cm de espesor.

Ubicación de análisis.		Relación D/C por momento en muro 5ksi y 70cm.		
Muro	Pier	Mn* $\phi$ (kip*in)	Mu (kip-in)	Rel D/C
base	Pier 1	1153410.52	1104515.22	96 %
base	Pier 2	140184.92	127314.38	91 %
base	Pier 3	23613.44	16955.09	72 %
base	Pier 4	83697.87	80677.06	96 %
base	Pier 5	23592.83	17004.77	72 %
base	Pier 6	140110.10	127925.94	91 %

Cuadro 46: Relaciones demanda capacidad por flexión en el plano del muro con f'c 5 ksi y 70 cm de espesor.

Ubicación de análisis.		Relación D/C por momento en muro 6ksi y 60cm.		
Muro	Pier	Mn* $\phi$ (kip*in)	Mu (kip-in)	Rel D/C
base	Pier 1	651955.65	571272.60	88 %
base	Pier 2	134816.09	127368.83	94 %
base	Pier 3	13273.28	6146.38	46 %
base	Pier 4	40516.23	31393.30	77 %
base	Pier 5	13283.27	6196.12	47 %
base	Pier 6	134744.49	128006.31	95 %

Cuadro 47: Relaciones demanda capacidad por flexión en el plano del muro con f'c 6 ksi y 60 cm de espesor.

Ubicación de análisis.		Refuerzo para muro 4ksi y 80cm.	
Muro	Pier	Separación propuesta (in)	Varilla a suministrar
base	Pier 1	5	No. 9
base	Pier 2	3	No. 9
base	Pier 3	10	No. 9
base	Pier 4	7	No. 9
base	Pier 5	10	No. 9
base	Pier 6	3	No. 9

Cuadro 48: Refuerzo longitudinal por flexión dentro del plano para muro de f'c 4 ksi y 80 cm de espesor.

Ubicación de análisis.		Refuerzo para muro 5ksi y 70cm.	
Muro	Pier	Separación propuesta (in)	Varilla a suministrar
base	Pier 1	4	No. 11
base	Pier 2	3.5	No. 9
base	Pier 3	5	No. 9
base	Pier 4	3	No. 9
base	Pier 5	5	No. 9
base	Pier 6	3.5	No. 9

Cuadro 49: Refuerzo longitudinal por flexión dentro del plano para muro de  $f'c$  5 ksi y 70 cm de espesor.

Ubicación de análisis.		Refuerzo para muro 6ksi y 60cm.	
Muro	Pier	Separación propuesta (in)	Varilla a suministrar
base	Pier 1	5	No. 9
base	Pier 2	3.5	No. 9
base	Pier 3	10	No. 9
base	Pier 4	7	No. 9
base	Pier 5	10	No. 9
base	Pier 6	3.5	No. 9

Cuadro 50: Refuerzo longitudinal por flexión dentro del plano para muro de  $f'c$  6 ksi y 60 cm de espesor.

A continuación se presentan los planos de refuerzo transversal y longitudinal en sección cada uno de los muros estructurales propuestos:

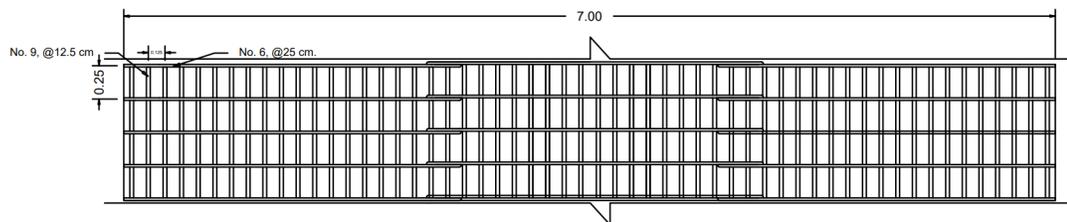


Figura 39: Plano en elevación frontal de muro estructural de 7m x 0.8m, Varilla Longitudinal No 9 @ 12.5 cm, Varilla Transversal No 6 @ 25 cm.

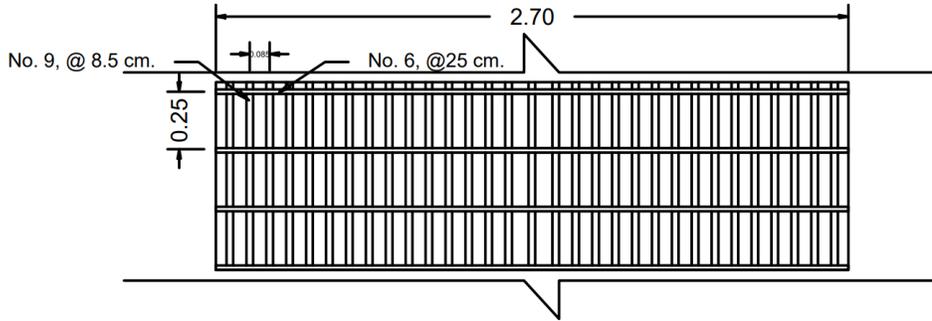


Figura 40: Plano en elevación frontal de muro estructural de 2.7m x 0.8m, Varilla Longitudinal No 9 @ 8.5 cm, Varilla Transversal No 6 @ 25 cm.

