



Caso de estudio para la determinación de la base sísmica en un edificio de 10 pisos con apoyos empotrados en diferentes niveles

Yoan Sebastián Cardona Sánchez

Juan Felipe Hernández Yarce

Monografía presentada para optar al título de Especialista en Análisis y Diseño de Estructuras

Asesor

Romis Fernando Vides Peña, Magíster (MSc) en Ingeniería Sísmica y Sismológica

Universidad de Antioquia

Facultad de Ingeniería

Especialización en Análisis y Diseño de Estructuras

Medellín, Antioquia, Colombia

2023

Cita

(Cardona Sánchez & Hernández Yarce, 2023)

Referencia

Estilo APA 7 (2020)

Cardona Sánchez, Y. S, & Hernández Yarce, J. F. (2023). *Caso de estudio para la determinación de la base sísmica en un edificio de 10 pisos con apoyos empotrados en diferentes niveles* [Trabajo de grado especialización]. Universidad de Antioquia, Medellín, Colombia.



Especialización en Análisis y Diseño de Estructuras, Cohorte X.



Centro de documentación de ingeniería (CENDOI)

Biblioteca Carlos Gaviria Díaz

Repositorio Institucional: <http://bibliotecadigital.udea.edu.co>

Rector: John Jairo Arboleda Céspedes.

Decano/Director: Julio César Saldarriaga Molina

Jefe departamento: Juan Carlos Vélez C.

Universidad de Antioquia - www.udea.edu.co

El contenido de esta obra corresponde al derecho de expresión de los autores y no compromete el pensamiento institucional de la Universidad de Antioquia ni desata su responsabilidad frente a terceros. Los autores asumen la responsabilidad por los derechos de autor y conexos.

Dedicatoria

A todas aquellas personas que infundieron en nosotros valores como los de la responsabilidad y el respeto, que creyeron en nosotros y en nuestras aptitudes y nos inspiraron para crecer tanto personal como profesionalmente, especialmente a nuestras familias y seres queridos. Gracias por su apoyo, paciencia y tenacidad.

Agradecimientos

A todas las personas que nos han acompañado durante nuestro proceso de aprendizaje, a los maestros, asesores y tutores de nuestra universidad por permitirnos adquirir todos los conocimientos a partir de su experiencia y conocimiento, a nuestros compañeros por su colegaje y a nuestros seres queridos por el acompañamiento constante durante todo el proceso académico.

Tabla de contenido

Resumen	11
Abstract	12
Introducción	13
1. Planteamiento del problema	15
1.1. Estado del arte	15
2. Justificación	20
3. Objetivos	21
3.1. Objetivo general	21
3.2. Objetivos específicos	21
4. Marco teórico	22
4.1. Base sísmica	23
4.2. Nivel de empotramiento	24
4.3. Cortante basal	24
4.4. Periodo fundamental	24
4.5. Derivas de piso	25
5. Estudio de caso	26
5.1. Descripción estructural	26
5.2. Evaluación de cargas	33
5.2.1. Cargas muertas	33
5.2.2. Cargas vivas	34
5.2.3. Cargas sísmicas	36
5.2.3.1. Definición de los movimientos sísmicos de diseño	36
5.2.3.2. Efectos locales	36

5.2.3.3.	Coeficiente de importancia	36
5.2.3.4.	Capacidad de disipación de energía.....	37
5.3.	Verificación irregularidades	37
5.3.1.	Irregularidad en planta	37
5.3.2.	Verificación irregularidades en altura	41
5.3.3.	Irregularidad por ausencia de redundancia.....	43
5.4.	Coeficiente para fuerza sísmica reducida de diseño.....	43
5.5.	Asignación de la carga sísmica	44
5.6.	Espectro de diseño.....	44
5.7.	Cortante sísmico.....	53
5.8.	Periodos y participación de la masa	54
5.9.	Combinaciones de carga.....	58
5.10.	Chequeo de derivas de piso.....	58
6.	Análisis y resultados	63
7.	Conclusiones.....	69
8.	Referencias.....	72

