

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



**Evaluación estructural de propuesta arquitectónica para
edificación de 85 niveles en la ciudad capital de Guatemala
mediante las especificaciones ASCE/SEI 7-16**

Trabajo de graduación presentado por María René Loarca García para
optar al grado académico de Licenciada en Ingeniería Civil

Guatemala,

2020

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



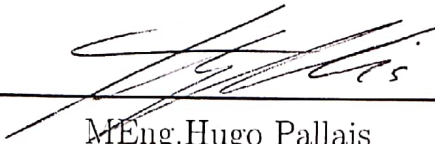
**Evaluación estructural de propuesta arquitectónica para
edificación de 85 niveles en la ciudad capital de Guatemala
mediante las especificaciones ASCE/SEI 7-16**

Trabajo de graduación presentado por María René Loarca García para
optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

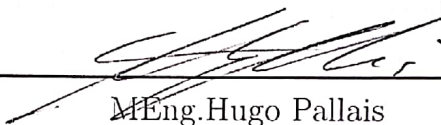
Guatemala,

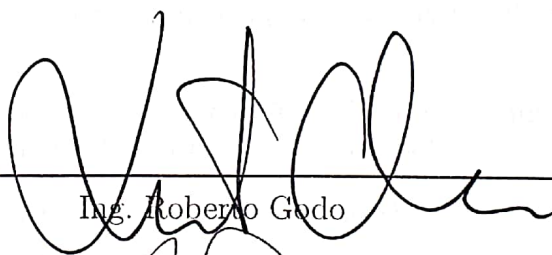
2020

Vo.Bo.:

(f) 
MEng. Hugo Pallais

Tribunal Examinador:

(f) 
MEng. Hugo Pallais

(f) 
Ing. Roberto Godo

(f) 
Ing. Álvaro Córdoba

Fecha de aprobación: Guatemala, 15 de enero de 2020.

Este trabajo de graduación se realizó una evaluación estructural a una edificación de 85 niveles bajo las especificaciones sísmicas de ASCE/SEI 7-16.

Para la realización de este trabajo y de todo lo aprendido quiero agradecer a: Dios, por levantar mi mar una y otra vez y enseñarme que las cosas imposibles para mí son posibles en Él.

Mi abuelita, Magalí por su amor incondicional, por enseñarme todo lo que sé, por iniciar el deseo en mí de ser una mejor persona, por siempre cuidarme y dedicarme todo su tiempo a mis hermanos y a mí.

Mis tíos Roberto y Gusi, por su amor incondicional y estar conmigo en los momentos más difíciles, por enseñarme que en Jesús está la única verdad.

Mi abuelito René, por apoyarme, siempre estar pendiente de como estoy, darme ánimo para ser mejor y enseñarme que el mejor tiempo para volar es contra la corriente.

Mi papá Bobby por brindarme su apoyo y ayuda cuando más la necesitaba, comprenderme y hacer posible el terminar mi carrera.

Mi mejores amigos Jorge Wong, José Diego Franco y Jacqueline Rivera, por ser hermanos para mí.

Mis buenos amigos Santiago González, Erick Ríos, Kenneth Catún y Jorge Rodríguez por hacerme parte de un grupo de amigos que me sacan una sonrisa en los momentos donde entro en pánico.

Kelly Berdúo y Juan Francisco Raimundo por brindarme su ayuda cuando más lo necesitaba.

Al ingeniero Hugo Pallais, por brindarme de su tiempo para ser mi asesor, ayudarme de la mejor manera y enseñarme a ver el sol cuando los días se oscurecen.

Al arquitecto Al Moshe Asturias, por siempre estar pendiente de mis avances, brindarme su ayuda en cada paso e impulsarme a seguir adelante en todo momento.

A la licenciada Eugenia Rosales por brindarme la oportunidad de estudiar aquí.

Al ingeniero Roberto Godo, por ser un director que busca las mejores oportunidades para sus alumnos.

Por último, agradezco a todos mis compañeros, porque no solo son compañeros son grandes amigos con los que pasé los mejores momentos a lo largo de estos 5 años.

Prefacio	VI
Lista de figuras	X
Lista de cuadros	XI
Resumen	XIII
Abstract	XV
1. Introducción	1
2. Objetivos	3
2.1. Objetivo general	3
2.2. Objetivos específicos	3
3. Marco teórico	5
3.1. Interior de la Tierra	5
3.2. Discontinuidades	5
3.3. Origen los sismos	6
3.3.1. Placas tectónicas	6
3.3.2. Tipos de fallas	8
3.3.3. Puntos de liberación de energía	9
3.3.4. Tipos de ondas sísmicas	9
3.3.5. Escalas sísmicas	10
3.4. Situación sísmica en Guatemala	12
3.4.1. Eventos sísmicos de mayor importancia	13
3.5. Propiedades estructurales	13
3.6. Materiales estructurales en rascacielos	15
3.6.1. Concreto de alta resistencia	15
3.6.2. Acero A992	16
3.7. Sistemas estructurales en rascacielos	16
3.7.1. Marcos rígidos	16

3.7.2.	Sistemas de núcleo central	17
3.7.3.	Muros de corte	19
3.7.4.	Sistemas tubulares	20
3.8.	Aspectos sísmicos	21
3.8.1.	Fuerzas de transferencia	21
3.8.2.	Parámetros para modelar respuesta sísmica según NSE 3-2018	21
3.8.3.	Rigidez de los diafragmas	22
3.9.	Sistemas estructurales según ASCE	23
3.9.1.	Combinación de sistemas en distintas direcciones	24
3.9.2.	Combinaciones de sistemas en la misma dirección	24
3.9.3.	Análisis de dos fases	24
3.9.4.	Requerimientos especiales de cada sistema estructural	24
3.10.	Método de fuerza estática equivalente conforme al código ASCE/SEI 7-16	27
3.11.	Análisis modal espectral	33
3.11.1.	Número de modos	33
3.11.2.	Parámetros de respuesta modal	33
3.11.3.	Modelado estructural	34
4.	Descripción del proyecto	37
4.1.	Planta típica de sótanos	38
4.2.	Tramo de oficinas	40
4.3.	Tramo de apartamentos	41
4.4.	Elementos estructurales	43
4.5.	Materiales utilizados	45
5.	Parámetros utilizados y modelación	47
5.1.	Revisión de planos	47
5.2.	Modelación en ETABS	47
5.3.	Análisis estático	49
5.3.1.	Análisis dinámico	51
5.3.2.	Análisis de irregularidades y derivas	51
5.3.3.	Diseño de propuesta de cimentación	51
6.	Discusión y resultados	55
7.	Conclusiones	75
8.	Recomendaciones	77
9.	Bibliografía	79
10.	Anexos	81
10.1.	Planos elaborados por la Facultad de Arquitectura de la Universidad Francisco Marroquín para la elaboración del presente Trabajo	81
10.1.1.	Arquitectura	81
11.	Glosario	89

Lista de figuras

1.	Placas tectónicas	7
2.	Borde divergente	7
3.	Borde convergente	8
4.	Borde transformante	8
5.	Marco tectónico en Guatemala	12
6.	Marcos rígidos	17
7.	Sistemas de núcleo central	18
8.	Sistemas de núcleo central losas en voladizo	18
9.	Sistemas de núcleo central módulos de voladizo	19
10.	Sistemas de muros de corte	20
11.	Sistemas tubulares	21
12.	Parámetros C_t y x	29
13.	Derivas permisibles	35
14.	Planta típica de sótanos	38
15.	Tramo oficinas	40
16.	Apartamentos	42
17.	Columnas	43
18.	Vigas principales VP1 y VP3	43
19.	Viga principal VP5	44
20.	Viga secundaria VS1	44
21.	Viga secundaria VS2	44
22.	Modelo en ETABS	47
23.	Planta típica Nivel 1-46	48
24.	Planta típica Nivel 47-76	48
25.	Espectro de respuesta	51
26.	Zapatas en planta	55
27.	Bulbo de presión debajo de una zapata	56
28.	Superposición de bulbos de presión	56
29.	Vista en planta	57
30.	Vista en elevación	58

31.	Separación entre estribos prohibida por el código	58
32.	Transferencia de cargas	59
33.	Colocación de vigas secundarias	60
34.	Vista en planta columnas	60
35.	Armaduras y tensores	62
36.	Falta de continuidad en columnas	63
37.	Modelo de prueba	68
38.	Modelo en planta	72
39.	Modelo 3D	72

Lista de cuadros

1.	Irregularidades horizontales	26
2.	Irregularidades verticales	27
3.	Método de carga estática equivalente	50
4.	Calibración del espectro	51
5.	Parámetros del suelo	52
6.	Reacciones en la base	53
7.	Nuevo dimensionamiento	53
8.	Modos de vibración	61
9.	Periodo de vibración con una sola planta típica	61
10.	Revisión de derivas pisos 76-25	64
11.	Revisión de derivas pisos 24-1	65
12.	Revisión de derivas eje Y pisos 76-1	66
13.	Revisión de derivas	67
14.	Chequeo de derivas	69
15.	Modos de vibración	69
16.	Revisión de derivas	73
17.	Revisión de derivas	74
18.	Período de la estructura	74

El diseño estructural y la arquitectura son dos ramas de la construcción que deben ir enlazadas, ya que no se puede lograr una sin la otra. Arquitectos (as) deben tener un conocimiento básico de criterios estructurales para iniciar un predimensionamiento con secciones transversales que se adecuen a las cargas de la edificación y diseñar un espacio funcional que se adapte a las solicitudes del cliente. Posteriormente cuando el diseño pasa al especialista en estructuras las dimensiones se modifican para que los elementos soporten las solicitudes tanto gravitacionales como sísmicas. Sin embargo, se busca que estas no sufran cambios radicales ya que esto podría traer grandes repercusiones en la arquitectura que el cliente desea.

El objetivo de este trabajo de graduación es el realizar una evaluación estructural a una propuesta arquitectónica de 85 niveles realizada por una alumna de la Facultad de Arquitectura de la Universidad Francisco Marroquín mediante las especificaciones ASCE/SEI 7-16 para conocer las derivas de la estructura y tener una idea de las fuerzas con las que los elementos estructurales deben diseñarse y de esta forma indirectamente conocer que tan aproximadas fueron las secciones propuestas, además de identificar las irregularidades verticales y horizontales para conocer su viabilidad constructiva.

El proceso se dividió en revisión de planos, modelación en el software de análisis y diseño estructural ETABS y análisis de resultados. Durante el proceso de revisión de planos se identifican una serie de deficiencias en la estructura que indican que no se cuentan con criterios estructurales lo que hace a la estructura inviable, posteriormente los resultados de un análisis dinámico lo confirman retornando datos alejados de la realidad.

La estructura supera el límite de derivas permisibles establecido por el código en más de un 100 %, las irregularidades horizontales y verticales pasaron a no ser tan relevantes debido a que el predimensionamiento de los elementos estructurales fue totalmente desacertado.

El resultado de mayor relevancia es la falta de rigidez por parte del sistema estructural utilizado, el cual no es posible de modificar para que la estructura sea funcional ya que un solo sistema estructural para la altura de la estructura no será suficiente para proporcionar la rigidez requerida por lo que se realiza una propuesta de un sistema estructural en base a la altura y solicitudes de la edificación.

Structural design and architecture are two construction fields that are linked, since one cannot be achieved without the other. Architects must have a basic knowledge of structural criteria to be able to design a functional space with structural elements that have a cross-sectional area that is reasonable with the loads.

Later in the design process when the structural engineer gets involved, the cross-sectional area of elements is modified so that they are capable of supporting gravitational and seismic loads. However, it is sought that these do not undergo radical changes since this would modify the architectural design. The main goal of this dissertation is to carry out a structural evaluation of an architectural model of 85 levels carried out by a student of the Architecture Department of the Francisco Marroquín University through the ASCE / SEI 7-16 specifications to know the structure's drifts and have an idea of the loads with which the structural elements must be designed and thus indirectly know how approximate the proposed sections were, in addition, to identify the vertical and horizontal irregularities to know the constructive viability.

The process was divided into plan review, modelation on ETABS and result's analyses. During the plan review process, a series of deficiencies were identified in the structure indicating that there is no structural criteria in the design process making the structure unfeasible. Later on, the results of a dynamic analysis confirm it with unreasonable data.

The structure exceeds the allowable drift limit established by the code and the horizontal and vertical irregularities became less relevant because the sizing of the structural elements was totally misguided.

The most important though, is the lack of stiffness on the structural system used, which is not possible to modify so that the structure is functional since a single structural system for the height of the building will not be enough to provide the required stiffness. Therefore, a new structural system is proposed based on the height and loads of the structure.

CAPÍTULO 1

Introducción

El diseño de una estructura requiere del trabajo colaborativo de una serie de profesionales, siendo arquitectos e ingenieros dos de ellos. Estos deben estar en sintonía para tomar decisiones colaborativas que lleven a la mejor alternativa. Ambos deben conocer del ámbito de trabajo del otro, tener un conocimiento básico de como se efectúa su metodología de trabajo para evitar que la toma de decisiones individuales atrase o perjudique al otro profesional más aun en una zona sísmica como Guatemala.

La amenaza sísmica para Guatemala es un peligro inminente por lo que los elementos estructurales de cualquier edificación deben ser capaces de disipar esta energía mediante un dimensionamiento y detallamiento adecuado, lo cual debe tenerse presente desde etapas tempranas de diseño, como la arquitectura de la estructura.

El objetivo principal de este trabajo de graduación es realizar un análisis estructural mediante las especificaciones ASCE/SEI 7-16 a una propuesta arquitectónica de 85 niveles realizada por una alumna de la Universidad Francisco Marroquín donde se diagnosticarán los elementos estructurales propuestos en cuanto a su geometría y si estos son aptos para el tipo estructura, se evalúan irregularidades en horizontales y verticales y se analizan las derivas utilizando los límites permisibles por el código ASCE/SEI 7-16, de esta forma puede tenerse una idea de las prioridades en el ámbito arquitectónico y como estas pueden repercutir en el comportamiento dinámico de la estructura.

2.1. Objetivo general

Realizar un análisis estructural sobre la propuesta conceptual de un edificio de 85 niveles utilizando las especificaciones ASCE/SEI 7-16.

2.2. Objetivos específicos

- Utilizar el método de carga estática equivalente para calibrar el análisis dinámico.
- Ejecutar un análisis dinámico para verificar que la estructura cumple con límites de derivas permisibles establecidos por el código ASCE/SEI 7-16.
- Identificar las posibles irregularidades en planta y en elevación de la propuesta arquitectónica para determinar la viabilidad constructiva de la edificación.

3.1. Interior de la Tierra

El planeta Tierra en su interior está conformado por 3 regiones principales las cuales tienen propiedades químicas distintas, estas son:

- Corteza: La corteza es la capa mas externa cuyo espesor varía entre 3 hasta 70 km. En las cordilleras oceánicas su espesor varia entre 3 a 5 km, debajo de los continentes se extiende alrededor de 25 a 40 km y en cinturones montañosos puede tener hasta 70 km [1].
- Manto: El manto es una capa sólida de roca muy rica en sílice la cual tiene un grosor de aproximadamente 2,900 km. El manto se divide en dos regiones:
 - Astenósfera (manto superior)
 - Mesósfera (manto inferior)
- Núcleo: El núcleo posee una forma esférica con un radio de 3,486 km y se compone principalmente por hierro. Su densidad es de aproximadamente 11g/cm^3 [1]. Se divide en 2 regiones:
 - Núcleo externo: Es una capa líquida de aproximadamente 2,270 km de grosor.
 - Núcleo interno: Es una esfera de material sólido con un radio de 3,486 km.

3.2. Discontinuidades

Existen cambios bruscos de propiedades mecánicas entre regiones los cuales se denominan discontinuidades, entre ellas se encuentran la discontinuidad de Mohorovic la cual divide el

manto de la corteza a una profundidad aproximada de 50 km, aquí el material sólido de la corteza contrasta con el líquido del manto subyacente.[1]

A mayor profundidad, aproximadamente 2,800 km existe la discontinuidad de Gutenberg la cual separa el manto inferior del núcleo externo [1].

Por último a 5,150 km de profundidad se encuentra la discontinuidad de Lehmann la cual separa el núcleo externo del núcleo interno el cual se encuentra a 6,376 km de profundidad[1].

3.3. Origen los sismos

3.3.1. Placas tectónicas

La corteza terrestre junto a la parte superior del manto conforma una capa rígida denominada litósfera, esta se encuentra fragmentada en trozos denominados placas tectónicas. La litósfera posee un grosor de aproximadamente 100 y 150 km y flota sobre la astenósfera, esto sucede debido a que en la astenósfera las rocas se encuentran muy cercanas a su temperatura de fusión lo que permite movimiento de la litósfera, por lo que las placas tectónicas son capaces de moverse y cambiar de forma, a partir de este movimiento se genera una liberación de energía de donde provienen los sismos. Estos varían dependiendo del movimiento de las placas [1].

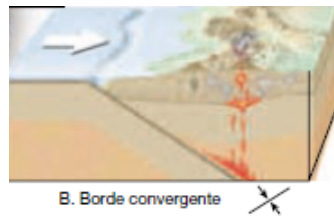
El planeta está conformado por 7 placas tectónicas principales:

- Placa Sudamericana
- Placa Norteamericana
- Placa Euroasiática
- Placa Indoaustraliana
- Placa Africana
- Placa Antártica
- Placa Pacífica

Las placas secundarias son:

- Placa de Cocos
- Placa del Caribe
- Placa de Nazca
- Placa Juan de Fuca
- Placa Filipina

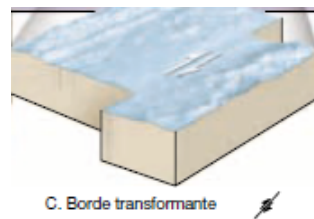
Figura 3: Borde convergente



[1]

- Transcurrente o transformante: Este movimiento conserva la corteza ya que dos placas se desplazan de manera lateral una con respecto a la otra.

Figura 4: Borde transformante



[1]

3.3.2. Tipos de fallas

Una falla es una fractura sobre la corteza a lo largo de la cual se ha tenido un desplazamiento apreciable. Existen fallas de escala normal las cuales se presentan como rupturas aisladas de desplazamiento de un par de kilómetros mientras las fallas de escala grande presentan desplazamientos de cientos de kilómetros. Los movimientos súbditos a lo largo de las fallas son responsables de terremotos en muchos casos, sin embargo, también ofrecen información valiosa acerca del movimiento. Las superficies de falla se desgasta debido al rozamiento y pueden resultar pulidas, esto se denomina espejo de falla lo cual presenta la dirección de desplazamiento reciente [1]. Las fallas pueden clasificarse según su movimiento como:

- Normal: El bloque de techo, el cual está por encima de la falla se desplaza hacia abajo en relación con el bloque de muro el cual es la superficie inferior. La mayoría de este tipo de fallas presenta ángulos de buzamiento de 60° que disminuyen con la profundidad y sus desplazamientos pueden considerarse pequeños ya que son alrededor de un metro, sin embargo, algunas pueden extenderse por docenas de kilómetros.
- Inversa: El bloque de techo se desplaza de forma ascendente con respecto al bloque de muro. Generalmente presentan buzamientos superiores a 45° . Este tipo de falla también puede denominarse como cabalgamiento cuando el ángulo de buzamiento es inferior a 45° . Debido al movimiento de los bloques la corteza tiende a acortarse, los

cabalgamientos resultan de esfuerzos de compresión por lo que su formación se da en zonas de subducción donde las placas colisionan.

- **Transcurrente:** El movimiento de los bloques es horizontal y paralelo a la dirección de la superficie de falla. Este tipo de falla puede alterar cauces de ríos y producir depresiones debido a las rocas pulverizas debido al rozamiento. Muchas de estas fallas acomodan el movimiento entre grandes placas de corteza.

3.3.3. Puntos de liberación de energía

- **Hipocentro o foco:** Punto debajo de la superficie terrestre donde ocurre una liberación de energía, partir del cual se irradia a todas las direcciones.
- **Epicentro:** Punto sobre la superficie terrestre situado directamente por encima del hipocentro.
- **Distancia focal:** Distancia desde el hipocentro hacia un punto de interés.

3.3.4. Tipos de ondas sísmicas

Un terremoto es un movimiento ondulatorio que propaga energía a través del terreno por medio de ondas sísmicas, las cuales se clasifican como mecánicas ya que requieren de un medio para su propagación. El movimiento diferencial de una partícula con respecto a otra genera esfuerzos dentro del material de viaje, estos varían según las propiedades mecánicas del material y el tipo de onda sísmica [1]. Las ondas sísmicas pueden clasificarse como:

Internas

Las ondas internas viajan por el interior de la tierra y se dividen en:

- **Primarias (ondas P):** Las ondas P se generan desde el hipocentro, empujan y comprimen el terreno ya que viajan longitudinalmente. Poseen la mayor velocidad por lo que son las primeras que registra un sismógrafo. Son capaces de transportarse a través de sólidos, líquidos o gases pero no en el vacío, cuando se genera un sismo en cualquier punto sobre la corteza estas viajan a través del manto y núcleo y pueden ser percibidas en sitios diametralmente opuestos [1].
- **Secundarias (ondas S):** Las ondas S sacuden las partículas de forma ortogonal respecto a la dirección en la que viajan. Poseen menor velocidad que las ondas P de ahí su nombre, ya que se registran posteriormente, su velocidad es alrededor del 58 que una onda P. Debido al movimiento de corte solo pueden transportarse en sólidos ya que los fluidos no poseen rigidez, por lo que estas ondas no pueden viajar por el interior del planeta ya que su trayectoria se vería interrumpida al llegar al núcleo externo líquido [1].

Superficiales

Ondas que se propagan a lo largo de la superficie del terreno, se generan luego de que las ondas S lleguen a la superficie por lo que son las ultimas que se registran en un sismógrafo se dividen en:

- Love: Son una combinación entre ondas longitudinales y transversales de donde el desplazamiento de las partículas se da solo en dirección horizontal produciendo un movimiento de corte sobre la superficie. Su velocidad es aproximadamente un 90 de la velocidad de las ondas S [1].
- Rayleigh: Poseen un movimiento elíptico y retrogrado con sentido contrario a las agujas del reloj. En la superficie del terreno libre se da su amplitud máxima y esta disminuye con la profundidad, su velocidad de propagación es de un 70 % la velocidad de las ondas S [1].

3.3.5. Escalas sísmicas

A lo largo de la historia se han utilizado distintos métodos para obtener medidas fundamentales que describen el comportamiento de un sismo las cuales se dividen en 2 categorías.

Magnitud

Mide la cantidad de energía liberada relacionada a la amplitud a 100 km del epicentro.

- Richter: En 1935, Charles Richter del Instituto de Tecnología de California desarrolló una escala logarítmica para describir la magnitud de los sismos y que estos pudieran ser comparables. En esta escala un aumento de diez veces en la amplitud de onda corresponde a un incremento de 1 en la escala de magnitud. Esta escala se utiliza para magnitud de 2-6.9 [1].
- Momento: En los últimos años se observó la escala de Richter se saturaba para magnitudes mayores a 6.9 por lo que se desarrolló la escala de momento la cual toma en cuenta una serie de factores, como el desplazamiento medio a lo largo de la falla, el área de superficie de ruptura y la resistencia de cizalla de roca fallada, la cual es una medida de cuanta energía elástica puede guardar una roca antes de su ruptura súbita y la liberación de esta en energía en forma de vibraciones. Sin embargo, también puede calcularse a partir de sismogramas examinando las ondas sísmicas con periodo muy largo. Los valores obtenidos se han calibrado para que los terremotos de tamaño pequeño a medio tengan magnitudes de momento similares a la magnitud de Richter, pero para terremotos muy grandes las magnitudes de Momento resultan más convenientes [1]. La magnitud de Momento ha sido aceptada por los expertos debido a varias razones:
 - Es la única escala de magnitud que es funcional y adecuada para medir el tamaño de terremotos muy grandes.

- Puede derivarse matemáticamente a partir del tamaño de la superficie de ruptura y desplazamiento.
- Puede verificarse mediante métodos independientes como estudio de campo y métodos sismográficos.

Intensidad

La escala de intensidad es la percepción de un sismo en un lugar específico y no tiene que ver con la magnitud. Se basa en los efectos de destrucción de los sismos lo cual depende de factores como la calidad de los materiales de construcción por lo que esta escala es más recomendable para áreas donde no existe información de un sismógrafo [1].