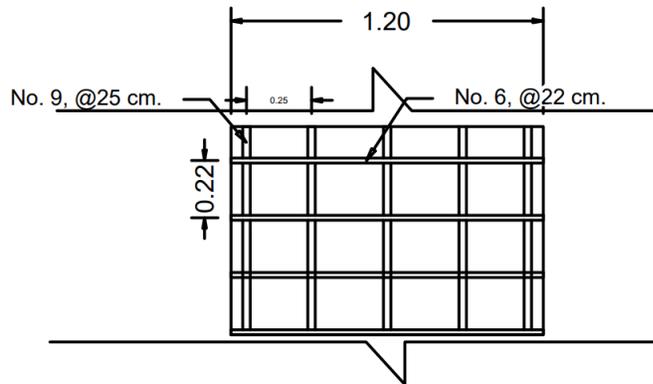


Figura 41: Plano en elevación frontal de muro estructural de 1.2m x 0.8m, Varilla Longitudinal No 9 @ 25 cm, Varilla Transversal No 6 @ 22 cm.

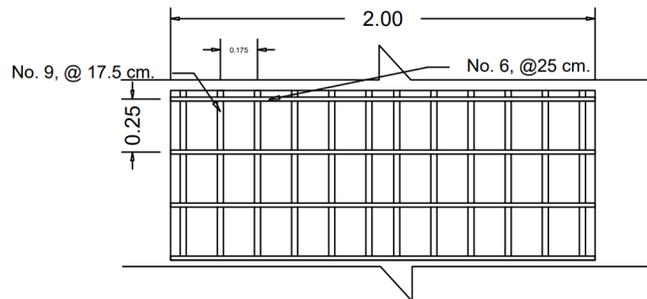


Figura 42: Plano en elevación frontal de muro estructural de 2m x 0.8m, Varilla Longitudinal No 9 @ 17.5 cm, Varilla Transversal No 6 @ 25 cm.

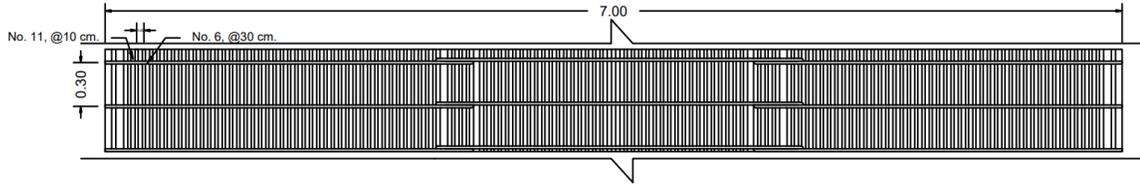


Figura 43: Plano en elevación frontal de muro estructural de 7m x 0.7m, Varilla Longitudinal No 11 @ 10 cm, Varilla Transversal No 6 @ 30 cm.

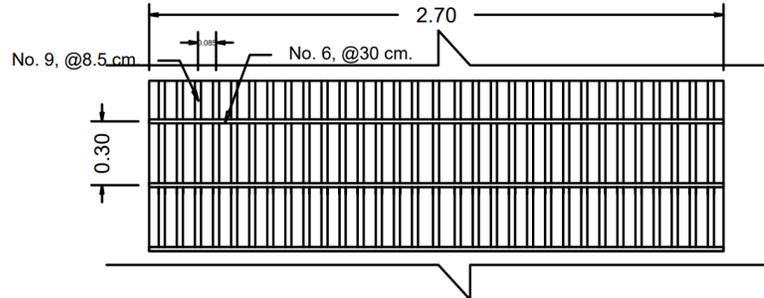


Figura 44: Plano en elevación frontal de muro estructural de 2.7m x 0.7m, Varilla Longitudinal No 9 @ 8.5 cm, Varilla Transversal No 6 @ 30 cm.

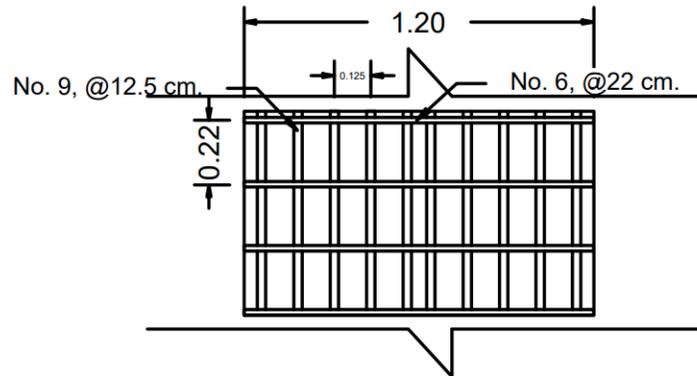


Figura 45: Plano en elevación frontal de muro estructural de 1.2m x 0.7m, Varilla Longitudinal No 9 @ 12.5 cm, Varilla Transversal No 6 @ 22 cm.

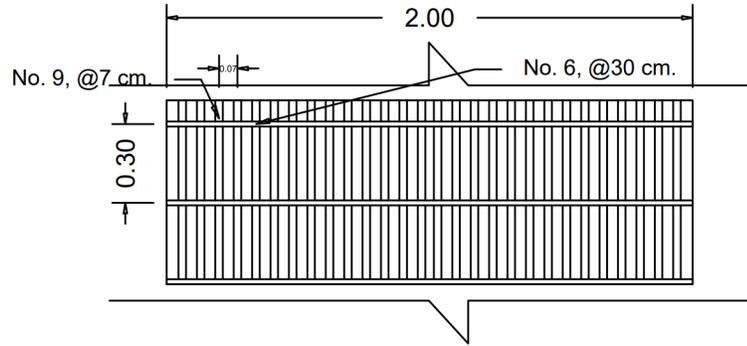


Figura 46: Plano en elevación frontal de muro estructural de 2m x 0.7m, Varilla Longitudinal No 9 @ 7 cm, Varilla Transversal No 6 @ 30 cm.

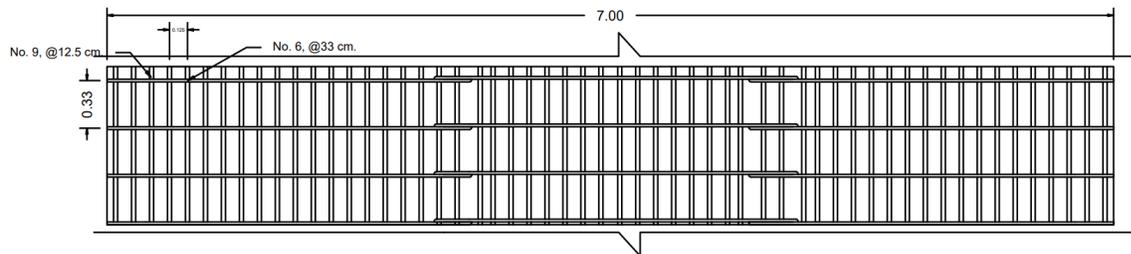


Figura 47: Plano en elevación frontal de muro estructural de 7m x 0.6m, Varilla Longitudinal No 9 @ 12.5 cm, Varilla Transversal No 6 @ 33 cm.

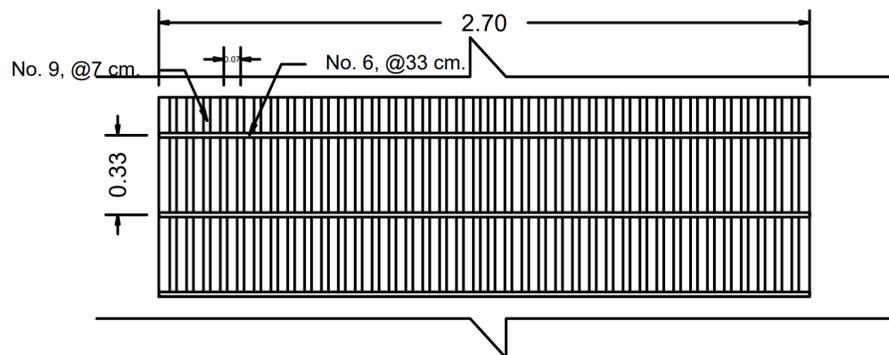


Figura 48: Plano en elevación frontal de muro estructural de 2.7m x 0.6m, Varilla Longitudinal No 9 @ 7 cm, Varilla Transversal No 6 @ 33 cm.

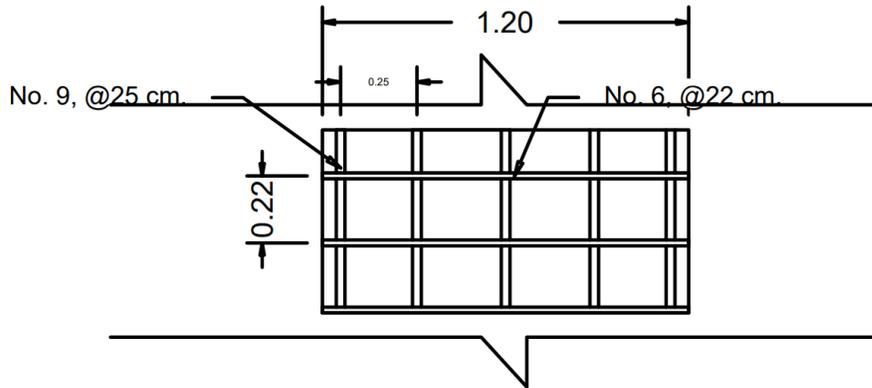


Figura 49: Plano en elevación frontal de muro estructural de 1.2m x 0.6m, Varilla Longitudinal No 9 @ 25 cm, Varilla Transversal No 6 @ 22 cm.