- Mercalli: Para estandarizar el estudio de la gravedad de los terremotos se desarrollaron varias escalas de intensidad que consideraran el daño en estructuras y descripciones de los individuos en general, fue así que en 1902 Giuseppe Mercalli desarrolló una escala fiable que aún se utiliza hoy en día. La escala de intensidad de Mercalli se basó solamente en estructuras localizadas en California, Estados Unidos, sin embargo, su uso se utiliza alrededor del mundo para asimilar la fuerza de un sismo. Es una escala descriptiva de 12 grados la cual se basa en efectos observables. Los primeros grados de esta escala hacen relación a como las personas perciben el temblor mientras que los grados más altos se relacionan con el daño estructural de las edificaciones, estos empiezan a partir del grado VI. A pesar de que este tipo de escala suministra información en zonas donde no se cuenta con un sismógrafo, se presentan dificultades para cuantificar la dimensión de un terremoto ya que se basa en el nivel de destrucción y la destrucción producida no es una medida real de la dimensión de un terremoto [1].

Escala de intensidad de Mercalli Modificada

I No sentido, excepto por algunas personas bajo circunstancias especialmente favorables.

II Sentido sólo por unas pocas personas en reposo, especialmente en los pisos elevados de los edificios.

III Sentido con bastante nitidez en los interiores, especialmente en los pisos superiores de los edificios, pero muchas personas no lo reconocen como un terremoto.

IV Durante el día, sentido en interiores de edificios por muchas personas, en los exteriores por muy pocas. Sensación de que un camión pesado haya chocado contra el edificio.

V Sentido por casi todo el mundo, muchos se despiertan. A veces se observan cambios en los árboles, los postes y otros objetos altos.

VI Sentido por todos; muchos se asustan y salen a la calle. Algunos muebles pesados se mueven; pocos casos de paredes caídas o chimeneas dañadas. Poco daño.

VII Todo el mundo corre a la calle. Daño despreciable en los edificios de diseño y construcción buenos; de ligero a moderado en las estructuras de construcción ordinaria; considerable en los edificios pobres o con estructuras mal diseñadas.

VIII Daño ligero en estructuras especialmente diseñadas; considerable en edificios sustanciales ordinarios con derrumbamiento parcial; grande en estructuras mal construidas (caída de chimeneas, columnas, monumentos, muros).

IX Daño considerable en estructuras especialmente diseñadas. Los edificios son desplazados de sus cimientos. Se abren grietas en el suelo.

X Se destruyen algunas estructuras de madera bien construidas. La mayoría de las estructuras de albañilería y madera se destruyen. Se abren muchísimas grietas en el terreno.

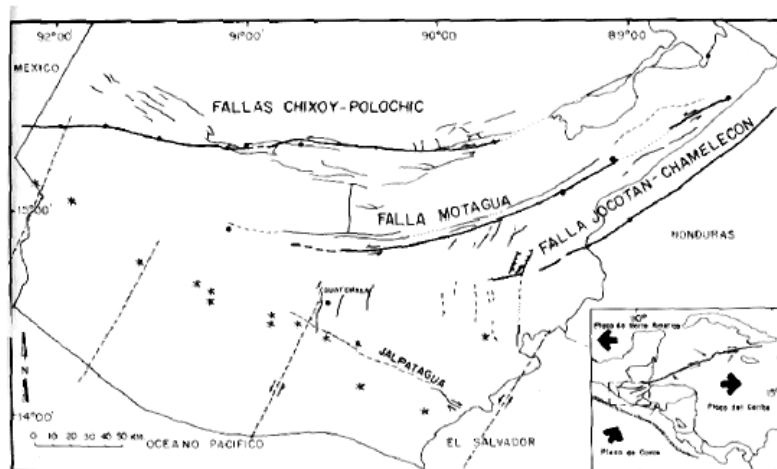
XI Quedan de pie muy pocas estructuras, si queda alguna. Se destruyen los puentes; grandes fisuras en el terreno.

XII Daño total. Se ven ondas en el suelo. Los objetos son lanzados al aire.

3.4. Situación sísmica en Guatemala

Guatemala se encuentra dentro de la interacción de tres placas tectónicas, Norteamérica, Caribe y Cocos, donde la placa de Norteamérica y Caribe se encuentran en transcurrencia y la de Cocos está en subducción con la del Caribe. Las fallas de transcurrencia en la superficie del país son Motagua y Chixoy-Polochic la falla de subducción se encuentra a aproximadamente 50 km de la costa del Pacífico [2].

Figura 5: Marco tectónico en Guatemala



[2]

Además de las fallas geológicas Motagua y Chixoy Polochic las cuales se consideran como las principales debido a que atraviesan gran parte del territorio guatemalteco, existen muchas otras que accidentan el país, de las cuales se enlistan algunas a continuación:

- Falla de Mixco: Ubicada en Mixco sobre el valle de Guatemala al oeste de la cabecera central [2].

- Falla de Santa Catarina Pinula: Ubicada en el valle de la ciudad de Guatemala en el municipio de Santa Catarina Pinula [3].
- Falla del Frutal: Ubicada en el municipio de Villa Nueva al sur. oeste de la capital guatemalteca [3].
- Falla de Jalpatagua: Se extiende desde el Sur de Amatitlán hasta Moyuta, Jutiapa afecta la parte sur del país [2].
- Falla Oratorio: Ubicada en el departamento de Santa Rosa al suroriente del país sobre el municipio de Oratorio.
- Falla Jocotán-Chamelecón: Inicia en el departamento de Chiquimula en el oriente del país y se extiende hasta Chamelecón, Honduras [3].

3.4.1. Eventos sísmicos de mayor importancia

Terremotos

- 18 de abril de 1902: Daños los departamentos de Quetzaltenango y Sololá, magnitud de 7.5 Mw con hipocentro a 60 km de profundidad aproximadamente [2].
- 6 de agosto de 1942: Magnitud de 7.7 Mw causó daños en varios departamentos incluidos Guatemala, San Marcos, Chimaltenango y Huehuetenango, hipocentro a 35 km de profundidad [2].
- 4 de febrero de 1976: Considerado como el más destructor con una magnitud de 7.5 Ms y efectos de ruptura calamitosos, se registraron desplazamientos horizontales de más de 3 metros en algunas partes a lo largo de la falla [2].

Sismos

- Sismo del 10 de enero de 1998: Magnitud de 5.8 Mc en escala de Richter. Produjo daños en San Marcos, Suchitepéquez, Retalhuleu y Quetzaltenango [2].
- Sismo del 11 de julio de 1999: Magnitud de 6.1 Mw, intensidad de IV MM en la ciudad de Guatemala, Honduras y Belice [2].
- 7 de noviembre de 2012: Magnitud de 7.4 Mw afectó la región sus-occidental del país [2].

3.5. Propiedades estructurales

El comportamiento de un elemento estructural puede resumirse en 3 propiedades clave que definen su comportamiento.

- Rigidez: Relación entre las cargas o fuerzas aplicadas y las deformaciones estructurales, depende de:

- Geometría de los elementos
- Módulo de elasticidad del material
- Tipo de movimiento que presenta cada elemento

Los sismos no son cargas sobre la estructura de una edificación, las fuerzas internas que se generan son el resultado de la reacción inercial de las masas en movimiento las cuales tienden a regresar a su estado original para no exista un movimiento relativo entre los ejes de columnas [4].

Proporcionar rigidez a estructuras de pocos niveles no representa una complicación, sin embargo, a medida que la estructura se eleva suministrar este parámetro puede representar un problema ya que los materiales y sus secciones no pueden crecer fácilmente en elasticidad y tamaño, además al aumentar la rigidez estructural esta empieza a limitarse por las condiciones de rigidez del suelo subyacente.

Una vía sencilla de incrementar la rigidez del sistema es crecer la altura de las columnas h , ya que esta depende del segundo momento de inercia I_c ya la altura esta elevada al cubo lo que logra incrementos considerables con pequeñas variaciones. Cuando la altura de la columna aumenta a un valor que oscila entre $1/3$ y $1/2$ de altura del entrepiso o mas de 3 veces la base b del elemento, la columna se transforma en un muro de corte, donde se concentra la exigencia sísmica de carga inercial horizontal de forma relevante [4].

Una práctica usual es colocar los muros de cortante en la periferia de la edificación y en los núcleos de elevadores para que las columnas con menor altura asumas cargas verticales, lo cual permite generar espacios abiertos.

- Resistencia: La resistencia es la capacidad de soportar las acciones internas generadas por las cargas y fuerzas laterales. Todas las edificaciones poseen una resistencia que es el valor de carga o momento máximo antes de que el acero que se encuentra en la sección de concreto ingrese a su régimen no lineal y no elástico, una vez se supera cierta deformación. Cuando se alcanza la resistencia de una sección la falla no es instantánea sino sigue en pie gracias a al concepto de ductilidad [4].
- Ductilidad: Habilidad de la estructura o sus componentes de ofrecer resistencia en el rango de respuesta inelástica. Para minimizar los daños severos y asegurar la supervivencia de la estructura debe ser capaz de mantener la mayor parte de su resistencia inicial cuando un sismo la somete a grandes deformaciones [4].

Un incremento en la resistencia del sistema representa mayores desplazamientos necesarios para alcanzar la fluencia por lo que esto se halla fuertemente relacionado con la rigidez del sistema y el valor económico de la obra. En una edificación de concreto reforzado el incremento en la resistencia representa aumentar la cantidad de acero de refuerzo lo cual representa un costo alto, especialmente en Latinoamérica.

El diseño sismorresistente de edificaciones se concentra en que las secciones plastificadas se concentren primeramente en vigas de los pisos más altos. Las columnas de los primeros niveles deben ser las ultimas en perder su rigidez, además se busca una falla por flexión y no por corte, ya que una falla por corte representa una falla repentina donde el concreto explota, mientras una falla a flexión presentara deformaciones visibles las cuales sirven de aviso para evacuar la estructura a diferencia de una explosión repentina la cual puede cobrar vidas muy fácilmente.

3.6. Materiales estructurales en rascacielos

3.6.1. Concreto de alta resistencia

Los materiales que participan en las proporciones de concreto de alta resistencia son: materiales cementosos, cenizas volantes, humo de sílice, agregados de alta resistencia a la compresión que incluyen dolomitas, granitos, cuarzo, aditivos superplastificantes y otros tipos de químicos. Es importante que el concreto de alta resistencia tenga materias primas de la más alta calidad sin cualquier compromiso por cualidades marginales o inferiores [5]. En general, todos los tipos de cemento Portland son adecuados en la producción de concreto de resistencia a la compresión de hasta 8000 psi a los 28 días de edad. Sin embargo, para lograr mayor fuerza con el respectivo aumento en el rendimiento y la trabajabilidad es necesario diseñar y estudiar reacciones entre aditivos químicos y minerales adicionales [5]. El cemento hidráulico juega un papel de suma importancia en la producción de concretos de altas resistencias. El cemento hidráulico es una mezcla de cemento Portland y otros materiales cementosos suplementarios, también llamados aditivos minerales. Beneficios de mezclado de cementos hidráulicos se encuentran en una menor tasa de desarrollo de calor, mayor resistencia, menor permeabilidad, mayor durabilidad y rendimiento general [5].

Sin embargo, los créditos para acelerar el desarrollo de tecnología de concreto de alta resistencia se hallan en los aditivos minerales, generalmente denotados como materiales cementosos suplementarios. Estos son los materiales que desarrollaron y aumentaron el rendimiento y la resistencia de concreto fresco y endurecido. En general, los aditivos minerales son silíceos y alúmina. Materiales silíceos que con la adición de agua reaccionan químicamente con hidróxido de calcio para tener propiedades cementosas. Los tipos más comunes utilizados en la preparación de el concreto de alta resistencia son las cenizas volantes, la escoria de cemento y el humo de sílice [5].

El humo de sílice o micro sílice es un subproducto de metales de silicio y aleaciones de ferrosilicio, generado durante la reducción de cuarzo en la producción de metales de silicio y aleaciones de ferrosilicio. Esta subproducto no cristalino ultra fino, que permite el uso generalizado de concreto de alta resistencia y capacidad de producir concreto de ultra alta resistencia [5]. En general, la sílice se describe como polvo gris a negro. El humo de sílice está disponible en forma de materia prima. polvo, lechada a base de agua, densificada o paletizada. Humo de sílice en forma de polvo densificado es la práctica más común de agregar sílice directamente a la mezcla de concreto. Los granos de humo de sílice son aproximadamente 100 veces más pequeño que los granos de cemento Portland con tamaños de 0.1 a 0.3 μ m. Aunque el humo de sílice o micro sílice tiene numerosas ventajas, su finura puede requerir mayor porcentaje de agua que puede causar una disminución en la trabajabilidad y otros deseados propiedades si no se agregan aditivos de reducción de agua de alto rango [5].

La producción de concreto de alta resistencia sería imposible sin superplastificantes como reductores de agua de alto rango, retardadores [5].

El concreto de alta resistencia tiene muchos beneficios, tanto en rendimiento y rentabilidad, como la reducción en la cantidad de miembros de refuerzo longitudinal y compresión, enfocándose en columnas con menor sección transversal, mayor resistencia y mejor rendimiento conducen a tramos más grandes y disminuyen del número total de vigas, columnas, y

otros elementos estructurales, disminuye el tiempo necesario para el encofrado del concreto debido al desarrollo temprano de la resistencia, disminución en el recubrimiento debido a una menor permeabilidad, largo rendimiento bajo las combinaciones de acción más críticas, menor fluencia y contracción con mayor resistencia a la congelación y descongelación, mayor resistencia climas y ambientes agresivos, disminución del acortamiento axial, pandeo de elementos de soporte, aumento en espacio rentable, debido a elementos con mayor esbeltez, menores costos de mantenimiento y reparación y mayor rigidez debido a un mayor módulo de elasticidad con alta resistencia a la compresión y a la flexión [5].

Aunque el concreto de alta resistencia tiene muchas ventajas como material, también tiene desventajas que puede ocurrir debido a algunas impurezas o incluso como consecuencia de algunas ventajas mencionado anteriormente. Las desventajas del concreto de alta resistencia son la resistencia de la unión entre cemento la pasta y el agregado no aumentan con la misma aceleración que la resistencia a la compresión. Se requieren altas vibraciones para una mejor compactación y para excluir posibles segregaciones. Este tipo de concreto requiere de una selección detallada, precisa y cuidadosa del material y no acepta impurezas y debido a baja relación agua/cemento, el concreto de alta resistencia requiere un curado especial y colocación [5].

3.6.2. Acero A992

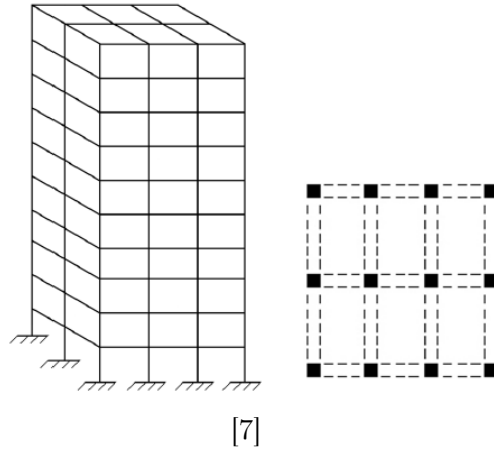
El acero de uso estructural es un material de fabricación industrializada, lo que asegura un adecuado control de calidad. Este material se caracteriza por una elevada resistencia, rigidez y ductilidad. Este tipo de acero tiene un esfuerzo de fluencia mínimo de 50 ksi y un esfuerzo a ruptura de 65 ksi por lo que su relación F_y/F_u es menor al 85 % y el carbono equivalente no excede 0.5, proporcionando excelentes características de soldabilidad y ductilidad. Se utiliza para la fabricación de perfiles laminados en caliente [6].

3.7. Sistemas estructurales en rascacielos

3.7.1. Marcos rígidos

Los sistemas de marcos rígido, también llamados sistemas de marcos de momento, se utilizan en acero y concreto reforzado. Este sistema consta de vigas y columnas. Un marco rígido es un marco sin refuerzo que es capaz de resistir carga vertical como lateral. Se proporciona rigidez del marco rígido principalmente por la rigidez a la flexión de vigas y columnas que tienen conexiones rígidas [7].

Figura 6: Marcos rígidos

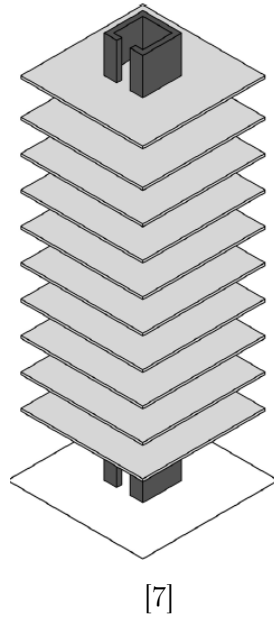


La rigidez estructural de los marcos rígidos es directamente proporcional a la sección transversal de las vigas y columnas, e inversamente proporcional a su longitud y espacio. En este sistema, las columnas se colocan en ubicaciones que menos puedan restringir la planificación arquitectónica. Al mismo tiempo, las columnas deben ser de suficiente longitud para proporcionar una profundidad mínima de piso. Para edificios construidos en regiones de alta actividad sísmica en particular, Los detalles de las conexiones entre los elementos estructurales son muy importantes debido a La necesidad de un comportamiento dúctil en el marco rígido debido a la gran deriva lateral durante sismos severos. En un sistema de marcos rígidos la ductilidad es alcanzada por la formación de rótulas plásticas en las columnas y vigas, de esta forma cuando las marcos alcancen su deformación más allá del límite elástico gran parte de la energía es disipada a través de las rótulas [7].

3.7.2. Sistemas de núcleo central

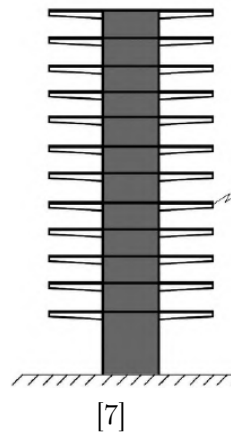
Los sistemas de núcleo central se utilizan en edificios de concreto reforzado. Este sistema consiste en un muro de corte el cual actúa como núcleo elaborado con concreto reforzado que resiste todas las cargas verticales y laterales. En general, una pared central es un núcleo abierto que se convierte en parcialmente núcleo cerrado mediante el uso de vigas de piso y / o losas para aumentar la rigidez lateral y torsional del edificio. Aunque el comportamiento de los núcleos cerrados es contra torsión bajo cargas laterales, se utiliza un núcleo parcialmente cerrado para aproximarse por razones arquitectónicas. Por lo tanto, se produce un núcleo parcialmente cerrado soportado con vigas y / o losas que tienen una resistencia satisfactoria contra corte y flexión [7].

Figura 7: Sistemas de núcleo central



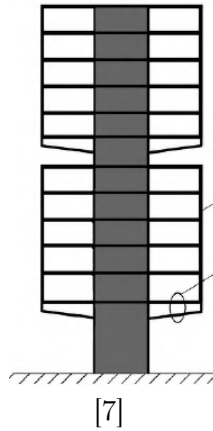
En los sistemas centrales, las losas del piso están en voladizo desde la pared de corte central

Figura 8: Sistemas de núcleo central losas en voladizo



o de lo contrario se utilizan módulos en voladizo de losas de piso.

Figura 9: Sistemas de núcleo central módulos de voladizo

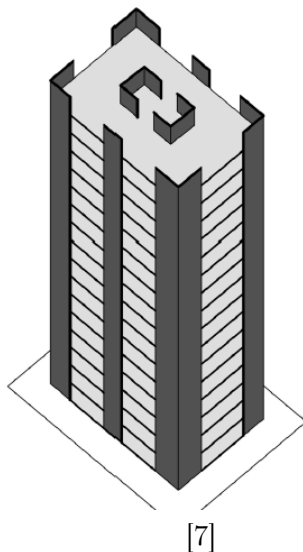


Los sistemas de núcleo central proporcionan de manera eficiente y económica suficiente rigidez para resistir el viento y cargas laterales inducidas por terremotos en edificios de hasta aproximadamente 20 pisos sin embargo, núcleos con mayor espesor de muro y resistencia de concreto pueden funcionar hasta 40 pisos.

3.7.3. Muros de corte

Los sistemas de muros de corte se utilizan en edificios de concreto reforzado. Este sistema consta de muros de corte de concreto reforzado, que pueden ser perforados o sólidos. Los sistemas de pared cortante pueden considerarse como un voladizo vertical rígidamente fijado en la base, y puede resistir todas las cargas verticales y laterales en un edificio sin columnas. Debido a la naturaleza del comportamiento en voladizo, la deriva entre pisos adyacentes es mayor en los pisos superiores que en los otros pisos. Por esta razón, es difícil controlar la deriva lateral en la parte superior del edificio.

Figura 10: Sistemas de muros de corte



3.7.4. Sistemas tubulares

El sistema de tubos fue innovado a principios de la década de 1960 por el famoso ingeniero estructural Fazlur Rahman Khan, considerado el "padre del diseño tubular". El sistema de tubos se puede comparar con un sistema en el que una columna de caja hueca está en voladizo desde el suelo, por lo que el exterior del edificio exhibe un comportamiento tubular contra cargas laterales. Este sistema se desarrolló a partir del sistema de marco rígido y se puede definir como un marco rígido tridimensional que tiene la capacidad de resistir todas las cargas laterales con la estructura de fachada [7].

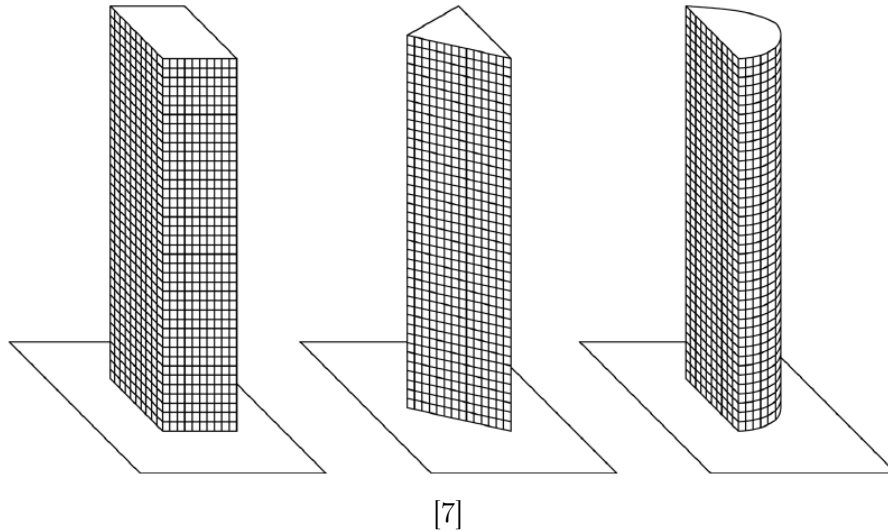
En diseño tubular, la rigidez del sistema estructural contra cargas laterales puede ser aumentada con soluciones como:

- Espaciado más cercano de las columnas perimetrales.
- Agregar muros de corte al núcleo
- Agregar un tubo interno en lugar del núcleo
- Agregar arriostramientos al exterior del edificio

En los sistemas de tubos, el tubo formado alrededor del exterior del edificio está diseñado para resistir tanto cargas laterales y verticales. Si hay un núcleo estructural en el interior del edificio, se supone que soporta parte de las cargas verticales. Agregar un segundo tubo en su lugar de un núcleo puede aumentar la rigidez del sistema estructural para soportar alguna parte de la cargas verticales y laterales. Además de su eficiencia estructural, en un sistema de tubos aumenta el área eficiente del edificio al tiempo que reduce las dimensiones de los elementos estructurales en el núcleo, gracias al marco tubular exterior que soporta

toda la carga lateral. Sistemas de tubos se puede usar en varias formas geométricas como rectangular, cuadrada, triangular y circular [7].

Figura 11: Sistemas tubulares



3.8. Aspectos sísmicos

3.8.1. Fuerzas de transferencia

Estas fuerzas ocurren debido a discontinuidades en elementos verticales del sistema sismorresistente o cambios en la rigidez de estos elementos de un piso al siguiente a pesar de que no existan discontinuidades. Adicionalmente, edificaciones que combinan marcos y muros de corte, los cuales tendrán distintas deflexiones bajo la misma carga, también desarrollan fuerzas de transferencia en el diafragma que obligan a los muros de corte y marcos a deformarse juntos, este mecanismo es significativo en sistemas duales.

3.8.2. Parámetros para modelar respuesta sísmica según NSE 3-2018

A continuación se definen los factores sísmicos a utilizar en un análisis.

Factor R

Factor de modificación de respuesta sísmica

Se aplicará para reducir los espectros sísmicos elásticos que representan la amenaza sísmica en el sitio. Depende de las características del sistema estructural seleccionado. Toma en consideración la reserva de capacidad del sistema estructural y sus componentes más allá de la capacidad nominal al límite elástico. a reserva de capacidad dada por el factor R tiene en cuenta una serie de factores, siendo el principal la ductilidad de desplazamiento lateral del

sistema sin embargo también se incluye la sobre-resistencia inherente de los componentes de la estructura y variabilidad de pulsos sísmicos.[8]

Factor Ω

Factor de incremento de Resistencia

Se utiliza para aumentar la resistencia elástica de ciertos componentes críticos de una estructura. Su valor depende del sistema estructural.[8]

Factor C_d

Factor de incremento de Desplazamiento elástico

Se utilizará para amplificar el desplazamiento que incurre el modelo estructural como resultado del análisis elástico para modelar el desplazamiento post-elástico. El desplazamiento incrementado se comparará con el máximo desplazamiento post-elástico admisible por especificación.[8]

Factor ρ

Factor de Falta de Redundancia

Castiga la falta de redundancia estructural o la presencia de aspectos irregulares en la edificación que se proyecta.[8]

Factor S_R

Factor que estima la sobre-resistencia inherente de un sistema estructural o algunos de sus componentes. Su valor numérico depende del sistema constructivo, tipo de componente y clase de esfuerzo.[8]

3.8.3. Rigidez de los diafragmas

En el análisis estructural deben tomarse en cuenta la rigidez de los diafragmas para generar un esquema realista de distribución de fuerzas horizontales a las subestructuras verticales con rigidez lateral [9].

- Diafragmas rígidos Debe verificarse los esfuerzos internos del diafragma, por lo que no es permitido ignorar su rigidez finita [9]. Suponer un diafragma infinitamente rígido facilita el proceso del análisis sin embargo en las corridas finales se requiere reconocer la rigidez finita [9]. Elementos modelados como diafragmas rígidos:
 - Losas macizas de concreto

- Losas compuestas (lámina de acero y concreto) con una relación entre la luz y el ancho de 3 o menor. Deben pertenecer a estructuras sin irregularidades.
- Diafragmas sin rigidez Los diafragmas se consideran sin rigidez cuando no son capaces de redistribuir efectivamente fuerzas cortantes en su propio plano entre las subestructuras sismo-resistentes verticales que interconectan [9]. Elementos modelados como diafragmas sin rigidez:
 - Enlaminados sin loseta
 - Cubiertas de madera sin rigidez en su propio plano. Si se plantea que estas cubiertas actúan como diafragma rígido, deberán incorporarse elementos adicionales como arriostramientos o bien, demostrar mediante cálculos la transmisión de cortantes en su propio plano.

3.9. Sistemas estructurales según ASCE

Sistema de muros estructurales

En un sistema de muros las columnas cargan la mayor porción de las cargas de gravedad. Los muros proporcionan rigidez en el plano y resisten cargas de viento, sismo y otras sollicitaciones laterales. En algunos casos se utilizan breizas para incrementar la rigidez lateral [9].

Sistema de marcos a momento

En un sistema de marcos a momento, las conexiones a momento viga-columna proveen de resistencia lateral. El sistema de marcos a momento puede clasificarse como marcos ordinarios, intermedios o especiales, para categorías de diseño sísmico altas donde se espera que las aceleraciones del suelo produzcan demandas inelásticas deben utilizarse marcos especiales con un buen detallamiento para una respuesta dúctil [9].

Sistemas duales

En sistemas duales las cargas de gravedad son absorbidas por las vigas y columnas mientras los muros de corte o marcos con breizas proveen la resistencia lateral. Cuando un marco viga-columna o losa-columna no posee detallamiento especial no puede dar apoyo al sistema de muros de corte por lo que no hay sistemas duales formados con marcos ordinarios [9].

Columna Cantilever

Sistemas de péndulo invertido son una clase especial de marcos a momento sin embargo, no poseen redundancia ni sobre-resistencia que poseen habitualmente derivada de la forma-

ción de rotulas plásticas. Un sistema de columna en cantiléver desarrollo rótulas solo en base de la columnas [9].

3.9.1. Combinación de sistemas en distintas direcciones

Diferentes sistemas sismorresistentes puede utilizarse a lo largo de los dos ejes ortogonales de una estructura, además de sus respectivos valores de R , Ω_R y C_d . Dependiendo de la combinación escogida es posible que un sistema limite al sistema completo, además de limitaciones por altura, en este caso las limitaciones con mayor restricción gobernarán [9].

3.9.2. Combinaciones de sistemas en la misma dirección

Se utilizarán los parámetros para modelar respuesta sísmica del sistema mas estricto para evitar concentraciones de esfuerzos inelásticos [9].

3.9.3. Análisis de dos fases

Un análisis de carga estática equivalente en dos fases es permitido cuando la parte inferior de una estructura tiene un mínimo de 10 veces la rigidez de la parte de arriba. Además, el periodo de toda la estructura no puede ser mayor a 1.1 veces el periodo de la parte de arriba considerada como una estructura separada soportada en la transición de la parte de arriba hacia la parte de abajo [9]. Un ejemplo de esta situación, es un podio de concreto debajo de marcos acero como parte superior de la estructura. La parte superior puede ser analizada para fuerzas sísmicas y derivas utilizando los valores R y C_d de la parte superior como una estructura separada. Las fuerzas sísmicas de la base de la parte superior son aplicadas a la parte inferior escaladas a una razón de $R/\rho_{superior}$ hasta $R/\rho_{inferior}$. Ahora la parte inferior ya incluye las fuerzas sísmicas de la parte superior puede analizarse utilizando los valores de R y C_d para el sistema estructural de la parte inferior de la estructura [9].

3.9.4. Requerimientos especiales de cada sistema estructural

Sistema dual

Los marcos especiales a momento de un sistema dual deben resistir como mínimo un 25 % de la fuerzas sísmicas, este porcentaje queda a criterio del diseñador. El propósito del 25 % es para proveer un sistema secundario al sistema sismorresistente con mayor redundancia y ductilidad, para proveer apoyo a la estructura de soportar cargas de servicio luego de un evento sísmico. El sistema sismorresistente primario junto con el sistema de marcos especiales a momento debe ser capaz de resistir todas las sollicitaciones sísmicas [9].

Columnas en cantiléver

Este sistema posee menor capacidad de disipación de energía que otros sistemas debido a que posee redundancia limitada lo cual concentra esfuerzos inelásticos en la base. Debido a que la ductilidad de columnas con esfuerzos axiales grandes es limitada, este sistema no debe utilizarse donde el esfuerzo axial debido a cargas sísmicas exceda el 15 % de la capacidad axial disponible incluyendo efectos de esbeltez [9].

Péndulo invertido

Estructuras con este sistema pueden formarse a través de varios sistemas, este tipo de estructuras concentran mas de la mitad de su masa cerca de la cima. produciendo un grado de libertad para translación horizontal y compatibilidad rotacional de la masa con la columna produciendo aceleraciones verticales. La respuesta dinámica amplifica esta rotación, por lo que el momento de flexión inducido a la columna puede exceder el momento calculado con la sección 12.8. El requerimiento para diseñar el momento en la cima es la mitad del momento en la base calculado con la sección 12.8 [9].

Irregularidades

La configuración estructural es un factor significativo ya que afecta el comportamiento de la estructura para un evento sísmico fuerte. La configuración estructural se divide en horizontal y vertical. La mayoría de las especificaciones sísmicas se derivan de edificios con configuraciones regulares, sin embargo, eventos sísmicos como terremotos han demostrado que estructuras con irregularidades sufren daños mayores [9].

En estructuras con irregularidades pueden concentrarse esfuerzos inelásticos en elementos estructurales lo cual resulta en fallas tempranas o bien, producir demandas anticipadas debido a una distribución discontinua de la energía disipada, es por esto que el código busca configuraciones regulares y prohíbe irregularidades en estructuras localizadas en fallas activas donde se anticipan demandas inelásticas extremas [9].

- Irregularidades en horizontales:

Las estructuras serán irregulares horizontales, es decir en planta si tienen una o más de las características

Cuadro 1: Irregularidades horizontales

Tipo de irregularidad	Descripción
1a.	Irregularidad torsional Existe irregularidad torsional cuando la deriva máxima del nivel en un extremo de la estructura, incluyendo la torsión accidental, es mayor a 1.20 veces el promedio de las derivas en ambos extremos de la estructura, en la dirección de análisis
1b.	Irregularidad torsional extrema Existe irregularidad torsional extrema cuando la deriva máxima del nivel en un extremo de la estructura, incluyendo la torsión accidental es mayor a 1.4 veces el promedio de las derivas en ambos extremos de la estructura en la dirección de análisis.
2.	Esquina entrante Esta irregularidad existe cuando ambas proyecciones de la estructura en planta poseen un reentrante mayor a 15 % de la dimensión.
3.	Diafragma discontinuo Discontinuidad de diafragma discontinuo existe cuando existe una discontinuidad o cambio de rigidez en el diafragma incluyendo un corte o un área abierta mayor al 50 % de del área que engloba el diafragma o bien un cambio de rigidez efectiva mayor al 50 % de un piso a otro.
4.	Desfase lateral Existe cuando se produce una discontinuidad en la ruta de la carga del sistema de resistencia lateral, tal que al menos uno de sus elementos verticales se encuentra desfasados del plano de los elementos de los niveles superiores o inferiores.
5.	Sistema no-paralelo Se da cuando los elementos verticales del sistema de resistencia lateral no son paralelos a los ejes principales de la estructura.

[9]

- Irregularidades verticales
Las estructuras presentan irregularidades en elevación si tienen una o más características a continuación:

Cuadro 2: Irregularidades verticales

Tipo de irregularidad	Descripción
1a.	Piso flexible La rigidez lateral de un piso es menor que el 70 % de la rigidez del piso de encima, o menos que la rigidez promedio de los 3 pisos encima
1b.	Piso flexible caso extremo La rigidez lateral de un piso es menos que el 60 % de la rigidez del piso de encima o menos que el 70 % de la rigidez promedio de 3 pisos encima.
2.	Masa irregular vertical La masa efectiva de un piso es más del 150 % de la masa efectiva de cualquier piso adyacente. No debe considerarse un techo que más liviano que su piso inferior.
3.	Geometría vertical escalonada Esta condición existe cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia lateral en cualquier nivel es un 130 % de la dimensión horizontal de un nivel adyacente.
4.	Discontinuidad en el plano vertical Existe cuando un elemento sismo-resistente vertical sufre de un desfase o reducción en su propio plano que resulta en demandas de volteo en los elementos estructurales que lo soportan.
5a.	Discontinuidad en la resistencia lateral Piso débil: Existe cuando la resistencia lateral de un nivel es menor al 80 % de la del nivel superior. La resistencia lateral del nivel es la resistencia lateral total de todos los elementos del sistema de resistencia lateral que resisten el cortante del nivel en la dirección en consideración.
5b.	Discontinuidad en la resistencia lateral Piso extremadamente débil: Existe cuando la resistencia lateral de un nivel es menor al 65 % de la del nivel superior. La resistencia lateral del nivel es la resistencia lateral total de todos los elementos del sistema de resistencia lateral que resisten el cortante del nivel en la dirección en consideración.

[9]

3.10. Método de fuerza estática equivalente conforme al código ASCE/SEI 7-16

Cortante Basal al límite de cedencia El total de fuerzas sísmicas equivalentes que actúan sobre la estructura en cada dirección de análisis se representará por medio del cortante estático equivalente al límite de cedencia en la base sísmica de la estructura, denominado como cortante basal estático a cedencia se representará como V , obtenido a través de la expresión:

$$V = C_s W \quad (1)$$

Donde:

C_s =coeficiente de respuesta sísmica W =peso sísmico

Coefficiente sísmico al límite de cedencia C_s El coeficiente sísmico en cada dirección de análisis se establece mediante la siguiente expresión:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}} \quad (2)$$

Donde:

S_{DS} =parámetro de aceleración espectral de período corto R =factor de modificación de respuesta I_e =Factor de importancia

El valor de C_s no debe exceder lo siguiente:

Para $T \leq T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{\frac{R}{I_e}} \quad (3)$$

Para $T > T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1}T_L}{\frac{R}{I_e}} \quad (4)$$

Sin embargo, C_s no debe ser menor que

$$C_s \geq 0.044S_{cd}I_e \geq 0.01 \quad (5)$$

Además, en estructuras que se localizan donde S_1 es igual o mayor a 0.6g, C_s no debe ser menor que:

$$C_s = \frac{0.5S_{D1}}{\frac{R}{I_e}} \quad (6)$$

Donde:

S_{D1} =parámetro de aceleración espectral para períodos de 1s.

T =período fundamental de la estructura

T_L =período largo

S_1 =parámetro de aceleración espectral del sismo máximo considerado.

Máximo valor de S_{DS} en determinación de C_s y E_y Los valores de C_s y E_y pueden calcularse utilizando un valor de S_{DS} igual a 1 pero no menor al 70 % de S_{DS} cumpliendo con lo siguientes criterios:

- La estructura no posee irregularidades
- La estructura no excede cinco pisos arriba de la base sísmica

- La estructura tiene un periodo de vibración T, que no excede los 0.5 segundos
- La estructura cumple con los requerimientos necesarios para el factor de redundancia p pueda tomarse como 1.0
- Las propiedades ingenieriles del suelo no lo clasifican como clase de sitio E
- La estructura se clasifica como con una categoría de riesgo I o II.

Determinación del período

El periodo fundamental de la estructura en la dirección en consideración deberá establecerse usando las propiedades estructurales y características de deformación de los elementos resistentes en un análisis substancial. El periodo fundamental T, no debe exceder el periodo fundamental aproximado T_a [9]. Sin embargo, como una alternativa es posible utilizar el periodo T_a utilizando la siguiente ecuación:

$$T_a = C_t h_n^x \quad (7)$$

Donde:

h_n = altura estructural

Los parámetros C_t y x se determinan con la siguiente tabla:

Figura 12: Parámetros C_t y x

Tabla 18.8-2 Valores aproximados de los parámetros C_t y x para periodos		
Tipo de estructura	C_t	x
Marcos-resistentes a momento donde los marcos resisten el 100% de las fuerzas sísmicas y no están adjuntados a componentes con mayor rigidez que prevengan que los marcos se deflecten debido a las fuerzas sísmicas		
Marcos resistentes a momento de acero	0.028(0.0724) ^a	0.8
Marcos resistentes a momento de concreto	0.016(0.0466) ^a	0.9
Marcos arriostrados excentricamente según la Tabla 12.2-1 líneas B1 y D1	0.03(0.0731) ^a	0.75
Otro tipo de estructuras	0.02(0.0488) ^a	0.75

^a Unidades métricas equivalentes en paréntesis

[9]

Distribución vertical de fuerzas sísmicas

La fuerza sísmica lateral (F_x) inducida en cualquier nivel debe determinarse a través de las siguientes ecuaciones:

$$F_x = C_{vx} V \quad (8)$$

Y

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (9)$$

Donde:

C_{vx} =factor de distribución vertical

V=cortante basal a cedencia

w_i y w_x =porción del peso sísmico de la estructura localizado en el nivel i p x .

h_i y h_x =altura desde la base sísmica hasta el nivel i o x .

k =exponente relativo al período de la estructura de la siguiente forma:

- Para estructuras con periodo de 0.5 s o menor $k=1$
- Para estructuras con periodo de 2.5 s o mayor $k=2$.
- Para estructuras con periodo entre 0.5 y 2.5 s, k debe tomarse como 2 o determinarse mediante interpolación lineal entre 1 y 2.

Distribución horizontal de las fuerzas

El cortante basal de cada piso V_x debe determinarse mediante la siguiente expresión:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (10)$$

Donde:

F_i =porción del cortante basal a cedencia inducido en el nivel i .

El cortante de piso V_x debe ser distribuido a los distintos elementos estructurales verticales del sistema sismorresistente en el piso tomando en consideración la rigidez lateral de cada elemento y el diafragma.

Torsión inherente

Para diafragmas no flexibles, la distribución de fuerzas lateral de cada nivel debe considerarse el efecto del momento de torsión inherente M_t , resultado de la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez. Para diafragmas flexibles la distribución de las fuerzas en elementos verticales debe tomar en consideración la posición y distribución de masa soportada [9].

Torsión accidental

En diafragmas no flexibles, el diseño debe incluir el momento de torsión accidental M_t , resultado de la localización de masa en la estructura además de los momentos torsionales accidentales M_{ta} causados por el desplazamiento del centro de masa de posición original a una distancia igual al 5% de la dimensión perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas [9].

Donde el sismo se aplica en 2 direcciones ortogonales, el desplazamiento del 5% del centro de masa no debe aplicarse en las dos direcciones ortogonales al mismo tiempo, pero si en la dirección que produce un mayor efecto.

La torsión accidental debe aplicarse a todas las estructuras para determinar si existe una irregularidad en planta.

Amplificación del momento de torsión accidental

Estructuras asignadas con categoría de diseño sísmico C,D,E o F o que posean irregularidad torsional de tipo 1a o 1b se deben amplificar los efectos de los momentos por torsión accidental (M_{ta}) en cada nivel por un factor A_x determinado por la siguiente expresión:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{avg}} \right)^2 \quad (11)$$

Donde:

δ_{max} =desplazamiento máximo en el nivel x.

δ_{avg} =desplazamiento promedio en los puntos extremos de la estructura en el nivel x

Determinación de la deriva de piso

La deriva de piso de diseño Δ , debe determinarse como la diferencia de deflexiones en los centros de los pisos de arriba y de abajo del piso en consideración. Donde los centros de masa no se alinean de manera vertical, es permitido utilizar la deflexión del piso de abajo basado en la proyección vertical del centro de masa del piso de arriba. Donde se utiliza el esfuerzo de diseño permisible, Δ debe hallarse utilizando las fuerzas sísmicas de diseño sin reducción[9].

Para estructuras asignadas con categoría de diseño sísmico C,D,E o F y que poseen irregularidad 1a o 1b la deriva de piso de diseño Δ , debe hallarse como la diferencia mayor entre las deflexiones de puntos alineados verticalmente en el piso de arriba y de abajo del piso en consideración . La deflexión en un nivel x, utilizada para la deriva de piso Δ , debe determinarse mediante la siguiente expresión:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (12)$$

Donde:

C_d =factor de amplificación de deflexión

δ_{xe} =deflexión obtenida mediante análisis elástico

I_e =factor de importancia

Cortante basal mínimo para calcular derivas

El análisis elástico del sistema sismorresistente para calcular las derivas debe realizarse utilizando el cortante basal a cedencia 1 [9].

Periodo para calcular derivas

Para determinar el cumplimiento con los límites de derivas permisibles del código ASCE/SEI 7-16 es permitido determinadas las derivas elásticas $\delta_x e$ utilizando las fuerzas sísmicas basadas en el periodo fundamental de la estructura sin el límite superior $C_u T_a$ [9].

Efectos P-Delta

Los efectos P-Delta en cortes de piso y momentos, los momentos resultantes en elementos estructurales y las derivas de piso inducidas por estos efectos pueden no considerarse si el coeficiente de estabilidad (θ) determinado mediante la siguiente expresión es igual o menor a 0.1[9].

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_s^x C_d} \quad (13)$$

Donde:

P_x =carga vertical total en el nivel x

Δ =deriva de piso ocurriendo simultáneo con V_x

I_e =factor de importancia

V_x =cortante de piso actuando entre los niveles x y x-1

$h_s x$ =altura de piso arriba del nivel x

C_d =factor de amplificación de deflexión

El factor de estabilidad (θ) no debe exceder θ_{max} , determinado con la siguiente expresión:

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \quad (14)$$

Donde:

β =relación entre demanda de corte y capacidad a corte de los piso entre los niveles x y x-1. Esta relación puede tomarse como 1 de forma conservadora.

Cuando el coeficiente de estabilidad (θ) es mayor a 0.1 pero menor a θ_{max} , el factor incremental para efectos P-delta en desplazamientos debe determinarse a través de un análisis racional. Alternativamente, es permitido multiplicar los desplazamientos por $1.0/(1 - \theta)$ Cuando θ es mayor a θ_{max} la estructura es potencialmente inestable y debe ser rediseñada.

3.11. Análisis modal espectral

El objetivo de este análisis es determinar los modos naturales de vibración de la estructura modelada en tres dimensiones y los respectivos periodos de vibración [9].

3.11.1. Número de modos

Debe realizarse un análisis para determinar los modos naturales de vibración de la estructura. El análisis debe incluir el número de modos suficientes para obtener la masa modal participante del 100 % de la estructura. Para este propósito, es permitido representar todos los modos con periodos menores a 0.05 s en un solo modo dirigido que tiene un periodo de 0.05 s. Excepción: Alternativamente, es permitido que para el análisis se incluya un número de modos mínimo para obtener una combinación de masa modal participante de por lo menos el 90 % de la masa en cada dirección ortogonal de respuesta considerada del modelo [9].

3.11.2. Parámetros de respuesta modal

El valor de cada parámetro de interés como derivas de piso y fuerzas individuales en cada miembro para cada modo de respuesta debe utilizarse las propiedades de cada modo y el espectro de respuesta definido en el glosario dividido $\frac{R}{I_e}$. El valor para desplazamiento y derivas debe multiplicarse por C_d/I_e [9].

Parámetros de respuesta combinados

El valor para cada parámetro de interés calculado con los distintos modos de vibración debe combinarse utilizando la raíz cuadrado de la suma de los cuadrados (SRSS), por sus siglas en inglés o la combinación de cuadrados CQC [9].

Calibración de los valores de diseño de respuesta combinada

Un corte basal (V) debe ser calculado para las dos direcciones ortogonales horizontales usando el periodo fundamental de la estructura T en cada dirección [9].

Calibración de fuerzas

Donde el cálculo del periodo fundamental excede $C_u T_a$ en una dirección, $C_u T_a$ debe utilizarse, en vez de T en esa dirección. Donde la combinación de respuesta para el corte basal modal V_t es menor al 100 % del cortante basal calculado V , utilizando el procedimiento de fuerza estática equivalente las fuerzas deben multiplicarse por $\frac{V}{V_t}$ [9]. Donde: V =cortante basal calculado con el método de fuerza estática equivalente 1. V_t =cortante basal obtenido con la combinación modal [9].

Calibración de derivas

Donde la combinación de respuesta para el cortante basal modal V_t es menor a $C_s W$ y donde C_s es determinado a través de la ecuación 12.8-6 las derivas deben ser multiplicadas por $\frac{C_s W}{V_t}$ [9].

Distribución horizontal del cortante basal

La distribución del cortante basal de manera horizontal debe realizarse como la sección 12.8.4, exceptuando la amplificación por torsión, no es requerido que los efectos de torsión accidental sean incluidos en el análisis dinámico del modelo [9].

Efectos P-Delta

Los efectos P-delta deben determinarse en cuanto a la sección 12.8.7.

3.11.3. Modelado estructural

Debe realizarse un modelo matemático de la estructura, con el propósito de determinar las fuerzas en cada uno de los miembros y sus desplazamientos resultado de la aplicación de cargas, desplazamientos impuestos y efectos P-Delta. El modelo debe incluir la rigidez y esfuerzos de cada elemento que participa en la distribución de fuerzas y deformaciones además de representar la distribución espacial de masa y rigidez a lo largo de la estructura [9].

Adicionalmente, el modelo debe cumplir con lo siguiente:

- Las propiedades de rigidez de elementos de concreto deben considerar el efectos de secciones agrietadas.

Para sistemas de marcos de acero a momento, la contribución de la deformación de la zona del panel debe considerarse en el cálculo de la deriva total del nivel.

Estructuras con irregularidad estructural de tipo 1a,1b, 4 o 5 deben ser analizadas utilizando un software 3D. Cuando se utilice un modelo 3D, debe utilizarse un mínimo de 3 grados de libertad que consisten en rotación en el eje vertical y traslación en direcciones ortogonales para cada nivel de la estructura. Donde no se considere un diafragma rígido o flexible de acuerdo con la sección 12.3.1 el modelo debe incluir una representación de las características de rigidez de este [9].