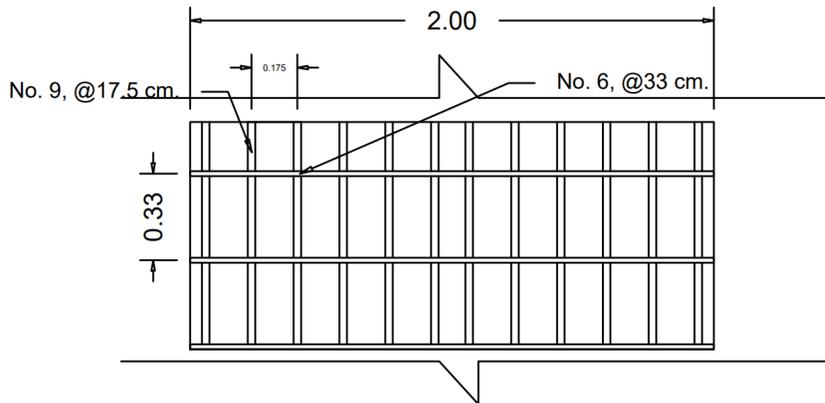
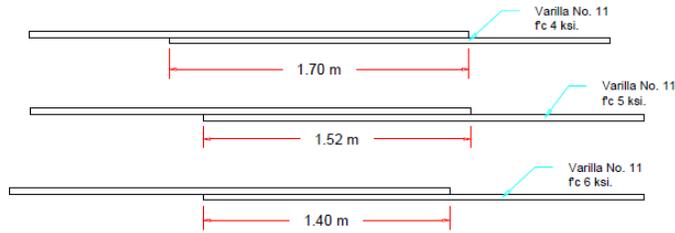


Figura 50: Plano en elevación frontal de muro estructural de 2m x 0.6m, Varilla Longitudinal No 9 @ 17.5 cm, Varilla Transversal No 6 @ 33 cm.

Longitud de pata de estribo para varilla No. 6.



Longitud de empalme para concreto 4, 5 y 6 ksi, varilla No. 11



Longitud de empalme para concreto 4, 5 y 6 ksi, varilla No. 9

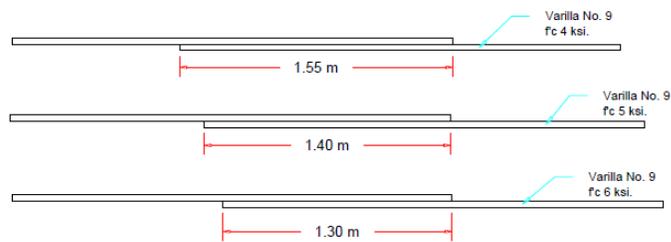


Figura 51: Detallamiento para refuerzo transversal y longitudes de empalme para acero longitudinal según ACI 318-14.

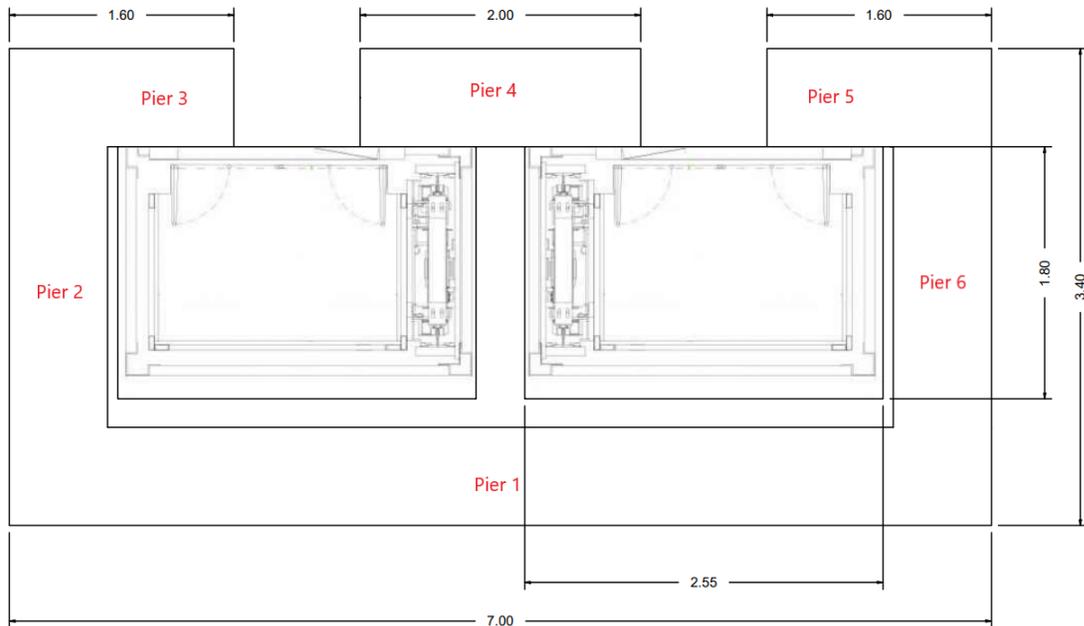


Figura 52: Plano para detalle de elevadores en ducto de muros estructurales y distribución de piers.

- Se logró Integrar y distribuir el cortante basal estático y dinámico mediante las especificaciones del código ASCE/SEI 7-16 para el análisis de las cargas últimas por cortante, determinando así que la propuesta de diseño del muro estructural con una resistencia a la compresión del concreto a los 28 días de seis ksi y un espesor de muro de 60 centímetros es la que mejor maneja los esfuerzos por cortante.
- Se logró realizar un diseño geométrico exitoso de muros estructurales para un sistema dual dentro de la estructura principal, proponiendo así distintos espesores de muro y arreglos de acero de refuerzo tanto longitudinal como transversal para soportar los esfuerzos por cortante y flexión respectivamente.
- Debido a que la edificación no posee irregularidades verticales u horizontales prohibidas por el código de diseño ASCE/SEI 7-16 y posee una relación de largo profundidad de 1.32 para los niveles superiores al lobby y otra de 1.27 para los niveles inferiores tomando en cuenta al lobby, las losas de la edificación se comportan como diafragmas rígidos para la estructura en análisis.
- Según los resultados obtenidos se pudo determinar que la estructura base con un sistema de marcos especiales a momento no cumple con los límites permisibles para derivas indicados en el código de diseño ASCE/SEI 7-16, por otra parte, cada uno de los modelos propuestos como sistemas duales cumplen satisfactoriamente estos chequeos. La disminución con respecto a la deriva máxima luego de realizar el cambio de sistema estructural fue de aproximadamente un 50 %.
- Los desplazamientos sufren una disminución de dos a cinco centímetros por eje luego de realizar el cambio de sistema estructural. Los desplazamientos en el eje  $x$  sufren una disminución del 45 % y en el eje  $y$  un 20 % con respecto al modelo con un sistema estructural de marcos resistentes a momento.
- La relación entre el muro estructural propuesto con una resistencia a la compresión del concreto de 6 Ksi y un espesor de 60 centímetros y el muro con resistencia a la compresión del concreto de 4 Ksi y un espesor de 40 centímetros, comparten una

relación muy cercana a la unidad al comparar sus demandas contra capacidad en cortante y momento último.

- Se verificó que las tres configuraciones de muros propuestas para la investigación cumplen con los requisitos mínimos de los códigos de diseño. Sin embargo, la configuración con muros con una resistencia máxima de compresión en el concreto a los 28 días de 6 Ksi y un espesor de muro de 60 centímetros, fue la propuesta óptima para la edificación.

## CAPÍTULO VII

---

### Recomendaciones

---

- Se insta a la comunidad de ingenieros civiles de Guatemala a realizar investigaciones más profundas y certeras sobre el funcionamiento de los muros estructurales, debido a que por falta de conocimiento de los códigos de diseño se realizan diseños erróneos en zona sísmica.
- A la Universidad del Valle de Guatemala se le incita a implementar cursos específicos de maestría de estructuras basadas en códigos guatemaltecos y estadounidenses, ya que de esta forma pueden realizar comparaciones y darse cuenta de como cambia el diseño para Guatemala.
- El factor económico es uno de los factores más importantes a la hora de realizar el diseño de un proyecto, por lo tanto se recomienda que se realice una investigación enfocada hacia los costos pertinentes de cada una de las estructuras propuestas contra la estructura base de análisis.
- Se recomienda realizar un estudio geotécnico para la ciudad de Guatemala con el fin de utilizar los parámetros obtenidos In situ y realizar una comparación de esfuerzos últimos obtenidos antes y después de ingresar los datos del análisis.
- Se recomienda que se realicen propuestas con una configuración de muros distinta, ubicada lejos del centro de la estructura para observar como cambia la rigidez de la estructura y aumentan sus derivas.
- Se recomienda para futuras investigaciones con base al trabajo realizado que se realice el chequeo por elementos de borde, para muros acoplados y vigas de acople debido a las demandas a las que la estructura está sometida.