Diseño de diafragma

Los diafragmas deben ser diseñados para esfuerzos de corte y flexión resultado de las fuerzas de diseño. En discontinuidades como aberturas y esquinas entrantes, el diseño debe asegurar la transferencia de cargas [9].

Fuerzas del diseño del diafragma

Diafragmas de piso y de techo debe ser diseñados para resistir fuerzas sísmicas del análisis estructural, las cuales no pueden ser menores a las determinadas con la siguiente ecuación:

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i} W_{px} \quad (15)$$

Donde:

F_{px} = Fuerza de diseño para el diafragma en el nivel x

F_i = fuerza de diseño aplicada al nivel i

w_i = peso tributario al nivel i

w_x = peso tributario al diafragma en el nivel x

La fuerza determinada con la ecuación anterior no debe ser menor a:

$$F_{px} = 0.2 S_{DS} I_e w_{px} \quad (16)$$

Sin embargo no debe exceder:

$$F_{px} = 0.4 S_{DS} I_e w_{px} \quad (17)$$

Todos los diafragmas deben diseñarse para las fuerzas inerciales de las de las ecuaciones 12.10-1 y 12.10-3 y para todas las transferencias de carga. Para estructuras con irregularidades horizontal Tipo 4 la transferencia de cargas de la fuerza sísmica a elementos verticales tanto arriba como abajo del diafragma debe incrementarse con el factor de sobrecarga descrito en 12.4.3. antes de agregarse las fuerzas inerciales [9].

Límite de deriva de piso

La deriva de piso Δ no debe exceder la deriva permisible Δ_a obtenida de la siguiente tabla:

Figura 13: Derivas permisibles

Estructura	Categoría de riesgo (SDC)		
	I o II	III	IV
<i>Estructuras, que no sean de muros de corte de mampostería, cuatro niveles o menos encima de la base definida en la sección 11.2, con paredes interiores, particiones, cielos falsos, y muros exteriores que han sido diseñados para disminuir la derivas estructurales.</i>	0.025 h_n	0.020 h_n	0.015 h_n
<i>Estructuras de muros de corte de mampostería tipo voladizo.</i>	0.010 h_n	0.010 h_n	0.010 h_n
<i>Cualquier otra estructura con muros de corte de mampostería.</i>	0.007 h_n	0.007 h_n	0.007 h_n
<i>Todas las demás estructuras</i>	0.020 h_n	0.015 h_n	0.010 h_n

[9]

Deflexión del diafragma

La deflexión en el plano del diafragma determinada por el análisis estructural no debe exceder la deflexión permisible de los elementos adjuntos. La deflexión permisible será aquella que permita que los elementos estructurales adjuntos mantengan su integridad estructural ante las cargas prescritas.

Separación estructural

Todas las porciones de la estructura deben diseñarse para actuar como una unidad integral al resistir fuerzas sísmicas a excepción que exista una separación estructural de una distancia suficiente para evitar daño por contacto. Las separaciones deben permitir el máximo desplazamiento inelástico (δ_M). δ_M debe determinarse en zonas críticas tomando en consideración desplazamientos traslacionales y torsionales de la estructura, incluyendo amplificaciones torsionales donde sea aplicable utilizando la siguiente ecuación:

$$\delta_M = \frac{C_d \delta_{max}}{I_e} \quad (18)$$

Donde:

δ_{max} = máximo desplazamiento elástico en zonas críticas.

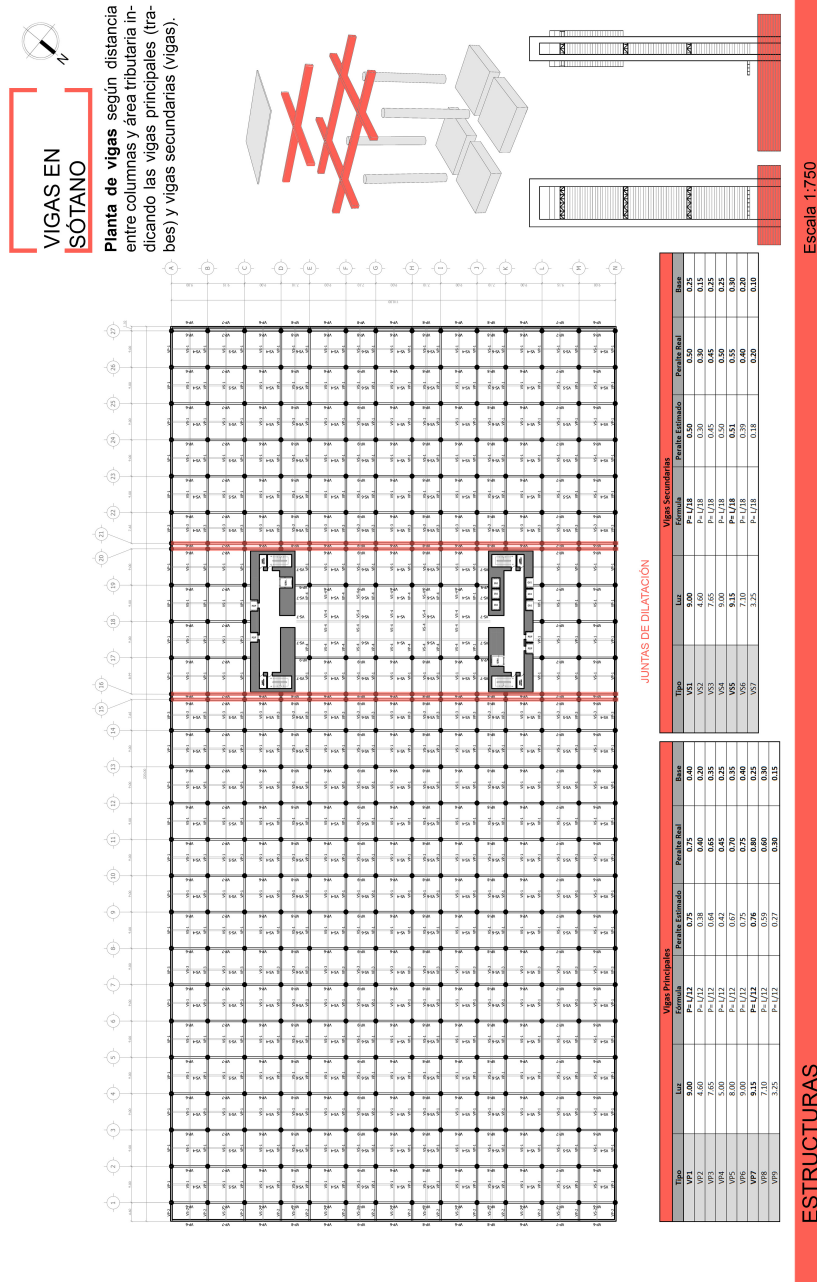
CAPÍTULO 4

Descripción del proyecto

La propuesta arquitectónica fue elaborada por una estudiante de la Facultad de Arquitectura de la Universidad Francisco Marroquín, esta consiste en 9 sótanos con una altura de 4 metros y una torre de 76 niveles de los cuales no se especificó altura por lo que se trabajaron con 3.5 metros.

4.1. Planta típica de sótanos

Figura 14: Planta típica de sótanos



Fuente: Planos Universidad Francisco Marroquín, Anexos

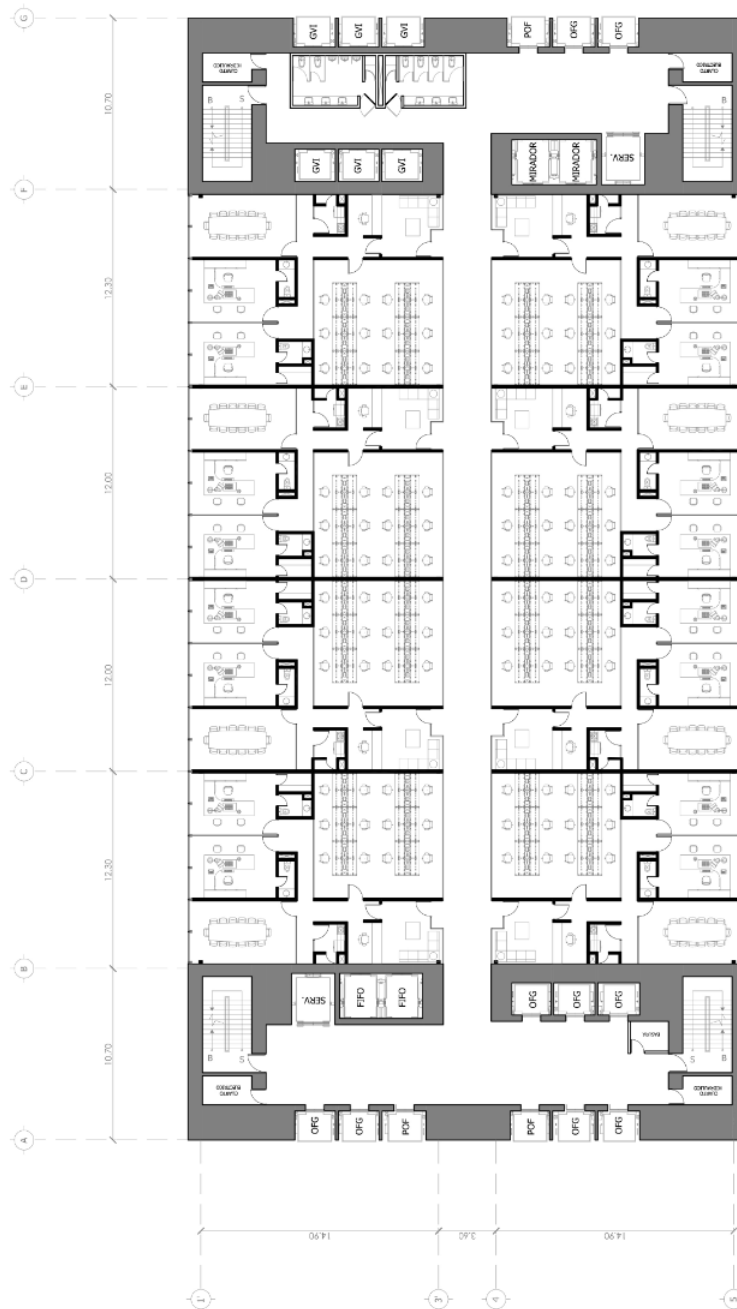
La torre consta de 2 ocupaciones:

- oficinas
- apartamentos

4.2. Tramo de oficinas

Del nivel 1 al nivel 46 consta el tramo de oficinas con distintas áreas.

Figura 15: Tramo oficinas



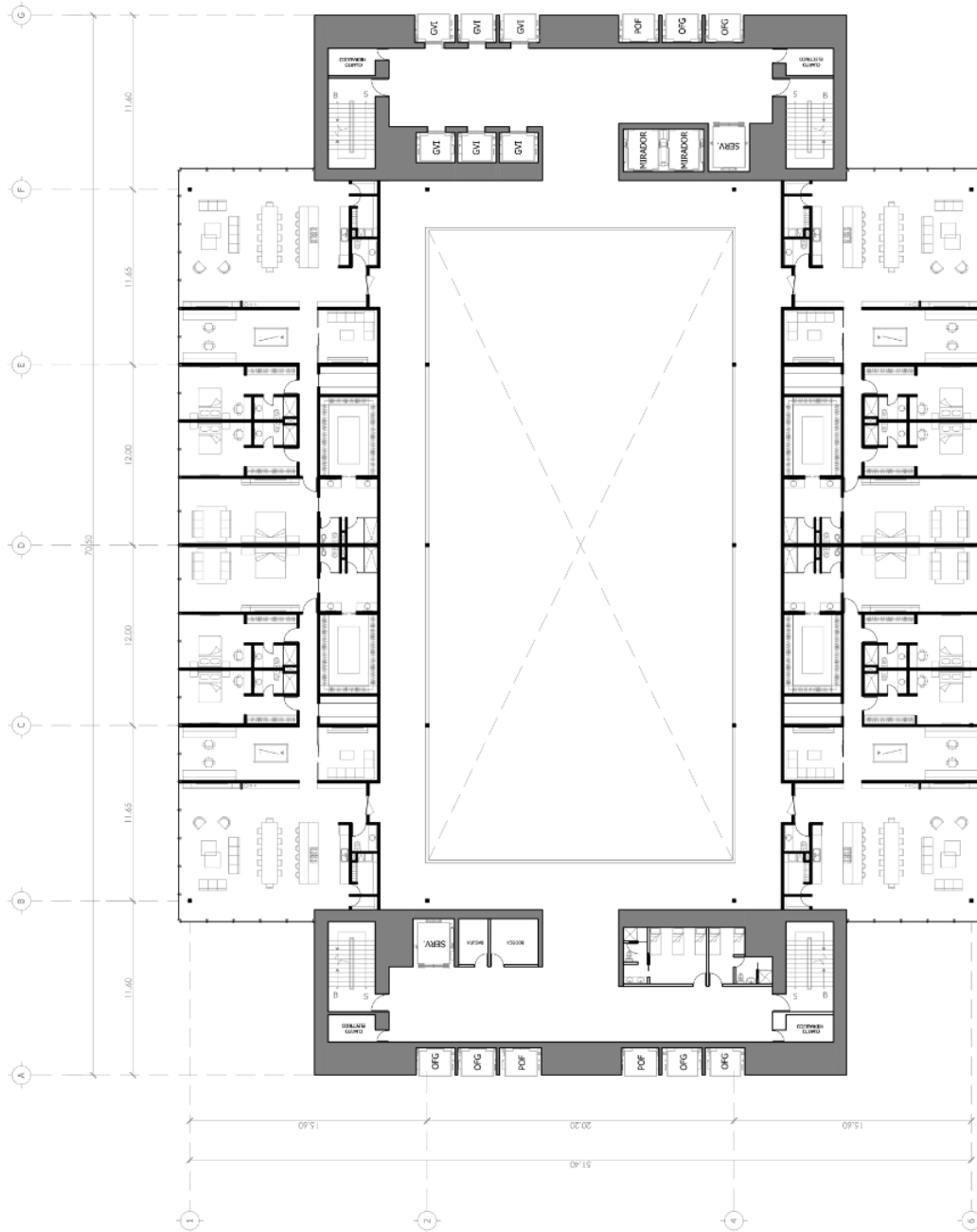
Fuente: Planos Universidad Francisco Marroquín, Anexos

4.3. Tramo de apartamentos

El tramo de apartamentos va del nivel 47 a 76 y se divide en apartamentos con áreas de:

- $80\ m^2$
- $170\ m^2$
- $330\ m^2$

Figura 16: Apartamentos



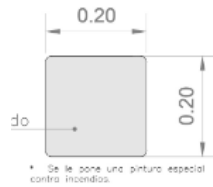
Fuente: Planos Universidad Francisco Marroquín, Anexos

4.4. Elementos estructurales

Los elementos estructurales especificados fueron:

- Columnas En la torre se utilizó una sección compuesta por un perfil tubular cuadrado de 20cm x 20cm en todos los niveles

Figura 17: Columnas



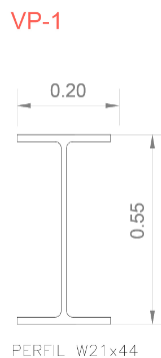
Fuente: Planos Universidad Francisco Marroquín, Anexos

- Vigas En los planos pueden identificarse 5 tipos de vigas principales como:
 - VP1
 - VP2
 - VP3
 - VP4
 - VP5

Sin embargo, se especifican únicamente los tipos VP1, VP3 y V5P los cuales consisten en perfiles W de acero A36, los cuales se ilustran a continuación:

- VP1 y VP3 son el mismo perfil

Figura 18: Vigas principales VP1 y VP3



Fuente: Planos Universidad Francisco Marroquín, Anexos

- VP5

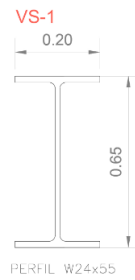
Figura 19: Viga principal VP5



Fuente: Planos Universidad Francisco Marroquín, Anexos

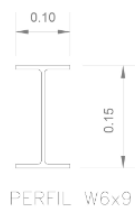
Se identifican dos tipos de vigas secundarias

Figura 20: Viga secundaria VS1



Fuente: Planos Universidad Francisco Marroquín, Anexos

Figura 21: Viga secundaria VS2



Fuente: Planos Universidad Francisco Marroquín, Anexos

4.5. Materiales utilizados

Los materiales especificados para realizar el predimensionamiento de elementos estructurales fueron:

- Concreto
- Acero A36

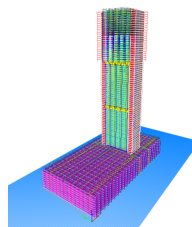
5.1. Revisión de planos

Como primer paso para realizar el análisis estructural de la propuesta, se realizó una revisión a simple vista de los planos donde se identificaron una serie de equivocaciones en el criterio estructural los cuales se ven ejemplificados en las figuras 14,15,21 .

5.2. Modelación en ETABS

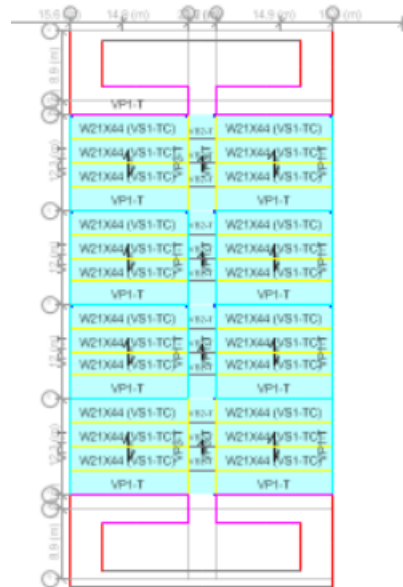
La propuesta arquitectónica fue modelada y analizada en el software de diseño y cálculo estructural ETABS 17.0.1. Cada elemento estructural fue modelado tal y como se planteó en los planos. Las secciones que no fueron especificadas en los planos, se tomaron como secciones que si lo fueron para suplir la información faltante.

Figura 22: Modelo en ETABS



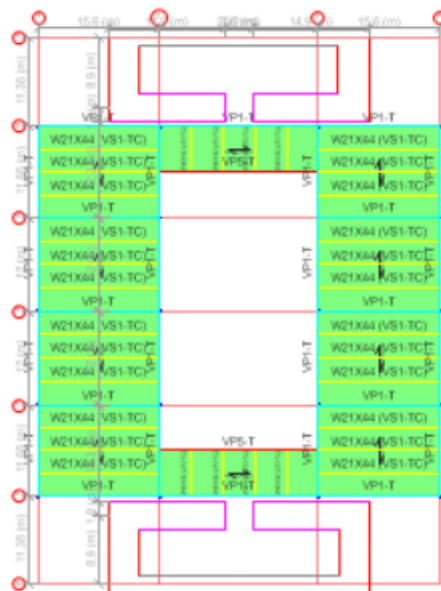
Fuente: Elaboración propia.

Figura 23: Planta típica Nivel 1-46



Fuente: Elaboración propia.

Figura 24: Planta típica Nivel 47-76



Fuente: Elaboración propia.

5.3. Análisis estático

Para hallar el cortante basal se utilizó el método de carga estática equivalente del capítulo 12 de ASCE, no obstante se utilizó la Norma de Seguridad Estructural para Guatemala NSE 2 para los parámetros de respuesta sísmica S_s y S_1 .

Se utilizó una clase de sitio D, ya que ASCE establece en la sección 11.4.4 que puede utilizarse esta clase de sitio cuando exista falta de información de la calidad del suelo donde se realizará la estructura, el código también establece que el parámetro F_a mínimo cuando exista esta falta de información es de 1.2. Debido a la altura se clasificó la estructura con una categoría de riesgo III a la cual correspondía un factor de importancia I_e de 1.25, según la tabla 1.5-2. Se tomó como base sísmica el primer nivel de la torre, no se incluyeron los sótanos en el análisis sísmico, ya que se tomó que estos solo estaban sometidos a carga gravitacional. La altura de cada nivel era un parámetro no especificado en planos por lo que se tomó como 11.48 pies (3.5 m). De ahí que la altura utilizada en el análisis fue de 872.48 pies (266 metros).

Para el peso sísmico se tomó el 100 % de la carga muerta y el 25 % de la carga viva en el nivel 1. Durante la revisión de los planos se identificó una deficiencia con los muros de cajón de la estructura por lo que se obtuvo un cortante basal con ellos y un cortante basal sin ellos para observar como incrementan las cargas en la estructura. Los parámetros R , C_t y x se tomaron para un sistema estructural de marcos especiales de acero ya que ASCE prohíbe el uso de marcos ordinarios o intermedios para zona sísmica y la altura de la estructura sobrepasa el límite para utilizar otro sistema.

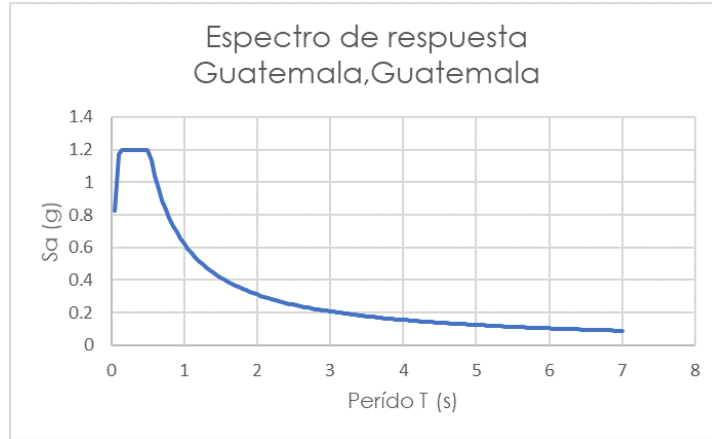
Cuadro 3: Método de carga estática equivalente

Normas de seguridad estructural para Guatemala			
NSE 2 Demandas Estructurales y Condiciones de sitio Edición 2018			
Capítulo 4 Aspectos Sísmicos			
Ubicación del proyecto			
Municipio	Guatemala		
Departamento	Guatemala		
Anexo A Tabla A-1			
		Parámetros de amenaza sísmica	
		S_s	1.5
		S_1	0.55
ASCE 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures			
Capítulo 11 Seismic Design Criteria			
11.4.3 clase de sitio		D	
11.4.4 Coeficientes de Sitio			
Tabla 11.4-1 Coeficiente de sitio para período corto F_a		1.2	
Tabla 11.4-2 Coeficiente de sitio para período largo F_v		1.7	
11.4.4 Parámetros de aceleración espectral			
SMS		1.8	
SMI		0.935	
11.4.5 Parámetros de aceleración espectral para diseño			
S_{DS}		1.2	
S_{D1}		0.623333333	
Capítulo 12 Seismic Design Requirements for Seismic Structures			
12.8.2.1 Aproximación del período fundamental			
Sistema Estructural		Marcos Especiales de Acero	
C_t		0.028	
x		0.8	
h_n		873	ft
T_a		6.309129276	s
11.4.6 Diseño del espectro de respuesta			
T_s		0.519444444	
T_o		0.103888889	
Capítulo 12			
12.8 Método de carga estática equivalente			
12.8.1.1 Cálculo del coeficiente de respuesta sísmica			
S_{Ds}		1.2	
R		8	
I_e		1.25	
C_s		0.1875	
C_{sMIN}		0.066	\geq 0.01
Cs es mayor al mínimo			
Valores obtenidos de Etabs 17.0.1			
Carga muerta		98451	kip
Carga viva		64127	kip
Peso sísmico		114482.75	kip
Cortante Basal		21465.5156	kip

5.3.1. Análisis dinámico

Una vez modelada la estructura, se ingresó el sismo estático utilizando el parámetro C_s que se observa en el Cuadro 3, posteriormente para la realización del análisis modal espectral se realizó el espectro de respuesta para la ciudad de Guatemala el cual se observa en 25.

Figura 25: Espectro de respuesta



Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente el espectro se ingresó a ETABS para ser utilizado en el sismo dinámico el cual se calibró al 100 % del sismo estático para conocer las fuerzas de diseño. El sismo estático difiere de ETABS en un 15 % al calculado en excel. También se definió el espectro de derivas el cual solo se multiplicó por $g * \frac{I_e}{R}$.