- 
- [1] ASCE, *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*, SEI, ed. United States: ASCE, 2017, pág. 889.
  - [2] A. guatemalteca de ingeniería estructural y sísmica, “NSE 1 Generalidades administración de las normas y supervisión técnica.”, pág. 38, 2018.
  - [3] T. J. A. Merritt, S. Frederick, *BUILDING DESIGN AND CONSTRUCTION HANDBOOK Sixth Edition McGRAW-HILL*, 6ta edició. New York: McGraw-hill, 2001.
  - [4] ACI, *ACI 318-14*. 2014, pág. 524.
  - [5] INSIVUMEH, “SISMOLOGÍA”, vol. 1er, págs. 1-20, 2012. dirección: <http://www.insivumeh.gob.gt/sismologia-2/>.
  - [6] Asosismica, “Sismoresistencia”, pág. 95, 2012. dirección: <https://www.asosismica.org.co/>.
  - [7] A. guatemalteca de ingeniería estructural y sísmica, “NSE 2 Demandas estructurales y condiciones de sitio”, pág. 109, 2018.
  - [8] ———, “NSE 2.1 Estudios geotécnicos.”, pág. 49, 2018.
  - [9] J. C. McCormac y R. H. Brown, *Diseño de concreto reforzado*. 10th editi. 2018, pág. 647.
  - [10] J. P. Moehle, J. D. Hooper, D. C. Fields y R. Gedhada, “Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams.”, pág. 41, 2018.
  - [11] J. Moehle, *Seismic design of reinforced concrete buildings*. New York: McGraw-Hill Education, 2015, pág. 873.
  - [12] J. P. Moehle y J. D. Hooper, “Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames.”, pág. 46, 2018.



A. Capturas de pantalla del software utilizado ETABS

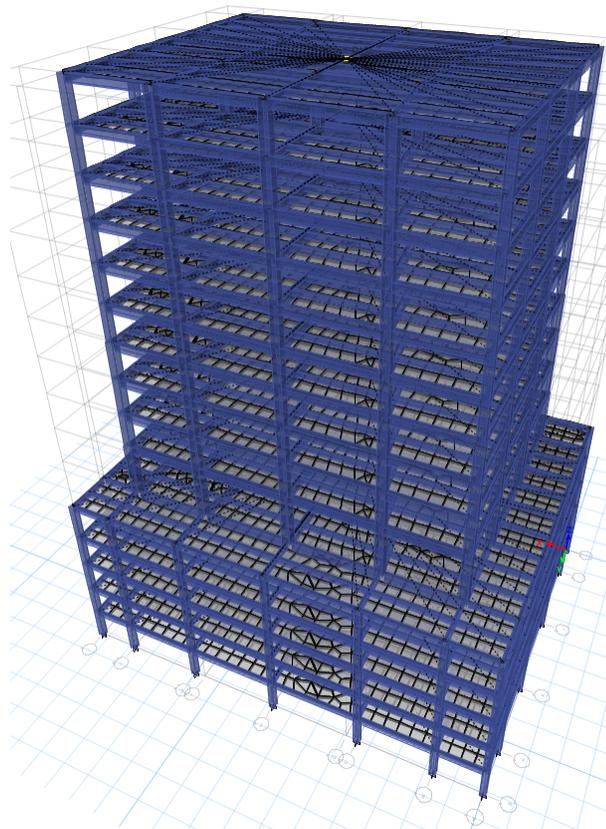


Figura 53: Isométrico para edificación base, con sistema estructural de marcos resistentes a momento.

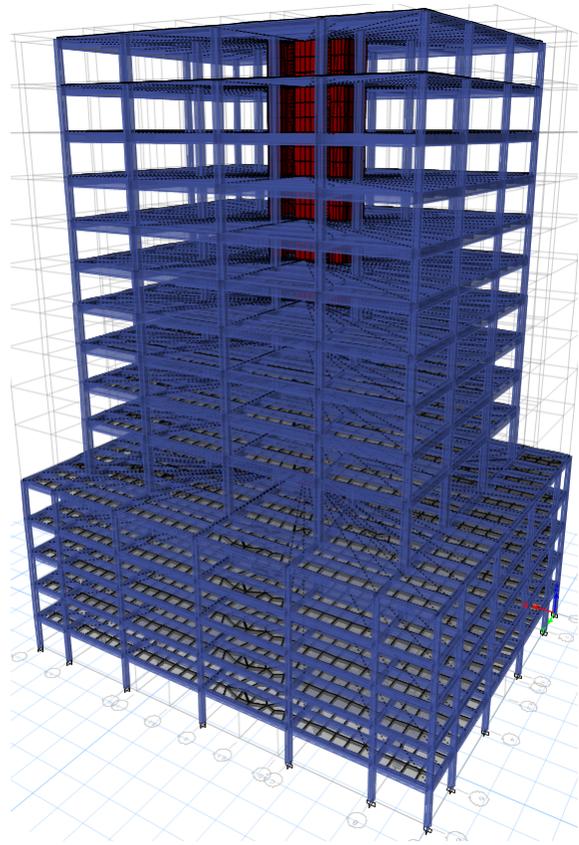


Figura 54: Isométrico para edificación propuesta, con sistema estructural dual.