Cuadro 4: Calibración del espectro

Planta típica 1	EQ x	Top	0	-17581.927	0.00001864	36227595.87	-0.125	-137614295
Planta típica 1	EQ x-	Bottom	0	-17581.927	0.00001864	36227595.87	-0.128	-140037001
Planta típica 1	EQ y-	Top	0	0.00002524	-17581.927	-104398002	137614295	0.203
Planta típica 1	EQ y-	Bottom	0	0.00002524	-17581.927	-104398002	140037002	0.207
Planta típica 1	EQ Diseño X Max	Top	9.038	17581.861	5274.425	49794319.54	35985215.28	122671482
Planta típica 1	EQ Diseño X Max	Bottom	9.038	17581.861	5274.425	49794319.54	36696639.77	125002487
Planta típica 1	EQ Diseño Y Max	Top	2.733	5274.299	17581.831	106632084	119953512	36799646.35
Planta típica 1	EQ Diseño Y Max	Bottom	2.733	5274.299	17581.831	106632084	122324983	37498913.39

5.3.2. Análisis de irregularidades y derivas

Con el sismo dinámico se verificaron las irregularidades verticales y horizontales de la estructura y se calcularon las derivas las cuales se ejemplifican en los Cuadros 10,11,12,13.

5.3.3. Diseño de propuesta de cimentación

Durante la revisión de planos se identificó que no era posible colocar zapatas a una estructura como esta, por lo que se realizó el diseño de otro tipo de cimentación para conocer

su viabilidad. Los pilotes se perfilaron como alternativa por lo que se procedió a realizar una serie de cálculos sencillos para tener un aproximado del área de la campana y la profundidad a la que estarían enterrados.

Para la capacidad de carga de un pilote se utilizó el método estático, el cual considera la resistencia por punta y por fuste.

$$R_{TOTAL} = R_{fuste} + R_{punta} \quad (19)$$

Se utilizaron las ecuaciones de Terzaghi para el cálculo de la capacidad por fuste y por punta.

$$R_f = 2\pi r(f_L \cdot D_t) \quad (20)$$

Donde:

r=radio del pilote

f_L =fricción lateral del suelo

D_t =profundidad de la punta del pilote

$$R_p = \pi r^2(1.3 \cdot C \cdot N_c + \gamma_{suelo} \cdot D_t \cdot N_q + 0.6 \cdot \gamma_{suelo} \cdot r \cdot N_w) \quad (21)$$

Donde:

C=Cohesión del terreno (T_m/m^2)

N_c, N_q, N_w =Factores que dependen del ángulo de fricción interna

γ_{suelo} =peso específico del suelo

No se contaba con información del suelo por lo que se asumieron los parámetros para una arena densa.

Cuadro 5: Parámetros del suelo

C=0
$N_c=58$
$N_q=43$
$N_w=42$

Se inició asumiendo un $D_t=25$ m, un $\gamma_{suelo}=1.75$ ton/ m^3 y un radio de 2 metros, con los cuales se obtuvieron las siguientes resistencias:

$$R_f = 549.7ton \quad (22)$$

$$R_p = 24,748.84ton \quad (23)$$

Se decidió despreciar la resistencia por fricción ya que no es significativa en comparación con la resistencia por punta, la cual equivale a 54,561 kip.

Posteriormente se obtuvieron las reacciones por carga muerta, viva y sismo en la base del edificio del programa ETABS para conocer si la capacidad del pilote podía suplir las sollicitaciones de la estructura.

Cuadro 6: Reacciones en la base

R_{cm}	7,154 ton (15,771.7 kip)
R_{cv}	5,739.57 ton (12,653.46 kip)
R_{EQ}	9,077 ton (20,011.15 kip)

Con lo que se obtiene una reacción total de 21,970 ton la cual es menor a la capacidad del pilote $R_p=24,970$ ton.

Por lo que se decidió optimizar las dimensiones de los pilotes a:

Cuadro 7: Nuevo dimensionamiento

R	1.50 metros
D_t	41 metros

Obteniendo así un $R_p=22,275$ ton > 21,970 ton

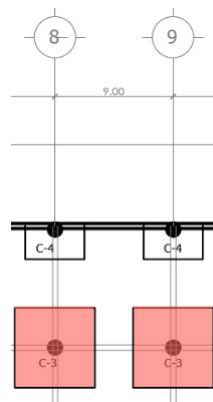
Discusión y resultados

El objetivo principal de este trabajo de graduación consistía en realizar un análisis estructural a la propuesta conceptual de una edificación de 85 niveles en la ciudad de Guatemala utilizando las especificaciones ASCE/SEI 7-16, para ello se analizaron las derivas de la estructura, irregularidades verticales y horizontales y se calibró el sismo dinámico al 100 % del sismo estático para conocer las fuerzas de diseño.

Sin embargo, se encontraron una serie de deficiencias estructurales que de antemano sugirieron que la estructura no cumpliría con el límite de derivas especificado en el código.

A nivel de cimentación la estructura fue predimensionada con zapatas de 19.6 x 19.6 pies (6m x 6m) y una altura de 4.20 pies (1.28m). Separadas a 9.8 pies (3 metros) entre ellas. Este geometría es problemática.

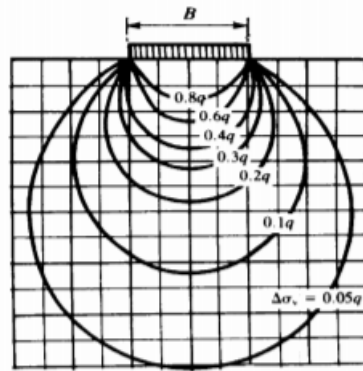
Figura 26: Zapatas en planta



Fuente: Planos Universidad Francisco Marroquín, Anexos

La presión bajo el suelo de una zapata se distribuye a través de los bulbos de presión como se observa en la siguiente figura.

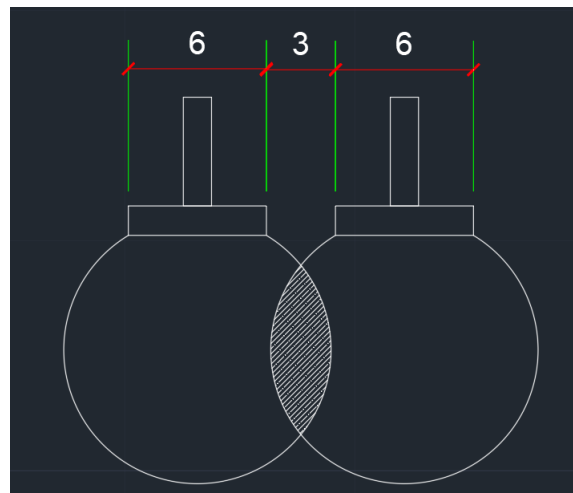
Figura 27: Bulbo de presión debajo de una zapata



[10]

Es por esto que las zapatas deben separarse de tal forma que no ocurra una superposición entre los mismos a una determinada profundidad debido a que esto duplicaría la presión en el suelo y generaría asentamientos, en este caso las zapatas se encuentran separadas a 3 metros de longitud cuando éstas deben separarse al ancho de la zapata como mínimo (6 metros) por lo que sucedería el fenómeno descrito anteriormente.

Figura 28: Superposición de bulbos de presión



Fuente:Elaboración propia

Las zapatas se consideran una cimentación superficial, la cual no es adecuada para una estructura de 872.48 pies (266 m) de altura donde las solicitaciones horizontales por sismo y viento producen momentos de volteo que pueden controlarse mediante cimentaciones profundas como pilotes.

El cálculo de los pilotes se efectuó con las mayores reacciones en la base las cuales fueron

debajo de la torre las cuales se enuncian en la tabla 6.

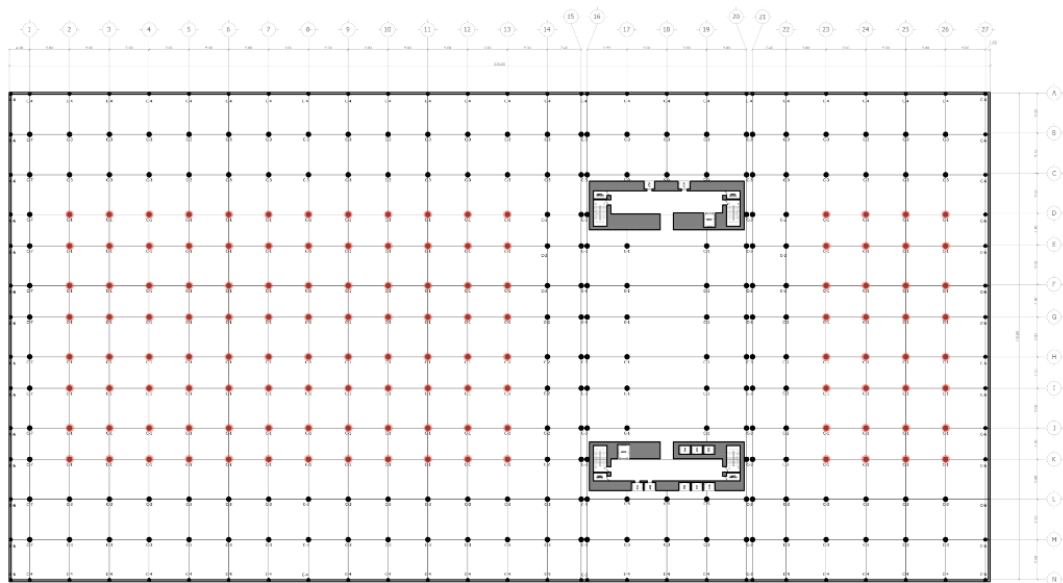
Este es un cálculo simple que se realizó para conocer las fuerzas de diseño de la estructura mediante las cuales una zapata se fracturaría por punzonamiento. Las dimensiones de los pilotes con un radio de 1.5 metros y una profundidad de 41 metros pueden considerarse grandes en comparación con una estructura convencional en Guatemala donde los pilotes usualmente no requieren de campana y se entierran a profundidades de aproximadamente 20 metros, esto confirma que la consideración de zapatas apunta a un criterio estructural desacertado.

Los pilotes deben unificarse mediante una losa de cimentación o una retícula de vigas de amarre. La losa de cimentación pilotada es más común en este tipo de estructuras tal es el caso del Burj Khalifa en Dubai [11], sin embargo para la cimentación de estructuras de gran altura se deben tomar en cuenta factores como:

- Las cargas cíclicas por viento pueden inducir un degradamiento a la capacidad de la cimentación causando asentamientos[12].
- Las cargas dinámicas por viento y sismo pueden producir efectos de resonancia por lo que la frecuencia natural de la cimentación debe ser mayor a la de la estructura que soporta [12].

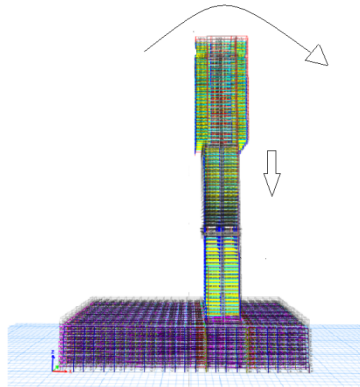
Por otro lado, un error hallado en los planos fue no localizar la torre de oficinas y apartamentos centrada en la estructura de parqueos sino desfasada a la derecha, esta excentricidad causaría que las cargas no se encontraran dentro del tercio medio del ancho de la estructura, provocando tensión sobre el suelo lo cual jamás debe considerarse en un diseño estructural ya que el suelo no tiene esta capacidad.

Figura 29: Vista en planta



Fuente: Planos Universidad Francisco Marroquín, Anexos

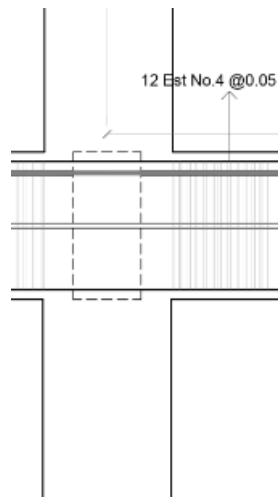
Figura 30: Vista en elevación



Fuente: Elaboración propia.

En cuanto a los otros elementos estructurales de la edificación de sótanos se encontró que la separación entre estribos de las vigas principales es de 5 cm, la cual sobrepasa la separación mínima establecida por el código ACI 318- 14 la cual es de 10 cm.

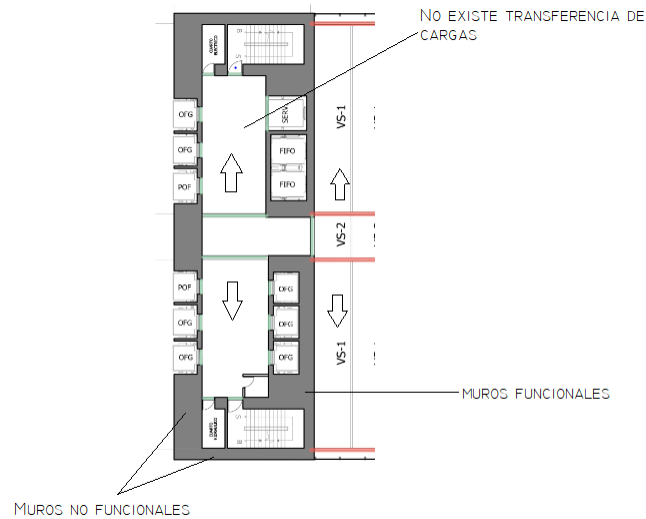
Figura 31: Separación entre estribos prohibida por el código



Fuente: Planos Universidad Francisco Marroquín, Anexos

Posteriormente se analizó la torre donde se encontraron el mayor número de errores por falta de criterio estructural. El sistema estructural no se encuentra configurado de manera correcta, debido a que el núcleo de muros concreto fue predimensionado como un cajón hueco, donde no es posible desarrollar un mecanismo de transferencia de solicitaciones horizontales debido a la falta de un elemento estructural horizontal como un diafragma rígido que le transfiera carga por lo que este no puede cumplir su función de proporcionar rigidez a la estructura y solo ocupa un porcentaje del 86 % a la carga muerta sin cumplir ninguna función estructural e incrementado el cortante basal. Los únicos muros que pueden desarrollar la función de absorber la carga lateral son los que se encuentran con el metaldeck como puede apreciarse en la siguiente Figura 32, a los cuales no debería de realizarse ningún tipo de perforación que disminuya su espesor.

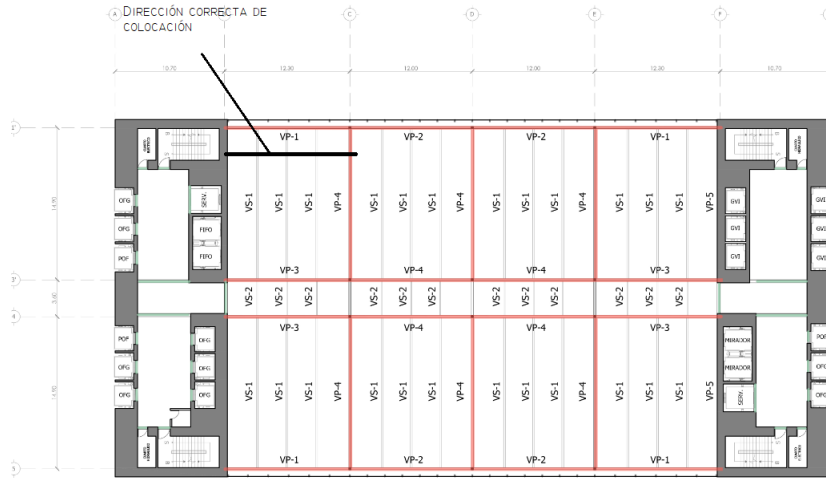
Figura 32: Transferencia de cargas



Fuente: Planos Universidad Francisco Marroquín, Anexos

La carga muerta de la estructura fue de 703,452 kip y viva 65,430 kip con la cual se obtuvo un cortante basal de 134,324 kip, sin embargo luego de identificar que los muros no cuentan con una función estructural se decidió eliminarlos del modelo para conocer el comportamiento estructural de los elementos que si se encontraban solicitados no solo por su peso propio, dejando así un sistema de marcos especiales de acero con una carga muerta de 98,451 kip y una carga viva de 64,127 kip obteniendo un cortante basal de 21,465.5156 kip. El sistema de marcos especiales utilizado no es capaz de disipar las solicitaciones sísmicas debido a que no posee un sistema de arriostramiento el cual en estructuras de acero cumple esta función, este es uno de los motivos del por qué las derivas sobrepasan en más del 100 % como se observa en los cuadros 10,11,12,13 el límite permisible de ASCE. No en todos los casos se colocan riostras para tomar las cargas laterales ya que los marcos pueden desarrollar un mecanismo dúctil mediante el diseño de rótulas plásticas[4] sin embargo luego de cierta altura esto no es suficiente para cumplir con las derivas permisibles de los códigos de diseño. Observando la estructura en planta como se observa en la Figura 33, las vigas secundarias están colocadas del lado largo, lo cual es incorrecto, estas deben colocarse del lado corto debido a que las cargas tomarán la ruta más corta cuando bajan por la estructura.

Figura 33: Colocación de vigas secundarias

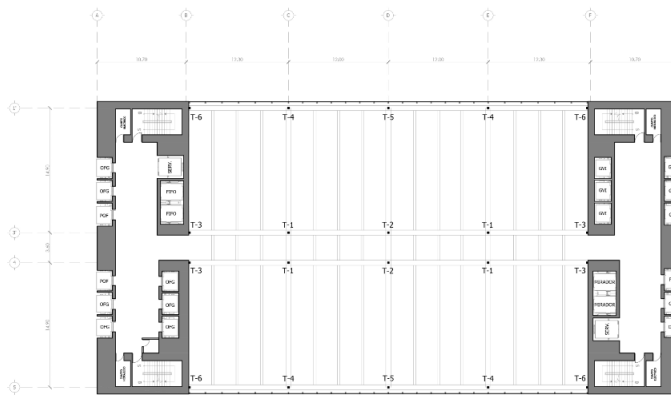


Fuente: Planos Universidad Francisco Marroquín, Anexos

Generalmente este tipo de estructuras se construyen con secciones compuestas ya que esto incrementa la resistencia de elementos estructurales. Este concepto fue implementado para el predimensionamiento de tensores los cuales actúan como columnas, lo cual es un concepto erróneo ya que un tensor es un elemento muy esbelto solicitado por tracción, mientras que la sollicitación principal de una columna es compresión.

Probablemente para conservar la esbeltez se propuso un perfil tubular de acero relleno de concreto, pero esto se hace irrelevante debido a que la sección propuesta es de 0.2m x 0.2m (6.5pies x 6.5pies) la cual no es capaz de soportar cargas axiales de entre 70,000 y 90,000 kip. Columnas con estas dimensiones habitualmente pueden utilizarse para una pérgola pero no para edificaciones. En la Figura 34 puede apreciarse el tamaño tan pequeño de las columnas en relación a los ejes de la edificación.

Figura 34: Vista en planta columnas



Fuente: Planos Universidad Francisco Marroquín, Anexos

Mediante un análisis modal espectral se comprobó que la estructura no posee coherencia en el dimensionamiento de sus elementos estructurales. Como puede observarse en 8 donde se tiene un período de vibración para la dirección X es de 62.09s en el modo de vibración 1 y para la dirección en Y de 48.391s en el modo de vibración 2. Ambos modos de vibración corresponden al grado de libertad de traslación de la estructura indicando que esta tiene oscilaciones largas debido a la falta de rigidez.

Cuadro 8: Modos de vibración

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period(s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	62.09	0.6184	0	0	0.6184	0	0	0	0.3499	0.0014	0	0.3499	0.0014
Modal	2	48.391	6.315E-07	0.7436	0	0.6184	0.7436	0	0.25	0.00000118	0.0008	0.25	0.3499	0.0022
Modal	3	47.243	0.0005	0.0007	0	0.6189	0.7443	0	0.0002	0.0011	0.8367	0.2502	0.351	0.8389
Modal	4	25.854	0.2452	0	0	0.8641	0.7443	0	0	0.205	0.0002	0.2502	0.5559	0.8391
Modal	5	18.671	0	0.1428	0	0.8641	0.8871	0	0.3816	0	0	0.6318	0.5559	0.8391
Modal	6	13.762	0.0001	0	0	0.8642	0.8871	0	0	0.0008	0.0852	0.6318	0.5567	0.9244
Modal	7	11.681	0.0543	0	0	0.9185	0.8871	0	0	0.1732	0.0003	0.6318	0.7299	0.9247
Modal	8	9.702	0	0.0443	0	0.9185	0.9314	0	0.1358	0	0	0.7677	0.7299	0.9247
Modal	9	8.249	0.0035	0	0	0.922	0.9315	0	5.215E-07	0.0154	0.0156	0.7677	0.7454	0.9403
Modal	10	8.086	0.0161	0	0	0.9381	0.9315	0	0	0.0685	0.0043	0.7677	0.8139	0.9445
Modal	11	6.346	0	0.019	0	0.9381	0.9504	0	0.0733	0	0	0.841	0.8139	0.9445
Modal	12	6.187	0.0019	0	0.0000012	0.94	0.9504	0.000001227	0	0.0008	0.0001	0.841	0.8147	0.9446

Se encontró que el período de la estructura baja de 62.09s a 50.69s en la dirección X por lo que puede verse reflejado el efecto que tiene el cambio de planta a partir del piso 48, donde se existe una concentración de masa mayor.

Cuadro 9: Periodo de vibración con una sola planta típica

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period(s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	50.699	0.7736	0	0	0.7736	0	0	0	0.2173	0.0039	0	0.2173	0.0039
Modal	2	44.988	0	0.796	0	0.7736	0.796	0	0.1956	0	0	0.1956	0.2173	0.0039
Modal	3	38.409	0.0034	0	0	0.7769	0.796	0	0	0.0013	0.8147	0.1956	0.2186	0.8186
Modal	4	16.475	0.124	0	0	0.9009	0.796	0	0	0.4983	0.0003	0.1956	0.7169	0.8189
Modal	5	14.893	0	0.1099	0	0.9009	0.9059	0	0.5257	0	0	0.7213	0.7169	0.8189
Modal	6	12.812	0.0007	0	0	0.9016	0.9059	0	0	0.0026	0.0879	0.7213	0.7196	0.9068
Modal	7	9.194	0.0308	0	0	0.9324	0.9059	0	0	0.0638	0.0004	0.7213	0.7833	0.9072
Modal	8	8.561	0	0.0298	0	0.9324	0.9357	0	0.057	0	0	0.7783	0.7833	0.9072
Modal	9	7.703	0.0004	0	0	0.9329	0.9357	0	0	0.0009	0.0279	0.7783	0.7842	0.935
Modal	10	6.189	0.0198	0	0	0.9527	0.9357	0	0	0.0683	0.0004	0.7783	0.8525	0.9354
Modal	11	5.856	0	0.019	0	0.9527	0.9548	0	0.0703	0	0	0.8485	0.8525	0.9354
Modal	12	5.254	0.0004	0	0	0.9531	0.9548	0	0	0.0014	0.019	0.8485	0.854	0.9544

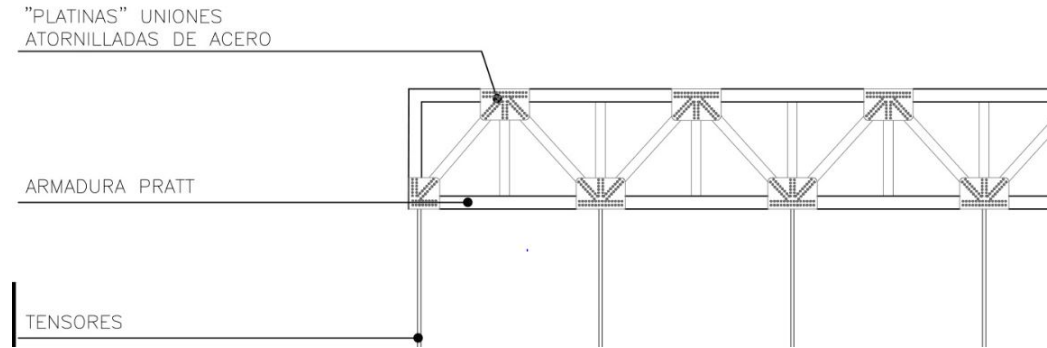
En el análisis de irregularidades horizontales se encontró que la estructura no posee irregularidad por torsión.