## B. Hoja de cálculo

Nivel	Altura entre Niveles (mm)	Desp x (mm)	Desp y (mm)	Der X (mm)	Der Y (mm)	Chequeo Der X (mm)	Chequeo Der Y (mm)	Chequeo x	Chequeo y
Sotano 4	0	4.27	3.76	0.00	0.00	0	0	-	-
Sotano 3	3200	12.46	11.27	52.45	48.08	64	64	Cumple	Cumple
Sotano 2	3200	21.60	19.87	58.49	55.00	64	64	Cumple	Cumple
Sotano 1	3200	30.66	28.58	57.96	55.74	64	64	Cumple	Cumple
Lobby	3600	41.09	38.72	66.76	64.92	72	72	Cumple	Cumple
Nivel 2	5000	59.47	55.52	117.66	107.52	100	100	No cumple	No cumple
Nivel 3	3400	71.39	67.20	76.29	74.75	68	68	No cumple	No cumple
Nivel 4	3400	82.05	77.60	68.20	66.56	68	68	No cumple	No cumple
Nivel 5	3400	92.02	87.52	63.80	63.49	68	68	Cumple	Cumple
Nivel 6	3400	101.62	97.60	61.44	64.51	68	68	Cumple	Cumple
Nivel 7	3400	110.08	106.29	54.17	55.60	68	68	Cumple	Cumple
Nivel 8	3400	117.28	113.82	46.08	48.23	68	68	Cumple	Cumple
Nivel 9	3400	123.04	120.02	36.86	39.63	68	68	Cumple	Cumple
Nivel 10	3400	128.00	124.96	31.74	31.64	68	68	Cumple	Cumple
Nivel 11	3400	130.77	128.43	17.72	22.22	68	68	Cumple	Cumple
le (Factor de importancia)	1.25								
Cd	8								

Figura 55: Chequeo de derivas por requerimientos mínimos especificados por el código de diseño ASCE/SEI 7-16, para edificación base con sistema estructural de marcos resistentes a momento.



Definición de materiales		Vigas de acero grado 60			
<b>Propiedades del concreto</b>					
$f'_c$ (psi)	4000	Resistencia a compresión del concreto a los 28 días	Área		
$f'_c$ (kg/m <sup>2</sup> )	315403.883	Resistencia a compresión del concreto a los 28 días	Número		
$E$ (kgf/m <sup>2</sup> )	2531050000	Módulo de elasticidad	Área		
Peso unitario (kgf/m <sup>3</sup> )	2400	Peso unitario			
$E_v$ (kgf/m <sup>3</sup> )	1.06E+09	Módulo de corte del concreto			
<b>Propiedades del acero de refuerzo</b>					
$f_y$ (psi)	60000				
$f_y$ (kgf/m <sup>2</sup> )	4218.4175				
$E$ (kgf/m <sup>2</sup> )	2.10E+10	Módulo de elasticidad			
Peso unitario (kgf/m <sup>3</sup> )	7850	Peso unitario			
<b>Factores de reducción</b>					
$\phi_f$	0.9	Factor de reducción por carga axial y flexión			
$\phi_c$	0.75	Factor de reducción por corte para muros estructurales			
<b>Alturas parciales entre niveles</b>					
Nivel	Altura entre Niveles (m)				
Sotano 4	0				
Sotano 3	3.2				
Sotano 2	3.2				
Sotano 1	3.2				
Lobby	3.0				
Nivel 2	5				
Nivel 3	3.4				
Nivel 4	3.4				
Nivel 5	3.4				
Nivel 6	3.4				
Nivel 7	3.4				
Nivel 8	3.4				
Nivel 9	3.4				
Nivel 10	3.4				
Nivel 11	3.4				
<b>Geometría de muros propuestos</b>					
Pier	Longitud muro (in)	Altura de muro total (in)	Espesor de muro (in)	d (in)	
1	275.6	2047.24	31.4961	220.48	
2	106.3	2047.24	31.4961	85.04	
3	47.24	2047.24	31.4961	37.792	
4	78.84	2047.24	31.4961	63.072	
5	47.24	2047.24	31.4961	37.792	
6	106.3	2047.24	31.4961	85.04	
<b>Fuerzas últimas en muros estructurales</b>					
Muro	pier	P (kib)	Vz (kib)	M3 (kib-m)	P = 0.9*V
Base	Pier 1	13767.4	2527.6	601864.8	1968.2
Base	Pier 2	6275.7	803.1	127314.4	638.6
Base	Pier 3	4216.5	118.0	16955.1	239.6
Base	Pier 4	1359.2	59.1	80677.1	401.3
Base	Pier 5	4226.8	118.3	17004.8	238.3
Base	Pier 6	6283.3	809.5	127925.9	645.4

Figura 57: Datos utilizados para el cálculo de los muros estructurales especiales según su resistencia y geometría.