La estructura tampoco presentó las irregularidades de esquina entrante ni diafragma discontinuo a pesar de tener una agujero de $473m^2$. No es recomendable que existan agujeros en el diafragma ya que este se encarga de transferir la carga sísmica a elementos verticales, por lo que si existe un agujero esta fuerzas deben redistribuirse en un área menor lo cual incrementará los esfuerzos causando daños severos si no existe un detallamiento adecuado capaz de disipar las fuerzas al nivel inferior.

La estructura presenta la irregularidad horizontal no.4, existe un desface lateral en las columnas a partir del nivel 48, por lo que los elementos estructurales del nivel 47 deben diseñarse para resistir las fuerzas sísmicas de acuerdo con la sección 12.4.3 del código ASCE/SEI 7-16. Además, las fuerzas sísmicas deben incrementarse en el 25% para conexiones de diafragmas a elementos verticales[9]. Por último, en cuanto a irregularidades horizontales, no se presenta irregularidad no paralela. Para el análisis de irregularidades verticales se encontró en los pisos 22 y 23,46 y 47,71 y 72 se presenta un piso flexible debido a que en los niveles

23,46 y 72 se encuentran colocadas las armaduras de acero las cuales son sumamente pesadas en comparación con el resto de los niveles. Además, se buscaba que estos transfirieran la carga a los tensores los cuales no tienen una sección coherente como se observa en 36 para transferir la carga de las armaduras.

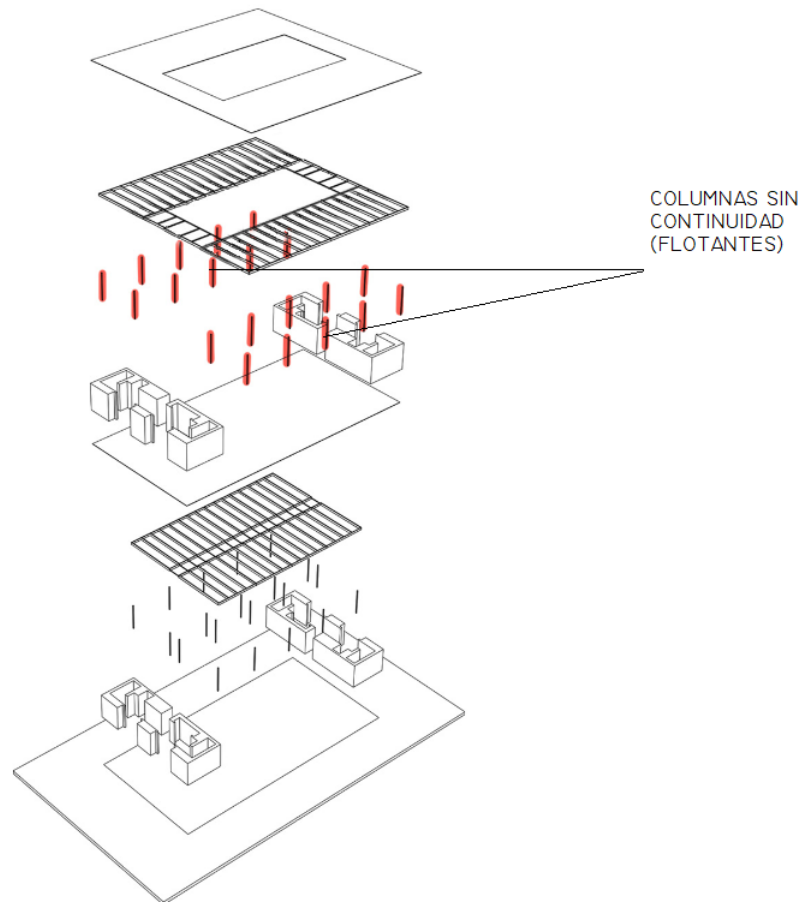
Figura 35: Armaduras y tensores



Fuente: Planos Universidad Francisco Marroquín, Anexos.

Se detectó discontinuidad en el plano vertical la cual puede considerarse la más crítica en el caso de este análisis debido a que genera una serie de problemas tanto por carga gravitacional como sísmica.

Figura 36: Falta de continuidad en columnas



Fuente: Plano Universidad Francisco Marroquín, Anexos

Las columnas flotantes deben estar sobre una viga la cual transferirá la carga a los elementos estructurales del piso de abajo que generalmente son columnas. Las columnas se modelan como una carga puntal sobre la viga, la cual pedirá dimensiones robustas para proporcionar suficiente rigidez, sin embargo, pueden existir complicaciones por deflexiones[13]. Por otro lado, las complicaciones por solicitaciones sísmicas que esta irregularidad puede provocar es un piso débil en el nivel inferior debido a un cambio de rigidez por lo que debe evitarse en el diseño arquitectónico.

Ya que la estructura no posee elementos estructurales resistentes a cargas laterales se presenta discontinuidad lateral. No se presenta irregularidad vertical tipo 2 en ningún nivel.

El análisis de derivas revela la ineficiencia en la estructura ya que las derivas se encuentran totalmente fuera del rango permisible y de la realidad ya que no existen materiales capaces de tomar deformaciones por desplazamientos del tal magnitud.

Cuadro 10: Revisión de derivas pisos 76-25

Nivel	Altura de nivel(ft)	Caso de carga	desplazamiento (in)	Δ_p (in)	δ (in)	$\delta C_d/I_c$	Chequeo
76	11.48	EQ X DERIVAS Max	859.533486	2.0664	13.61921	59.924524	NO CUMPLE
75	11.48	EQ X DERIVAS Max	845.914276	2.0664	13.91253	61.215132	NO CUMPLE
74	11.48	EQ X DERIVAS Max	832.001746	2.0664	14.152287	62.2700628	NO CUMPLE
73	11.48	EQ X DERIVAS Max	817.849459	2.0664	12.743061	56.0694684	NO CUMPLE
72	11.48	EQ X DERIVAS Max	805.106398	2.0664	0.639178	2.8123832	NO CUMPLE
71	11.48	EQ X DERIVAS Max	804.46722	2.0664	6.956043	30.6065892	NO CUMPLE
70	11.48	EQ X DERIVAS Max	797.511177	2.0664	4.705166	20.7027304	NO CUMPLE
69	11.48	EQ X DERIVAS Max	792.806011	2.0664	14.927399	65.6805556	NO CUMPLE
68	11.48	EQ X DERIVAS Max	777.878612	2.0664	16.24921	71.496524	NO CUMPLE
67	11.48	EQ X DERIVAS Max	761.629402	2.0664	16.860805	74.187542	NO CUMPLE
66	11.48	EQ X DERIVAS Max	744.768597	2.0664	17.317242	76.1958648	NO CUMPLE
65	11.48	EQ X DERIVAS Max	727.451355	2.0664	17.73387	78.029028	NO CUMPLE
64	11.48	EQ X DERIVAS Max	709.717485	2.0664	18.130862	79.7757928	NO CUMPLE
63	11.48	EQ X DERIVAS Max	691.586623	2.0664	18.512376	81.4544544	NO CUMPLE
62	11.48	EQ X DERIVAS Max	673.074247	2.0664	18.878854	83.0669576	NO CUMPLE
61	11.48	EQ X DERIVAS Max	654.195393	2.0664	19.230128	84.6125632	NO CUMPLE
60	11.48	EQ X DERIVAS Max	634.965265	2.0664	19.565875	86.08985	NO CUMPLE
59	11.48	EQ X DERIVAS Max	615.39939	2.0664	19.885729	87.4972076	NO CUMPLE
58	11.48	EQ X DERIVAS Max	595.513661	2.0664	20.189292	88.8328848	NO CUMPLE
57	11.48	EQ X DERIVAS Max	575.324369	2.0664	20.476137	90.0950028	NO CUMPLE
56	11.48	EQ X DERIVAS Max	554.848232	2.0664	20.745776	91.2814144	NO CUMPLE
55	11.48	EQ X DERIVAS Max	534.102456	2.0664	20.997659	92.3896996	NO CUMPLE
54	11.48	EQ X DERIVAS Max	513.104797	2.0664	21.231126	93.4169544	NO CUMPLE
53	11.48	EQ X DERIVAS Max	491.873671	2.0664	21.445398	94.3597512	NO CUMPLE
52	11.48	EQ X DERIVAS Max	470.428273	2.0664	21.639436	95.2135184	NO CUMPLE
51	11.48	EQ X DERIVAS Max	448.788837	2.0664	21.81226	95.973944	NO CUMPLE
50	11.48	EQ X DERIVAS Max	426.976577	2.0664	21.960054	96.6242376	NO CUMPLE
49	11.48	EQ X DERIVAS Max	405.016523	2.0664	22.089634	97.1943896	NO CUMPLE
48	11.48	EQ X DERIVAS Max	382.926889	2.0664	22.121097	97.3328268	NO CUMPLE
47	11.48	EQ X DERIVAS Max	360.805792	2.0664	22.425041	98.6701804	NO CUMPLE
46	11.48	EQ X DERIVAS Max	338.380751	2.0664	19.486916	85.7424304	NO CUMPLE
45	11.48	EQ X DERIVAS Max	318.893835	2.0664	1.394576	6.1361344	NO CUMPLE
44	11.48	EQ X DERIVAS Max	317.499259	2.0664	0.633803	2.7887332	NO CUMPLE
43	11.48	EQ X DERIVAS Max	316.865456	2.0664	5.417397	23.8365468	NO CUMPLE
42	11.48	EQ X DERIVAS Max	311.448059	2.0664	6.605471	29.0640724	NO CUMPLE
41	11.48	EQ X DERIVAS Max	304.842588	2.0664	6.749185	29.696414	NO CUMPLE
40	11.48	EQ X DERIVAS Max	298.093403	2.0664	6.82661	30.037084	NO CUMPLE
39	11.48	EQ X DERIVAS Max	291.266793	2.0664	6.895038	30.3381672	NO CUMPLE
38	11.48	EQ X DERIVAS Max	284.371755	2.0664	6.958376	30.6168544	NO CUMPLE
37	11.48	EQ X DERIVAS Max	277.413379	2.0664	7.016881	30.8742764	NO CUMPLE
36	11.48	EQ X DERIVAS Max	270.396498	2.0664	7.070576	31.1105344	NO CUMPLE
35	11.48	EQ X DERIVAS Max	263.325922	2.0664	7.119422	31.3254568	NO CUMPLE
34	11.48	EQ X DERIVAS Max	256.2065	2.0664	7.163352	31.5187488	NO CUMPLE
33	11.48	EQ X DERIVAS Max	249.043148	2.0664	7.202253	31.6899132	NO CUMPLE
32	11.48	EQ X DERIVAS Max	241.840895	2.0664	7.235979	31.8383076	NO CUMPLE
31	11.48	EQ X DERIVAS Max	234.604916	2.0664	7.264342	31.9631048	NO CUMPLE
30	11.48	EQ X DERIVAS Max	227.340574	2.0664	7.287112	32.0632928	NO CUMPLE
29	11.48	EQ X DERIVAS Max	220.053462	2.0664	7.30401	32.137644	NO CUMPLE
28	11.48	EQ X DERIVAS Max	212.749452	2.0664	7.314705	32.184702	NO CUMPLE
27	11.48	EQ X DERIVAS Max	205.434747	2.0664	7.318811	32.2027684	NO CUMPLE
26	11.48	EQ X DERIVAS Max	198.115936	2.0664	7.315856	32.1897664	NO CUMPLE
25	11.48	EQ X DERIVAS Max	190.80008	2.0664	7.305021	32.1420924	NO CUMPLE

Cuadro 11: Revisión de derivas pisos 24-1

Nivel	Altura de nivel (ft)	Caso de carga	desplazamiento (in)	Δ_p (in)	δ (in)	$\delta C_d/I_e$	Chequeo
24	11.48	EQ X DERIVAS Max	183.495059	2.0664	7.280668	32.0349392	NO CUMPLE
23	11.48	EQ X DERIVAS Max	176.214391	2.0664	7.16656	31.532864	NO CUMPLE
22	11.48	EQ X DERIVAS Max	169.047831	2.0664	5.678886	24.9870984	NO CUMPLE
21	11.48	EQ X DERIVAS Max	163.368945	2.0664	1.375853	6.0537532	NO CUMPLE
20	11.48	EQ X DERIVAS Max	161.993092	2.0664	5.960823	26.2276212	NO CUMPLE
19	11.48	EQ X DERIVAS Max	156.032269	2.0664	7.518396	33.0809424	NO CUMPLE
18	11.48	EQ X DERIVAS Max	148.513873	2.0664	7.406538	32.5887672	NO CUMPLE
17	11.48	EQ X DERIVAS Max	141.107335	2.0664	7.407934	32.5949096	NO CUMPLE
16	11.48	EQ X DERIVAS Max	133.699401	2.0664	7.431812	32.6999728	NO CUMPLE
15	11.48	EQ X DERIVAS Max	126.267589	2.0664	7.4468	32.76592	NO CUMPLE
14	11.48	EQ X DERIVAS Max	118.820789	2.0664	7.453276	32.7944144	NO CUMPLE
13	11.48	EQ X DERIVAS Max	111.367513	2.0664	7.451385	32.786094	NO CUMPLE
12	11.48	EQ X DERIVAS Max	103.916128	2.0664	7.441242	32.7414648	NO CUMPLE
11	11.48	EQ X DERIVAS Max	96.474886	2.0664	7.422848	32.6605312	NO CUMPLE
10	11.48	EQ X DERIVAS Max	89.052038	2.0664	7.396232	32.5434208	NO CUMPLE
9	11.48	EQ X DERIVAS Max	81.655806	2.0664	7.361392	32.3901248	NO CUMPLE
8	11.48	EQ X DERIVAS Max	74.294414	2.0664	7.318108	32.1996752	NO CUMPLE
7	11.48	EQ X DERIVAS Max	66.976306	2.0664	7.26603	31.970532	NO CUMPLE
6	11.48	EQ X DERIVAS Max	59.710276	2.0664	7.204901	31.7015644	NO CUMPLE
5	11.48	EQ X DERIVAS Max	52.505375	2.0664	7.134488	31.3917472	NO CUMPLE
4	11.48	EQ X DERIVAS Max	45.370887	2.0664	7.054246	31.0386824	NO CUMPLE
3	11.48	EQ X DERIVAS Max	38.316641	2.0664	6.96334	30.638696	NO CUMPLE
2	11.48	EQ X DERIVAS Max	31.353301	2.0664	6.861248	30.1894912	NO CUMPLE
1	11.48	EQ X DERIVAS Max	24.492053	2.0664	6.747761	29.6901484	NO CUMPLE

Cuadro 12: Revisión de derivas eje Y pisos 76-1

Nivel	Altura de nivel (ft)	Caso de carga	desplazamiento (in)	Δ_p (in)	δ (in)	$\delta C_d/I_e$	Chequeo
76	11.48	EQ Y DERIVAS Max	463.810857	2.0664	4.517348	19.8763312	NO CUMPLE
75	11.48	EQ Y DERIVAS Max	459.293509	2.0664	4.651688	20.4674272	NO CUMPLE
74	11.48	EQ Y DERIVAS Max	454.641821	2.0664	4.785986	21.0583384	NO CUMPLE
73	11.48	EQ Y DERIVAS Max	449.855835	2.0664	2.176149	9.5750556	NO CUMPLE
72	11.48	EQ Y DERIVAS Max	447.679686	2.0664	2.559355	11.261162	NO CUMPLE
71	11.48	EQ Y DERIVAS Max	445.120331	2.0664	3.563067	15.6774948	NO CUMPLE
70	11.48	EQ Y DERIVAS Max	441.557264	2.0664	2.422427	10.6586788	NO CUMPLE
69	11.48	EQ Y DERIVAS Max	439.134837	2.0664	2.00487	8.821428	NO CUMPLE
68	11.48	EQ Y DERIVAS Max	437.129967	2.0664	5.441493	23.9425692	NO CUMPLE
67	11.48	EQ Y DERIVAS Max	431.688474	2.0664	5.602275	24.65001	NO CUMPLE
66	11.48	EQ Y DERIVAS Max	426.086199	2.0664	5.7495	25.2978	NO CUMPLE
65	11.48	EQ Y DERIVAS Max	420.336699	2.0664	5.893243	25.9302692	NO CUMPLE
64	11.48	EQ Y DERIVAS Max	414.443456	2.0664	6.034416	26.5514304	NO CUMPLE
63	11.48	EQ Y DERIVAS Max	408.40904	2.0664	6.17295	27.16098	NO CUMPLE
62	11.48	EQ Y DERIVAS Max	402.23609	2.0664	6.3088	27.75872	NO CUMPLE
61	11.48	EQ Y DERIVAS Max	395.92729	2.0664	6.441908	28.3443952	NO CUMPLE
60	11.48	EQ Y DERIVAS Max	389.485382	2.0664	6.572227	28.9177988	NO CUMPLE
59	11.48	EQ Y DERIVAS Max	382.913155	2.0664	6.699706	29.4787064	NO CUMPLE
58	11.48	EQ Y DERIVAS Max	376.213449	2.0664	6.824303	30.0269332	NO CUMPLE
57	11.48	EQ Y DERIVAS Max	369.389146	2.0664	6.945972	30.5622768	NO CUMPLE
56	11.48	EQ Y DERIVAS Max	362.443174	2.0664	7.064673	31.0845612	NO CUMPLE
55	11.48	EQ Y DERIVAS Max	355.378501	2.0664	7.18037	31.593628	NO CUMPLE
54	11.48	EQ Y DERIVAS Max	348.198131	2.0664	7.293027	32.0893188	NO CUMPLE
53	11.48	EQ Y DERIVAS Max	340.905104	2.0664	7.402611	32.5714884	NO CUMPLE
52	11.48	EQ Y DERIVAS Max	333.502493	2.0664	7.509085	33.039974	NO CUMPLE
51	11.48	EQ Y DERIVAS Max	325.993408	2.0664	7.612425	33.49467	NO CUMPLE
50	11.48	EQ Y DERIVAS Max	318.380983	2.0664	7.712572	33.9353168	NO CUMPLE
49	11.48	EQ Y DERIVAS Max	310.668411	2.0664	7.810702	34.3670888	NO CUMPLE
48	11.48	EQ Y DERIVAS Max	302.857709	2.0664	7.91594	34.830136	NO CUMPLE
47	11.48	EQ Y DERIVAS Max	294.941769	2.0664	8.323263	36.6223572	NO CUMPLE
46	11.48	EQ Y DERIVAS Max	286.618506	2.0664	21.531551	94.7388244	NO CUMPLE
45	11.48	EQ Y DERIVAS Max	265.086955	2.0664	0.636838	2.8020872	NO CUMPLE
44	11.48	EQ Y DERIVAS Max	264.450117	2.0664	0.483381	2.1268764	NO CUMPLE
43	11.48	EQ Y DERIVAS Max	263.966736	2.0664	4.164066	18.3218904	NO CUMPLE
42	11.48	EQ Y DERIVAS Max	259.80267	2.0664	5.010799	22.0475156	NO CUMPLE
41	11.48	EQ Y DERIVAS Max	254.791871	2.0664	5.123601	22.5438444	NO CUMPLE
40	11.48	EQ Y DERIVAS Max	249.66827	2.0664	5.200159	22.8806996	NO CUMPLE
39	11.48	EQ Y DERIVAS Max	244.468111	2.0664	5.271903	23.1963732	NO CUMPLE
38	11.48	EQ Y DERIVAS Max	239.196208	2.0664	5.341218	23.5013592	NO CUMPLE
37	11.48	EQ Y DERIVAS Max	233.85499	2.0664	5.408104	23.7956576	NO CUMPLE
36	11.48	EQ Y DERIVAS Max	228.446886	2.0664	5.472545	24.079198	NO CUMPLE
35	11.48	EQ Y DERIVAS Max	222.974341	2.0664	5.534506	24.3518264	NO CUMPLE
34	11.48	EQ Y DERIVAS Max	217.439835	2.0664	5.593954	24.6133976	NO CUMPLE
33	11.48	EQ Y DERIVAS Max	211.845881	2.0664	5.650858	24.8637752	NO CUMPLE
32	11.48	EQ Y DERIVAS Max	206.195023	2.0664	5.70519	25.102836	NO CUMPLE
31	11.48	EQ Y DERIVAS Max	200.489833	2.0664	5.756921	25.3304524	NO CUMPLE
30	11.48	EQ Y DERIVAS Max	194.732912	2.0664	5.806024	25.5465056	NO CUMPLE
29	11.48	EQ Y DERIVAS Max	188.926888	2.0664	5.852465	25.750846	NO CUMPLE
28	11.48	EQ Y DERIVAS Max	183.074423	2.0664	5.896223	25.9433812	NO CUMPLE
27	11.48	EQ Y DERIVAS Max	177.1782	2.0664	5.937275	26.12401	NO CUMPLE
26	11.48	EQ Y DERIVAS Max	171.240925	2.0664	5.975572	26.2925168	NO CUMPLE
25	11.48	EQ Y DERIVAS Max	165.265353	2.0664	6.011037	26.4485628	NO CUMPLE

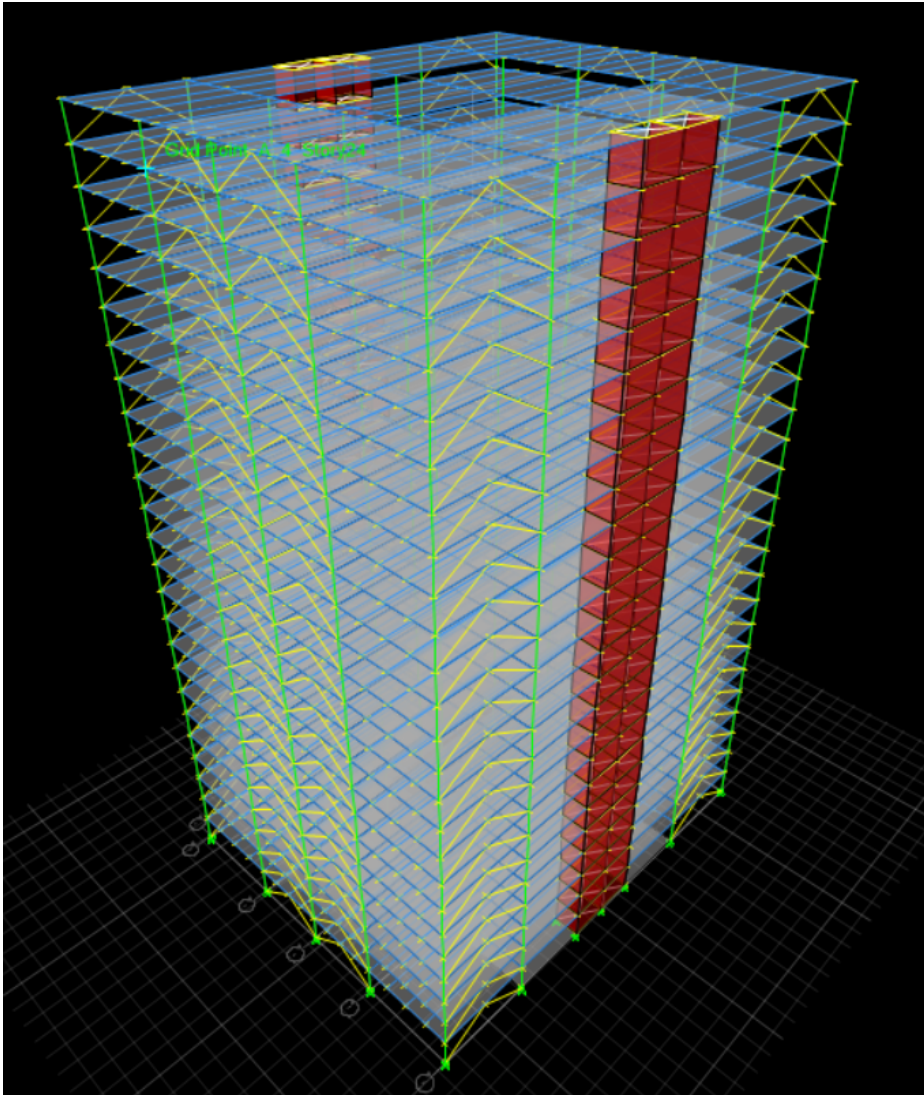
Cuadro 13: Revisión de derivas

Nivel	Altura de nivel (ft)	Caso de carga	desplazamiento (in)	Δ_p (in)	δ (in)	$\delta C_d/I_e$	Chequeo
24	11.48	EQ Y DERIVAS Max	159.254316	2.0664	6.040286	26.5772584	NO CUMPLE
23	11.48	EQ Y DERIVAS Max	153.21403	2.0664	6.018806	26.4827464	NO CUMPLE
22	11.48	EQ Y DERIVAS Max	147.195224	2.0664	4.971638	21.8752072	NO CUMPLE
21	11.48	EQ Y DERIVAS Max	142.223586	2.0664	0.774507	3.4078308	NO CUMPLE
20	11.48	EQ Y DERIVAS Max	141.449079	2.0664	5.030217	22.1329548	NO CUMPLE
19	11.48	EQ Y DERIVAS Max	136.418862	2.0664	6.168661	27.1421084	NO CUMPLE
18	11.48	EQ Y DERIVAS Max	130.250201	2.0664	6.247592	27.4894048	NO CUMPLE
17	11.48	EQ Y DERIVAS Max	124.002609	2.0664	6.273691	27.6042404	NO CUMPLE
16	11.48	EQ Y DERIVAS Max	117.728918	2.0664	6.293081	27.6895564	NO CUMPLE
15	11.48	EQ Y DERIVAS Max	111.435837	2.0664	6.309247	27.7606868	NO CUMPLE
14	11.48	EQ Y DERIVAS Max	105.12659	2.0664	6.322215	27.817746	NO CUMPLE
13	11.48	EQ Y DERIVAS Max	98.804375	2.0664	6.331993	27.8607692	NO CUMPLE
12	11.48	EQ Y DERIVAS Max	92.472382	2.0664	6.338517	27.8894748	NO CUMPLE
11	11.48	EQ Y DERIVAS Max	86.133865	2.0664	6.341729	27.9036076	NO CUMPLE
10	11.48	EQ Y DERIVAS Max	79.792136	2.0664	6.341631	27.9031764	NO CUMPLE
9	11.48	EQ Y DERIVAS Max	73.450505	2.0664	6.338219	27.8881636	NO CUMPLE
8	11.48	EQ Y DERIVAS Max	67.112286	2.0664	6.331399	27.8581556	NO CUMPLE
7	11.48	EQ Y DERIVAS Max	60.780887	2.0664	6.321083	27.8127652	NO CUMPLE
6	11.48	EQ Y DERIVAS Max	54.459804	2.0664	6.30732	27.752208	NO CUMPLE
5	11.48	EQ Y DERIVAS Max	48.152484	2.0664	6.290191	27.6768404	NO CUMPLE
4	11.48	EQ Y DERIVAS Max	41.862293	2.0664	6.269579	27.5861476	NO CUMPLE
3	11.48	EQ Y DERIVAS Max	35.592714	2.0664	6.245308	27.4793552	NO CUMPLE
2	11.48	EQ Y DERIVAS Max	29.347406	2.0664	6.217609	27.3574796	NO CUMPLE
1	11.48	EQ Y DERIVAS Max	23.129797	2.0664	6.187166	27.2235304	NO CUMPLE

La revisión de derivas confirma que la estructura no posee un sistema estructural adecuado ya que no existen elementos que aporten rigidez lateral en ninguna dirección. La estructura colapsaría antes de alcanzar los desplazamientos obtenidos por el programa, el programa calculará resultados con la información provista aunque esta no sea adecuada o coherente como en este caso. Las dimensiones de los elementos modelados como columnas y la longitud de luces libres no son aptas para cargas gravitacionales lo que hace poco relevante el chequeo de derivas ya que la estructura colapsaría solo por su peso propio.

Mediante un nuevo modelo en ETABS utilizando la misma geometría en planta se buscó suplir la falta de rigidez con arriostamientos y muros de corte, sin embargo esto no bastó para que la torre de 76 niveles estuviera dentro de los límites permisibles por lo que el número de niveles se bajó a 25 de esta forma como se observa en la tabla las derivas de la edificación cumplen y el período en el modo de vibración 1 se reduce a 3.5 s pero en el ámbito económico y constructivo la edificación no es viable indicando que la geometría planteada debe rediseñarse con un nuevo sistema estructural.

Figura 37: Modelo de prueba



Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 14: Chequeo de derivas

Nivel	Altura de nivel (ft)	Caso de carga	desplazamiento (in)	Δ_p (in)	δ (in)	$\delta C_d/I_e$	Chequeo
Story25	9.84	EQ X DERIVAS	4.019191	1.7712	0.19671	0.865524	CUMPLE
Story24	9.84	EQ X DERIVAS	3.822481	1.7712	0.198809	0.8747596	CUMPLE
Story23	9.84	EQ X DERIVAS	3.623672	1.7712	0.199866	0.8794104	CUMPLE
Story22	9.84	EQ X DERIVAS	3.423806	1.7712	0.200258	0.8811352	CUMPLE
Story21	9.84	EQ X DERIVAS	3.223548	1.7712	0.200239	0.8810516	CUMPLE
Story20	9.84	EQ X DERIVAS	3.023309	1.7712	0.19983	0.879252	CUMPLE
Story19	9.84	EQ X DERIVAS	2.823479	1.7712	0.198985	0.875534	CUMPLE
Story18	9.84	EQ X DERIVAS	2.624494	1.7712	0.197669	0.8697436	CUMPLE
Story17	9.84	EQ X DERIVAS	2.426825	1.7712	0.195852	0.8617488	CUMPLE
Story16	9.84	EQ X DERIVAS	2.230973	1.7712	0.193523	0.8515012	CUMPLE
Story15	9.84	EQ X DERIVAS	2.03745	1.7712	0.190658	0.8388952	CUMPLE
Story14	9.84	EQ X DERIVAS	1.846792	1.7712	0.187231	0.8238164	CUMPLE
Story13	9.84	EQ X DERIVAS	1.659561	1.7712	0.183206	0.8061064	CUMPLE
Story12	9.84	EQ X DERIVAS	1.476355	1.7712	0.178513	0.7854572	CUMPLE
Story11	9.84	EQ X DERIVAS	1.297842	1.7712	0.173069	0.7615036	CUMPLE
Story10	9.84	EQ X DERIVAS	1.124773	1.7712	0.166757	0.7337308	CUMPLE
Story9	9.84	EQ X DERIVAS	0.958016	1.7712	0.159415	0.701426	CUMPLE
Story8	9.84	EQ X DERIVAS	0.798601	1.7712	0.150838	0.6636872	CUMPLE
Story7	9.84	EQ X DERIVAS	0.647763	1.7712	0.140773	0.6194012	CUMPLE
Story6	9.84	EQ X DERIVAS	0.50699	1.7712	0.128892	0.5671248	CUMPLE
Story5	9.84	EQ X DERIVAS	0.378098	1.7712	0.114797	0.5051068	CUMPLE
Story4	9.84	EQ X DERIVAS	0.263301	1.7712	0.098014	0.4312616	CUMPLE
Story3	9.84	EQ X DERIVAS	0.165287	1.7712	0.078211	0.3441284	CUMPLE
Story2	9.84	EQ X DERIVAS	0.087076	1.7712	0.055767	0.2453748	CUMPLE
Story1	9.84	EQ X DERIVAS	0.031309	1.7712	0.031309	0.1377596	CUMPLE

Cuadro 15: Modos de vibración

TABLE: Modal Periods and Frequencies					
Case	Mode	Period (s)	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
Modal	1	3.522	0.284	1.784	3.1826
Modal	2	3.032	0.33	2.0726	4.2957
Modal	3	2.286	0.438	2.7491	7.5574
Modal	4	0.928	1.078	6.7715	45.8529
Modal	5	0.695	1.44	9.047	81.8489
Modal	6	0.566	1.767	11.1024	123.2642
Modal	7	0.453	2.208	13.8709	192.4028
Modal	8	0.31	3.231	20.3007	412.1198
Modal	9	0.295	3.386	21.2727	452.5278
Modal	10	0.263	3.799	23.868	569.6798
Modal	11	0.215	4.641	29.161	850.3648
Modal	12	0.191	5.222	32.8107	1076.5413

Una torre de 76 niveles no puede construirse con un único sistema estructural y materiales convencionales. Los rascacielos alrededor del mundo se han construido con sistemas duales como núcleo central o tubulares. Donde las resistencias de los concretos van desde 11,000 psi a 20,000 psi con las que pueden lograrse secciones más esbeltas disminuyendo el peso propio de la estructura.

El diseño de un rascacielos es complejo ya que se deben tomar en cuenta una serie de factores del área de distintos profesionales por lo que tomar decisiones drásticas sin consultas del proyecto puede resultar en un comportamiento inadecuado o gastos en construcción de

gran magnitud. La participación del ingeniero estructural en la fase del diseño conceptual del arquitecto tendrá los mejores resultados para el proyecto ya que se toman en cuenta los efectos que puede producir un sismo o el viento [14].

Algunos aspectos básicos que deben abordarse en la etapa de anteproyecto son [14]:

- altura
- esbeltez
- forma

La altura de un rascacielos puede deberse a distintos factores como el incremento del sector económico en una ciudad donde la compra de tierra es muy alta, tal es el caso de Nueva York o Londres donde pueden concentrarse más áreas donde se maneje el flujo económico a través de un edificio y no distribuido en distintos terrenos. Además de convertirse en un símbolo de fascinación y publicidad lo cual también genera grandes aportes a la economía del país [14].

Otro factor para el incremento en la altura de edificaciones es el crecimiento poblacional. La tasa de crecimiento poblacional en Guatemala es alrededor de 2.4%, indicando que en los próximos años podrían alcanzarse 19 millones de habitantes, donde aproximadamente el 48% reside en la región metropolitana. Lo que hace a la ciudad de Guatemala una candidata para edificios de mayor altura donde la densidad poblacional día a día va en aumento [15].

Con el incremento de altura debe tomarse en cuenta el diseño del transporte vertical, es decir elevadores y escaleras en una edad temprana del proyecto ya los cuales ocupan disminuyen el área eficiente en planta [14]. El área eficiente depende del uso que se le da a la edificación normalmente en un edificio residencial esta es del 75%, no obstante para una estructura alta esta puede disminuir debido a lo mencionado anteriormente y al área de sección transversal de elementos estructurales como columnas o muros [14].

Por otro lado la relación de esbeltez juega un papel muy importante en el diseño de rascacielos. Recientemente los edificios más esbeltos tenían una relación de 1:9 o 1:10, a pesar de ello en los últimos años se han construido edificios con relaciones de 1:15 o 1:24 en Nueva York. Una de las razones por las cuales se construyen edificios tan esbeltos es que estos deben quedar por encima de edificios residenciales convencionales para tener una vista panorámica la cual es sumamente rentable [14].

La relación de esbeltez puede complicarse ya que puede resultar en sistemas estructurales y refuerzos de mayor costo. La esbeltez es más crítica que la altura del edificio y es la que dicta si debe realizarse análisis por viento. Con una esbeltez de 1:5 debe consultarse un especialista [14].

En cuanto a forma normalmente para rascacielos se utilizan geometrías rectangulares ya que pueden construirse de manera rápida por lo que se ahorra dinero y tiempo y proveen un área eficiente funcional para cualquier uso, hoy en día las formas más peculiares como circulares también son altamente utilizadas, especialmente en áreas donde el viento es crítico y se busca evitar esquinas afiladas [14].

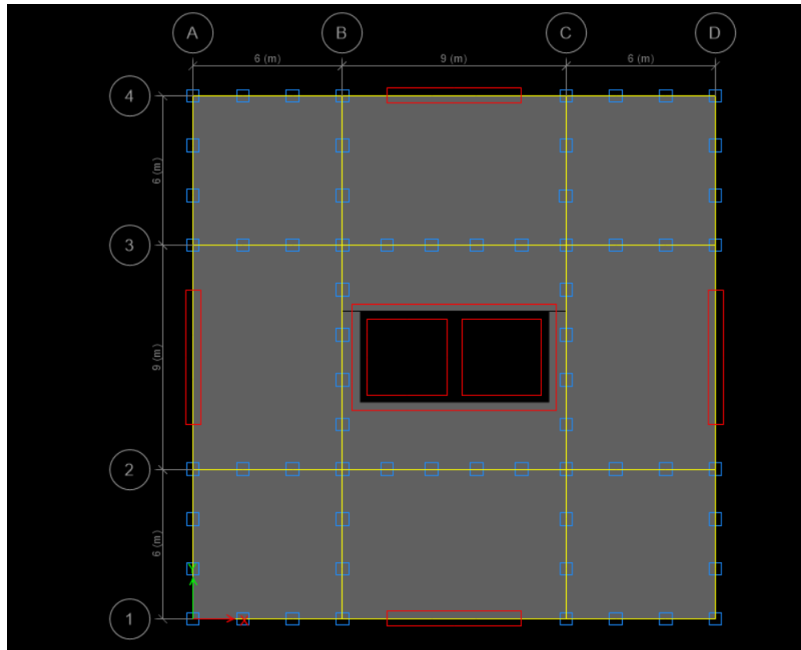
También se toma en cuenta la forma vertical de la edificación ya que esta crea una impresión visual que puede traer beneficios a la economía de la ciudad al convertirse en un ícono [14]. La simplicidad no siempre es el mejor camino debido al viento en un rascacielos debido a los vórtices que pueden generarse debido áreas y formas regulares continuas lo cual incrementa el fenómeno por lo que la estabilidad puede convertirse en una problemática sumamente costosa donde se requiera de alternativas adicionales para proporcionarla, por lo que es preferible evitar formas regulares a $1/3$ desde la punta del edificio donde usualmente este fenómeno tiene los peores efectos [14].

El diseño de un rascacielos implica la participación de una serie de profesionales ya que la estructura debe rediseñarse por completo para poder ser analizada por lo que se realizó la propuesta estructural de un sistema tubular denominado tubo dentro de un tubo.

En este sistema las columnas exteriores pueden tomar las cargas verticales y horizontales con un núcleo el cual toma todo el cortante y parte de las cargas gravitacionales. Las columnas usualmente se colocan entre 2 a 4 metros entre sí lo que proporciona un sistema muy rígido pero la vista puede verse obstruida. Los arriostramientos en la fachada logran una estructura más esbelta y son estructuralmente más eficientes que los marcos rígidos [14].

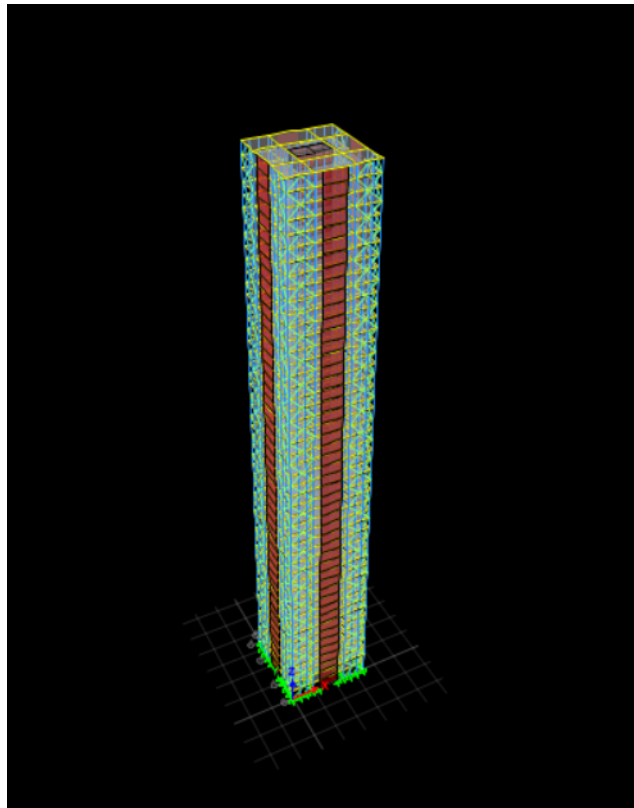
En el modelo propuesto se redujo el área en planta a $441 m^2$, las columnas de sección transversal de 0.5×0.5 metros se colocaron a 2 metros de distancia entre sí, al centro de la planta se colocó un conjunto de muros de corte para absorber parte de las solicitaciones laterales y ser utilizado para los elevadores, se buscó que este no ocupara un área considerable en relación al área total para que no restara al área eficiente ya que la colocación de las columnas a tan corta distancia ya lo hacía, además se decidió colocar muros laterales para añadir mayor rigidez y reducir el período de la estructura sin embargo como se observa en el Cuadro 18 este es de 38.547 segundos lo cual no es aceptable ni posible en la realidad ya que esta oscilación es sumamente larga. Para las vigas se utilizaron perfiles W de 14×68 y arriostramientos de 27×102 . Por otro lado como se observa en los Cuadros 16 y 17 las derivas cumplieron con el límite permisible establecido en ASCE/SEI 7-16 lo cual era lo que se buscaba con la realización del nuevo modelo.

Figura 38: Modelo en planta



Fuente: Elaboración propia.

Figura 39: Modelo 3D



Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 16: Revisión de derivas

Nivel	Altura de nivel	Caso de carga	desplazamiento (in)	Δ_p (in)	δ (in)	$\delta C_d/I_e$	Chequeo
Story76	11.48	EQ X DERIVAS MAX	29.397867	2.0664	0.394127	1.7341588	CUMPLE
Story75	11.48	EQ X DERIVAS MAX	29.00374	2.0664	0.394469	1.7356636	CUMPLE
Story74	11.48	EQ X DERIVAS MAX	28.609271	2.0664	0.394512	1.7358528	CUMPLE
Story73	11.48	EQ X DERIVAS MAX	28.214759	2.0664	0.394598	1.7362312	CUMPLE
Story72	11.48	EQ X DERIVAS MAX	27.820161	2.0664	0.394709	1.7367196	CUMPLE
Story71	11.48	EQ X DERIVAS MAX	27.425452	2.0664	0.39485	1.73734	CUMPLE
Story70	11.48	EQ X DERIVAS MAX	27.030602	2.0664	0.395025	1.73811	CUMPLE
Story69	11.48	EQ X DERIVAS MAX	26.635577	2.0664	0.395236	1.7390384	CUMPLE
Story68	11.48	EQ X DERIVAS MAX	26.240341	2.0664	0.395487	1.7401428	CUMPLE
Story67	11.48	EQ X DERIVAS MAX	25.844854	2.0664	0.395787	1.7414628	CUMPLE
Story66	11.48	EQ X DERIVAS MAX	25.449067	2.0664	0.396137	1.7430028	CUMPLE
Story65	11.48	EQ X DERIVAS MAX	25.05293	2.0664	0.396548	1.7448112	CUMPLE
Story64	11.48	EQ X DERIVAS MAX	24.656382	2.0664	0.39703	1.746932	CUMPLE
Story63	11.48	EQ X DERIVAS MAX	24.259352	2.0664	0.397591	1.7494004	CUMPLE
Story62	11.48	EQ X DERIVAS MAX	23.861761	2.0664	0.398248	1.7522912	CUMPLE
Story61	11.48	EQ X DERIVAS MAX	23.463513	2.0664	0.399017	1.7556748	CUMPLE
Story60	11.48	EQ X DERIVAS MAX	23.064496	2.0664	0.399917	1.7596348	CUMPLE
Story59	11.48	EQ X DERIVAS MAX	22.664579	2.0664	0.400975	1.76429	CUMPLE
Story58	11.48	EQ X DERIVAS MAX	22.263604	2.0664	0.402219	1.7697636	CUMPLE
Story57	11.48	EQ X DERIVAS MAX	21.861385	2.0664	0.403687	1.7762228	CUMPLE
Story56	11.48	EQ X DERIVAS MAX	21.457698	2.0664	0.405427	1.7838788	CUMPLE
Story55	11.48	EQ X DERIVAS MAX	21.052271	2.0664	0.407493	1.7929692	CUMPLE
Story54	11.48	EQ X DERIVAS MAX	20.644778	2.0664	0.409967	1.8038548	CUMPLE
Story53	11.48	EQ X DERIVAS MAX	20.234811	2.0664	0.41298	1.817112	CUMPLE
Story52	11.48	EQ X DERIVAS MAX	19.821831	2.0664	0.416629	1.8331676	CUMPLE
Story51	11.48	EQ X DERIVAS MAX	19.405202	2.0664	0.421019	1.8524836	CUMPLE
Story50	11.48	EQ X DERIVAS MAX	18.984183	2.0664	0.426533	1.8767452	CUMPLE
Story49	11.48	EQ X DERIVAS MAX	18.55765	2.0664	0.354755	1.560922	CUMPLE
Story48	11.48	EQ X DERIVAS MAX	18.202895	2.0664	0.360407	1.5857908	CUMPLE
Story47	11.48	EQ X DERIVAS MAX	17.842488	2.0664	0.366934	1.6145096	CUMPLE
Story46	11.48	EQ X DERIVAS MAX	17.475554	2.0664	0.372781	1.6402364	CUMPLE
Story45	11.48	EQ X DERIVAS MAX	17.102773	2.0664	0.380045	1.672198	CUMPLE
Story44	11.48	EQ X DERIVAS MAX	16.722728	2.0664	0.386119	1.6989236	CUMPLE
Story43	11.48	EQ X DERIVAS MAX	16.336609	2.0664	0.393563	1.7316772	CUMPLE
Story42	11.48	EQ X DERIVAS MAX	15.943046	2.0664	0.399398	1.7573512	CUMPLE
Story41	11.48	EQ X DERIVAS MAX	15.543648	2.0664	0.406734	1.7896296	CUMPLE
Story40	11.48	EQ X DERIVAS MAX	15.136914	2.0664	0.412066	1.8130904	CUMPLE
Story39	11.48	EQ X DERIVAS MAX	14.724848	2.0664	0.419086	1.8439784	CUMPLE
Story38	11.48	EQ X DERIVAS MAX	14.305762	2.0664	0.423707	1.8643108	CUMPLE
Story37	11.48	EQ X DERIVAS MAX	13.882055	2.0664	0.430255	1.893122	CUMPLE
Story36	11.48	EQ X DERIVAS MAX	13.4518	2.0664	0.433995	1.909578	CUMPLE
Story35	11.48	EQ X DERIVAS MAX	13.017805	2.0664	0.439945	1.935758	CUMPLE
Story34	11.48	EQ X DERIVAS MAX	12.57786	2.0664	0.442659	1.9476996	CUMPLE
Story33	11.48	EQ X DERIVAS MAX	12.135201	2.0664	0.447906	1.9707864	CUMPLE
Story32	11.48	EQ X DERIVAS MAX	11.687295	2.0664	0.449468	1.9776592	CUMPLE
Story31	11.48	EQ X DERIVAS MAX	11.237827	2.0664	0.453917	1.9972348	CUMPLE
Story30	11.48	EQ X DERIVAS MAX	10.78391	2.0664	0.454214	1.9985416	CUMPLE
Story29	11.48	EQ X DERIVAS MAX	10.329696	2.0664	0.457779	2.0142276	CUMPLE
Story28	11.48	EQ X DERIVAS MAX	9.871917	2.0664	0.456699	2.0094756	CUMPLE
Story27	11.48	EQ X DERIVAS MAX	9.415218	2.0664	0.459296	2.0209024	CUMPLE
Story26	11.48	EQ X DERIVAS MAX	8.955922	2.0664	0.456734	2.0096296	CUMPLE
Story25	11.48	EQ X DERIVAS MAX	8.499188	2.0664	0.458273	2.0164012	CUMPLE
Story24	11.48	EQ X DERIVAS MAX	8.040915	2.0664	0.454121	1.9981324	CUMPLE
Story23	11.48	EQ X DERIVAS MAX	7.586794	2.0664	0.454502	1.9998088	CUMPLE

Cuadro 17: Revisión de derivas

Nivel	Altura de nivel	Caso de carga	desplazamiento (in)	Δ_p (in)	δ (in)	$\delta C_d/I_e$	Chequeo
Story22	11.48	EQ X DERIVAS MAX	7.132292	2.0664	0.448644	1.9740336	CUMPLE
Story21	11.48	EQ X DERIVAS MAX	6.683648	2.0664	0.447752	1.9701088	CUMPLE
Story20	11.48	EQ X DERIVAS MAX	6.235896	2.0664	0.440053	1.9362332	CUMPLE
Story19	11.48	EQ X DERIVAS MAX	5.795843	2.0664	0.437748	1.9260912	CUMPLE
Story18	11.48	EQ X DERIVAS MAX	5.358095	2.0664	0.428048	1.8834112	CUMPLE
Story17	11.48	EQ X DERIVAS MAX	4.930047	2.0664	0.424147	1.8662468	CUMPLE
Story16	11.48	EQ X DERIVAS MAX	4.5059	2.0664	0.412247	1.8138868	CUMPLE
Story15	11.48	EQ X DERIVAS MAX	4.093653	2.0664	0.406504	1.7886176	CUMPLE
Story14	11.48	EQ X DERIVAS MAX	3.687149	2.0664	0.392135	1.725394	CUMPLE
Story13	11.48	EQ X DERIVAS MAX	3.295014	2.0664	0.384215	1.690546	CUMPLE
Story12	11.48	EQ X DERIVAS MAX	2.910799	2.0664	0.367005	1.614822	CUMPLE
Story11	11.48	EQ X DERIVAS MAX	2.543794	2.0664	0.356429	1.5682876	CUMPLE
Story10	11.48	EQ X DERIVAS MAX	2.187365	2.0664	0.33584	1.477696	CUMPLE
Story9	11.48	EQ X DERIVAS MAX	1.851525	2.0664	0.321898	1.4163512	CUMPLE
Story8	11.48	EQ X DERIVAS MAX	1.529627	2.0664	0.297123	1.3073412	CUMPLE
Story7	11.48	EQ X DERIVAS MAX	1.232504	2.0664	0.278744	1.2264736	CUMPLE
Story6	11.48	EQ X DERIVAS MAX	0.95376	2.0664	0.248537	1.0935628	CUMPLE
Story5	11.48	EQ X DERIVAS MAX	0.705223	2.0664	0.224031	0.9857364	CUMPLE
Story4	11.48	EQ X DERIVAS MAX	0.481192	2.0664	0.186142	0.8190248	CUMPLE
Story3	11.48	EQ X DERIVAS MAX	0.29505	2.0664	0.151836	0.6680784	CUMPLE
Story2	11.48	EQ X DERIVAS MAX	0.143214	2.0664	0.100022	0.4400968	CUMPLE
Story1	11.48	EQ X DERIVAS MAX	0.043192	2.0664	0.043192	0.1900448	CUMPLE

Cuadro 18: Período de la estructura

TABLE: Modal Periods and Frequencies						
Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue	
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²	
Modal	1	38.547	0.026	0.163	0.0266	
Modal	2	38.547	0.026	0.163	0.0266	
Modal	3	6.155	0.162	1.0209	1.0422	
Modal	4	6.155	0.162	1.0209	1.0422	
Modal	5	3.702	0.27	1.6972	2.8806	
Modal	6	3.677	0.272	1.7087	2.9196	
Modal	7	2.199	0.455	2.8567	8.1608	
Modal	8	2.199	0.455	2.8567	8.1608	
Modal	9	1.506	0.664	4.1721	17.4063	
Modal	10	1.123	0.89	5.5939	31.2915	
Modal	11	1.123	0.89	5.5939	31.2915	
Modal	12	0.966	1.035	6.5032	42.2918	

La edificación propone elementos estructurales que no son coherentes con la altura de la estructura como zapatas y vigas esbeltas indicando una falta de criterio estructural hacia el predimensionamiento de este tipo de estructuras.