1. Chequeo de espesor de muro			
Pier	Vu disp (klb)	Vu dem (klb)	Chequeo
1	3293.9518	2527.6	Cumple
2	1270.490117	803.1	Cumple
3	564.6091548	118.0	Cumple
4	942.2901304	59.1	Cumple
5	564.6091548	118.3	Cumple
6	1270.490117	809.5	Cumple
2. Cálculo de Vc para el muro (El menor de los dos valores)			
Pier	1. Vc (Klb)	2. Vc (Klb)	Menor de los 2
1	48585.60344	62081.72847	48585.60344
2	18932.77287	9798.704717	9798.704717
3	8699.278234	5286.785132	5286.785132
4	13382.88433	3117.855991	3117.855991
5	8701.341634	5271.965644	5271.965644
6	18934.29427	9829.273549	9829.273549
Si $(Mu/Vu) - (Lw/2)$ es negativo tomamos el primer valor.			
3. chequeo por necesidad de refuerzo a corte			
Pier	Vc (Klb)	Chequeo	Chequeo
1	18219.60129	Es necesario refuerzo por cortante	Es necesario refuerzo por cortante
2	3674.514269	Es necesario refuerzo por cortante	Es necesario refuerzo por cortante
3	1982.544424	Es necesario refuerzo por cortante	Es necesario refuerzo por cortante
4	1169.195997	Es necesario refuerzo por cortante	Es necesario refuerzo por cortante
5	1976.987117	Es necesario refuerzo por cortante	Es necesario refuerzo por cortante
6	3685.977581	Es necesario refuerzo por cortante	Es necesario refuerzo por cortante
4. Chequeo para utilizar tabla 11.6.1 - ACI 318-14			
Pier	Vc a utilizar (klb)	Vu (Klb)	Chequeo
1	48585.60344	2527.6	Utilizar tabla 11.6.1 - ACI 318-14
2	9798.704717	803.1	Utilizar tabla 11.6.1 - ACI 318-14
3	5286.785132	118.0	Utilizar tabla 11.6.1 - ACI 318-14
4	3117.855991	59.1	Utilizar tabla 11.6.1 - ACI 318-14
5	5271.965644	118.3	Utilizar tabla 11.6.1 - ACI 318-14
6	9829.273549	809.5	Utilizar tabla 11.6.1 - ACI 318-14

Figura 58: Chequeos iniciales para muros estructurales especiales según el código de diseño ACI 318-14.





10. Chequeo por capacidad de corte			
Pier	V (kip)	Vn*Φ (kips)	Chequeo
1	36176.46864	13566.17574	El muro es resistente a los esfuerzos últimos por cortante
2	9798.704717	3674.514269	El muro es resistente a los esfuerzos últimos por cortante
3	5286.785132	1982.544424	El muro es resistente a los esfuerzos últimos por cortante
4	3117.855991	1169.195997	El muro es resistente a los esfuerzos últimos por cortante
5	5271.965644	1976.987117	El muro es resistente a los esfuerzos últimos por cortante
6	9829.273549	3685.977581	El muro es resistente a los esfuerzos últimos por cortante

**18.10.4 Shear strength**

18.10.4.1  $V_n$  of structural walls shall not exceed:

$$V_n = \left[ K_w (\alpha_e \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_s f_y) \right] \quad (18.10.4.1)$$

where the coefficient  $\alpha_e$  is 3.0 for  $h_w/l_w \leq 1.5$ , is 2.0 for  $h_w/l_w \geq 2.0$ , and varies linearly between 3.0 and 2.0 for  $h_w/l_w$  between 1.5 and 2.0.

11. Recubrimiento de muro estructural			
Sistema estructural	Recubrimiento según ACI 318-14 Tabla 20.6.1.3-1 (in)	Member	Reinforcement
Muro estructural	1	All	All
			No. 6 through No. 18 bars
		All	No. 5 bar, W31 or D31 wire, and smaller
		Slabs, joists, and walls	No. 14 and No. 18 bars
		Not exposed to weather or in contact with ground	No. 11 bar and smaller
		Beams, columns, pedestals, and tension ties	Primary reinforcement, stirrups, ties, spirals, and hoops
			1-1/2
			3/4
			1-1/2

Figura 61: Chequeo de demanda contra capacidad por cortante en muros estructurales especiales y recubrimiento requerido.



- $f'_c$  Resistencia máxima de compresión en el concreto a los 28 días.. 80
- corte** Resultante de las tensiones paralelas a la sección transversal del objeto en análisis.. 45
- cuantilla** Grupo de varillas que conforman un área específica de acero de refuerzo.. 48
- deriva** Diferencia del desplazamiento horizontal del centro de masa del nivel de análisis, respecto del centro de masa del nivel inferior al analizado.. 81
- desplazamiento** Distancia entre un punto externo al cuerpo en análisis y el nivel de la edificación que se está analizando.. 28
- esfuerzo** Fuerza que actúa sobre el área unitaria en la que se aplica.. 37
- Etabs** Software innovador y revolucionario para análisis estructural y dimensionamiento de edificios.. 69
- Flexion** Resultante de las fuerzas perpendiculares a la sección longitudinal del objeto en análisis.. 91
- fy** Resistencia a la cedencia del acero de refuerzo.. 40
- In situ** Forma ingenieril de designar un fenómeno observado en el lugar, o una manipulación realizada en el lugar.. 101
- muro** Miembro vertical cuya longitud y altura son mucho más grandes que el grosor.. 9
- pier** Muro pequeño que guarda relaciones propuestas por el usuario en el software ETABS.. 85
- Rigidez** Medida cualitativa de la resistencia a las deformaciones elásticas del objeto en análisis.. 11