A nivel de cimentación las deficiencias se evidenciaban desde la geometría en las zapatas donde se generarían asentamientos por superposición de bulbos de presión. Se obtuvieron las reacciones para las cuales se debe diseñar la cimentación las cuales demostraron que se requiere de losa de cimentación pilotada. Estas fueron calibradas con el sismo estático de ETABS el cual tuvo un valor de 17,581 kips para ambas direcciones por lo que difiere en un 15 % con el cortante calculado por el método de carga estática equivalente lo cual es aceptable considerando la altura del edificio y todos los factores que el método de carga estática equivalente no toma en cuenta.

La estructura presenta la irregularidad vertical 1a. la cual hace referencia a piso débil debido a la colocación de armaduras de acero de perfiles W, asimismo se presenta la irregularidad 4 ya que existe discontinuidad en plano vertical en el piso 48 debido a una ampliación en el metaldeck en la dirección X donde se colocaron columnas flotantes. No se presentan irregularidades horizontales, pero existe una abertura en el diafragma la cual no debe realizarse sin refuerzo adicional a elementos circundantes ya que en ellos existirá acumulación de esfuerzos. No obstante este no fue el único parámetro que dictó su viabilidad constructiva, el análisis de derivas demostró que la estructura no cumple con los límites permisibles y los sobrepasa en un 100 % . Estos resultados indican que la estructura es inviable ya que no existen materiales capaces de deformarse a desplazamientos tan altos.

La falta de rigidez podía hacerse evidente a simple vista ya que los marcos especiales a momento no poseían ningún tipo de arriostramiento y para las columnas se propusieron elementos esbeltos definidos como tensores los cuales se utilizan en la industria del acero para trabajar bajo un mecanismo a tensión lo cual es el mecanismo contrario por el cual trabajan las columnas. Los elementos estructurales con los que se buscaba proporcionar rigidez (armaduras de perfiles W) no fueron utilizados de manera correcta por lo que solo incrementaban el peso propio de la estructura y con eso el cortante basal.

La estructura no puede corregirse aumentando secciones de elementos o cambiando los perfiles de acero para las vigas, sino debe plantearse un nuevo sistema estructural dual con materiales de alta resistencia ya que un único sistema estructural no es apto para estructuras de esta altura ya que las derivas no pueden controlarse únicamente por arriostramientos o muros de corte.

El análisis realizado solo se limitó a solicitaciones sísmicas, sin embargo estructuras de esta altura deben analizarse por solicitaciones de viento.

Recomendaciones

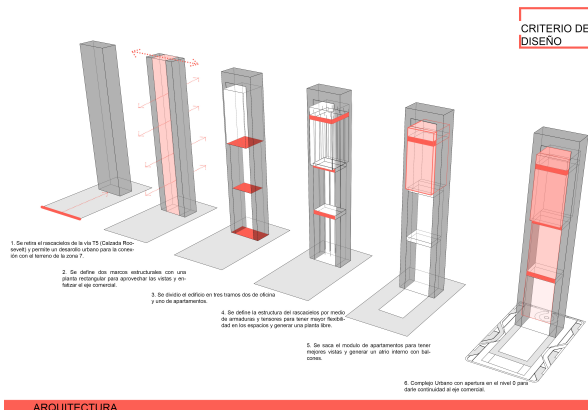
- Se recomienda a la Facultad de arquitectura de la Universidad Francisco Marroquín, trabajar con las especificaciones ASCE/SEI 7-16 y los códigos de diseño ACI 318-14 y AN-SI/AISC 360-10 con los cuales pueden realizarse predimensionamientos simples con los que pueden cumplirse las especificaciones mínimas de diseño y se obtendrán secciones en base a parámetros como luz libre entre apoyos con los cuales se obtienen dimensiones coherentes a el tamaño de la estructura.
- Se recomienda a la Facultad de Arquitectura de la Universidad Francisco Marroquín reforzar conceptos básicos de diseño estructural si van a dimensionarse edificaciones de esta altura ya que la estructura no es viable bajo ningún criterio de diseño estructural. Por mencionar algunos, las zapatas fallarían por aplastamiento del concreto, las columnas denominadas como "tensores" fallarían por pandeo y las vigas secundarias por corte en el alma.
- Se recomienda el estudio de conceptos básicos para el predimensionamiento de rascacielos en el pensum a nivel de licenciatura tanto en arquitectura como en ingeniería civil, estos conceptos como la relación de esbeltez, estabilidad, materiales estructurales y área eficiente darán una idea de la magnitud de estos proyectos y su viabilidad constructiva en un país como Guatemala, donde el crecimiento poblacional pronto obligará a construir edificios de mayor altura por lo que se deben conocer los procesos de estos proyectos desde los inicios del anteproyecto, sin embargo el diseño estructural analítico de estas edificaciones debe estudiarse a nivel de maestría o doctorado ya que se requieren de análisis no lineales como pushover, análisis de resonancia por viento y diseño de sistemas estructurales no convencionales y en algunos casos únicos.

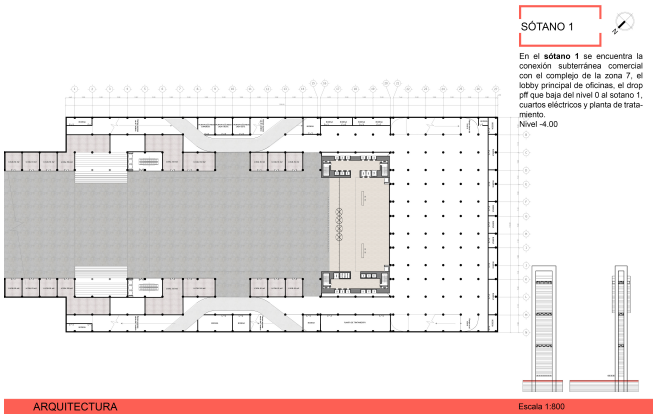
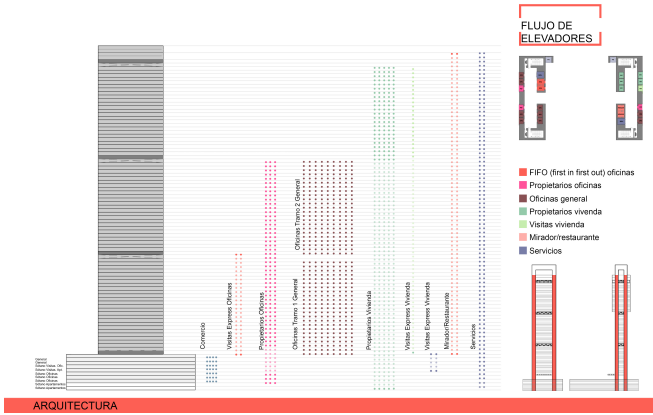
-
- [1] E. K. JTarbuck Frederick Lutgens, M. Pozo Rodríguez y J. González Yélanos Jorge Giner Robles, *Ciencias de la Tierra. Una introducción a la geología física*, ISBN: 978-84-205-3908-9.
 - [2] D. de Investigación y Servicios Geofísicos, *Sismología en Guatemala*. Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología, 2016.
 - [3] U. PARA y G. D. ACERO, “Universidad De San Carlos De Guatemala Facultad De Ingeniería”, *Emecanica.Ingenieria.Usac.Edu.Gt*, n.º 3, págs. 1-75, 2011.
 - [4] F. J. Crisafulli, “Diseño sismorresistente de construcciones de acero”, *Asociación Latinoamericana del Acero. ALACERO. Chile*, pág. 214, 2018.
 - [5] I. y S.Dzidic, *High Strenght Concrete*. 12th Scientific/Research Symposium with International Participation, 2018.
 - [6] Ministerio de Desarrollo _Urbano y Vivienda y D. Diseño, “Guía práctica para el diseño de e s t r u c t u r a s d e a c e r o de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015”, 2015.
 - [7] M. H. Günel y H. E. Ilgin, *Tall buildings: Structural systems and aerodynamic form*. 2014, págs. 1-203, ISBN: 9781317690733.
 - [8] A. G. de ingeniería estructural y sísmica, *NSE 3 Diseño Estructural de Edificaciones*. Normas de seguridad estructural para Guatemala, 2018.
 - [9] A. S. of civil Engineers, *Minimum design loads for buildings and other structures*, 7 98. 2016, págs. 1-330, ISBN: 9780784414248.
 - [10] L. Cruz, “Distribución de esfuerzos en el suelo debido a cargas.”, *Introducción a la ingeniería de cimentaciones-*, vol. 2, Capitulo 5, 1985.
 - [11] A. Smith, E. Unidos, J. Bin y Z. Al, “Una construcción de excelencia”, págs. 28-31, 2013.
 - [12] C. Paper y H. G. Poulos, “Foundation Design for Tall Buildings”, n.º May 2012, 2015.

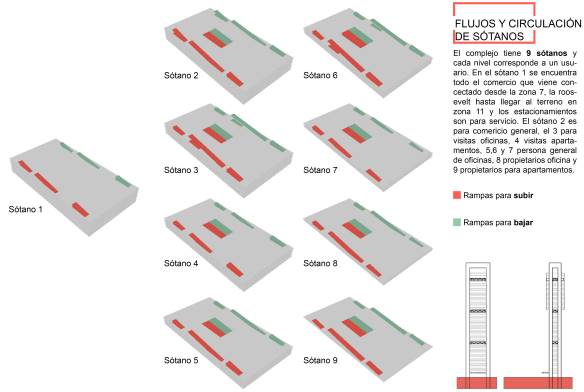
- [13] B. Udhav S., S. A.N. y M. Ravi G., “Analysis of Multistorey Building with Floating Column”, *International Journal of Engineering Research*, vol. 4, n.º 9, págs. 475-478, 2015, ISSN: 2319-6890.
- [14] J. Riad, “Conceptual High-Rise Design A design tool combining stakeholders and demands with design”, 2016.
- [15] E. Smith, J. Dent y K. Jurczynska, *GUATEMALA POPULATION DYNAMICS* : June. 2018.

10.1. Planos elaborados por la Facultad de Arquitectura de la Universidad Francisco Marroquín para la elaboración del presente Trabajo

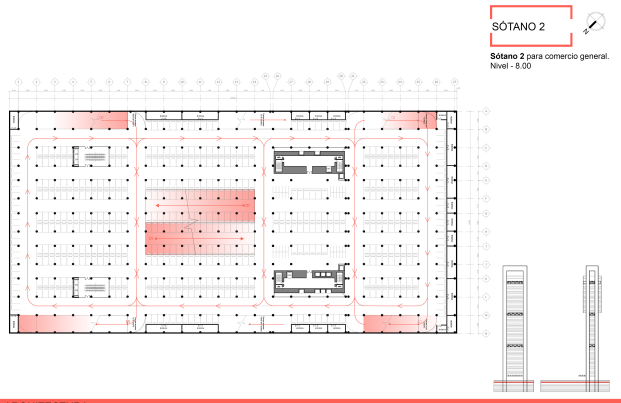
10.1.1. Arquitectura



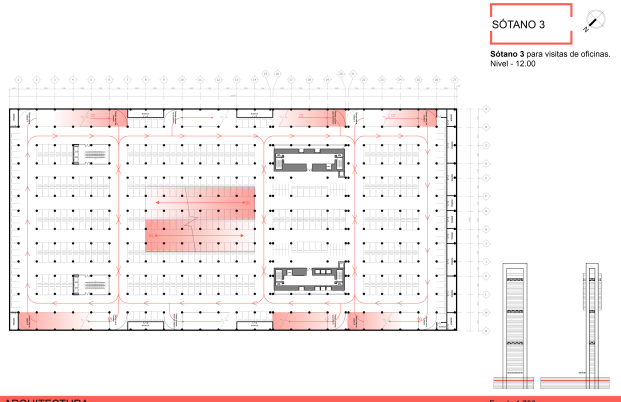




ARQUITECTURA



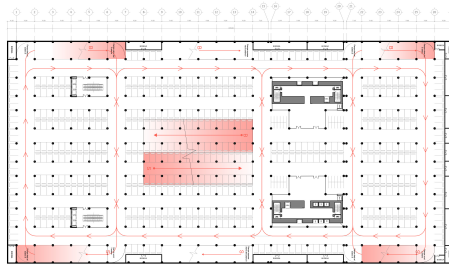
ARQUITECTURA Escala 1:750



ARQUITECTURA Escala 1:750

SÓTANO 4

Sótano 4 para vistas de apartamentos.
Nivel - 16.00

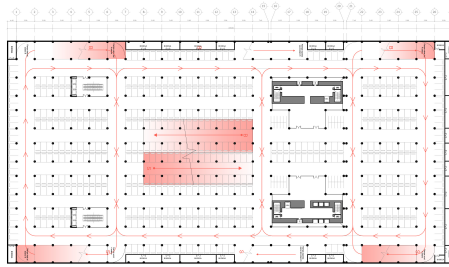


ARQUITECTURA

Escala 1:750

SÓTANO 5

Sótano 5 para personal general de oficinas.
Nivel - 20.00

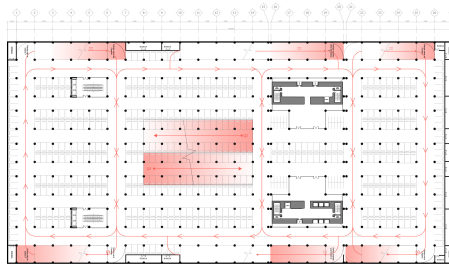


ARQUITECTURA

Escala 1:750

SÓTANO 6

Sótano 6 para personal general de oficinas.
Nivel - 24.00



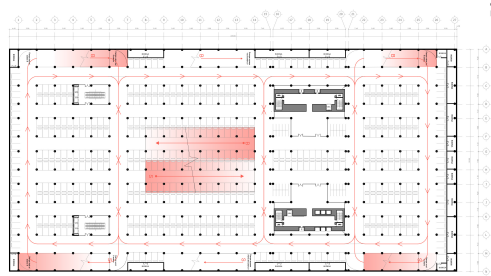
ARQUITECTURA

Escala 1:750

SÓTANO 7



Sótano 7 para personal general de oficinas.
Nivel - 29.00

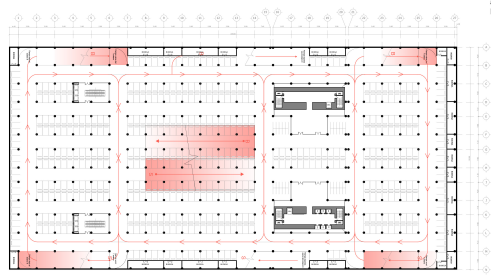


ARQUITECTURA Escala 1:750

SÓTANO 8



Sótano 8 para propietarios de apartamentos.
Nivel - 32.00

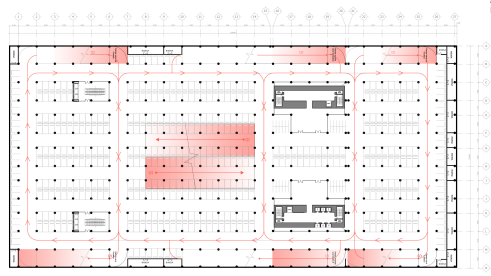


ARQUITECTURA Escala 1:750

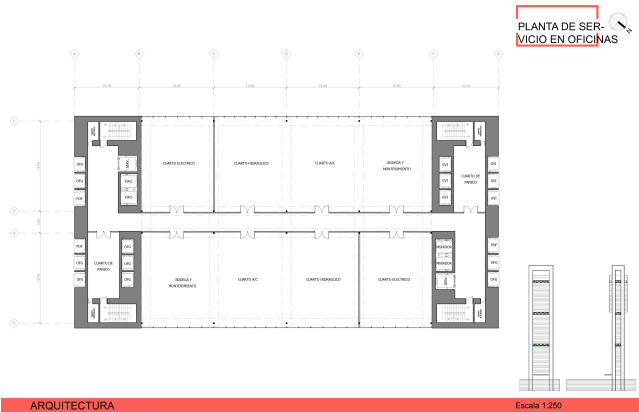
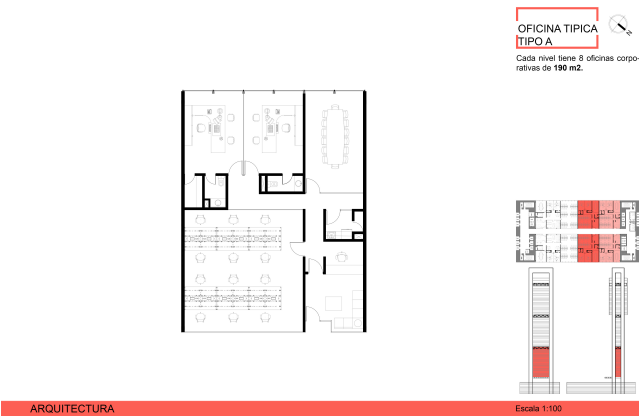
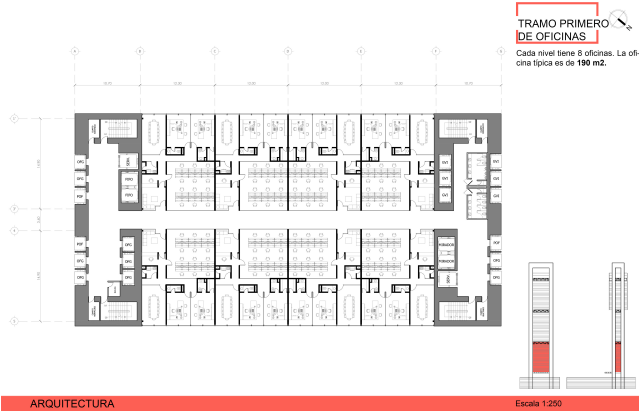
SÓTANO 9

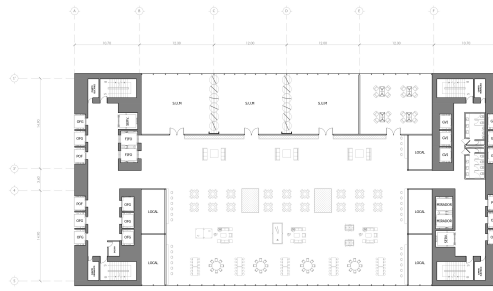


Sótano 9 para propietarios de apartamentos.
Nivel - 36.00



ARQUITECTURA Escala 1:750



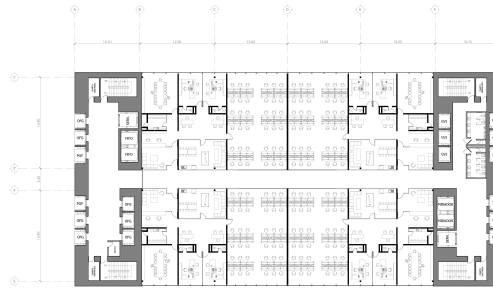


SKY LOBBY DE OFICINAS

El sky lobby de oficinas tiene tres salones de usos múltiples, salón de reuniones o trabajo, cafés, espacios de trabajo y espacios recreativos.



ARQUITECTURA Escala 1:250

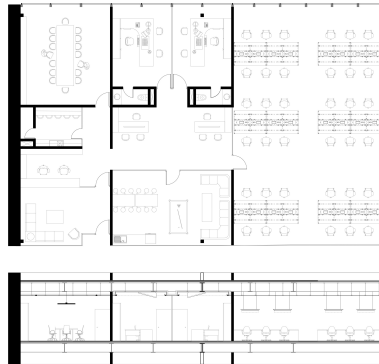


TRAMO SEGUNDO DE OFICINAS

Cada nivel tiene 4 oficinas. Es una oficina corporativa de 380 m².



ARQUITECTURA Escala 1:250



OFICINA TÍPICA TIPO B

Cada nivel tiene 4 oficinas corporativas de 380 m².



ARQUITECTURA Escala 1:100

- area eficiente** :Área rentable dentro de un proyecto en relación a toda el área. . 20, 70, 71
- base sísmica** :Es la resultante de las tensiones o presiones que existen dentro de un sólido deformables o medio continuo, caracterizada por que tiene una reducción de volumen del cuerpo, y a un acortamiento del cuerpo en determinada dirección.. 49
- categoría de riesgo** :Es la resultante de las tensiones o presiones que existen dentro de un sólido deformables o medio continuo, caracterizada por que tiene una reducción de volumen del cuerpo, y a un acortamiento del cuerpo en determinada dirección.. 49
- clase de sitio** :Los suelos se dividen en clases según sus características y propiedades. El código identifica 6 clases de sitio A, B, C, D o F. En sitios donde se tenga información de las características del suelo debe asignarse la clase de sitio D.. 49, 50
- espectro de respuesta** :El espectro de respuesta consiste en varios segmentos. El segmento de aceleración constante cubre el período desde T_0 hasta T_s las aceleraciones de respuesta en esta parte equivalen a S_{DS} . El segmento de velocidad constante cubre los periodos de T_s hasta T_L , las aceleraciones de respuesta en esta parte son proporcionales a $1/T$ con la aceleración de respuesta en período de 1 segundo equivalente a S_{D1} . La porción de periodos largos del espectro de respuesta ses define del parámetro T_L . el periodo que marca la transición del segmento de velocidad constante al segmento de desplazamiento constante sobre el espectro de respuesta. Aceleraciones de respuesta en el segmento de desplazamiento constante donde $T \geq T_L$ son proporcionales a $1/T_2$.. 50, 51
- factor de importancia** :El factor de importancia I_e es utilizado por el código en criterios cuantitativos para fuerza. En la mayoría de casos el factor de importancia se utiliza como divisor del factor R para reducir daños para estructuras importantes además de prevenir el colapso por fuerzas mayores.. 49