Lista de tablas

<i>Tabla 1. Comparativa casos de estudio revisados. (Elaboración propia)</i>	19
<i>Tabla 2. Propiedades mecánicas de los materiales. (Elaboración propia)</i>	33
<i>Tabla 3. Sistema estructural de pórticos resistente a momento. (NSR-10 Tabla A.3-3)</i>	37
<i>Tabla 4. Irregularidades en planta. (NSR-10)</i>	37
<i>Tabla 5. Irregularidad Torsional eje X. Caso 1. (Elaboración propia)</i>	38
<i>Tabla 6 Irregularidad Torsional eje Y. Caso 1. (Elaboración propia)</i>	38
<i>Tabla 7. Irregularidad Torsional eje X. Caso 2. (Elaboración propia)</i>	39
<i>Tabla 8. Irregularidad Torsional eje Y. Caso 2. (Elaboración propia)</i>	39
<i>Tabla 9. Irregularidad Torsional eje X. Caso 3. (Elaboración propia)</i>	39
<i>Tabla 10. Irregularidad Torsional eje Y. Caso 3. (Elaboración propia)</i>	40
<i>Tabla 11. Irregularidad Torsional eje X. Caso 4. (Elaboración propia)</i>	40
<i>Tabla 12. Irregularidad Torsional eje Y. Caso 4. (Elaboración propia)</i>	41
<i>Tabla 13. Irregularidades en altura. (NSR-10)</i>	42
<i>Tabla 14. Factor de reducción de fuerza sísmica Rx. (Elaboración propia)</i>	43
<i>Tabla 15. Factor de reducción de fuerza sísmica Ry. (Elaboración propia)</i>	44
<i>Tabla 16. Parámetros sísmicos, caso 1. (Elaboración propia)</i>	45
<i>Tabla 17. Parámetros sísmicos, caso 2. (Elaboración propia)</i>	47
<i>Tabla 18. Parámetros sísmicos, caso 3. (Elaboración propia)</i>	49
<i>Tabla 19. Parámetros sísmicos, caso 4. (Elaboración propia)</i>	51
<i>Tabla 20. Cortante basal y ajuste, caso 1. (Elaboración propia)</i>	53
<i>Tabla 21. Cortante basal y ajuste, caso 2. (Elaboración propia)</i>	53
<i>Tabla 22. Cortante basal y ajuste, caso 3. (Elaboración propia)</i>	54
<i>Tabla 23. Cortante basal y ajuste, caso 4. (Elaboración propia)</i>	54

<i>Tabla 24. Periodos y participación de la masa, caso 1. (Elaboración propia).....</i>	<i>55</i>
<i>Tabla 25. Periodos y participación de la masa, caso 2. (Elaboración propia).....</i>	<i>55</i>
<i>Tabla 26. Periodos y participación de la masa, caso 3. (Elaboración propia).....</i>	<i>56</i>
<i>Tabla 27. Periodos y participación de la masa, caso 4. (Elaboración propia).....</i>	<i>57</i>
<i>Tabla 28. Tabla comparativa de resultados de casos de estudio. (Elaboración propia).</i>	<i>63</i>

Lista de figuras

<i>Figura 1. Modelo equivalente de interacción suelo-estructura, Norma Francesa PS(92). (Tomado de Wassin, E & Michel, F; 2012).</i>	<i>16</i>
<i>Figura 2. Emplazamiento en ladera. (Tomado de Castro, 2019).</i>	<i>17</i>
<i>Figura 3. Distribución de cargas de sismo y cortante basal.</i>	<i>24</i>
<i>Figura 4. Derivas de entrepiso. (Tomado de Rochel, 2012).....</i>	<i>25</i>
<i>Figura 5. Plantas arquitectónicas piso 1 y 2.</i>	<i>27</i>
<i>Figura 6. Plantas arquitectónicas piso típico de apartamentos y cubierta.</i>	<i>28</i>
<i>Figura 7. Modelo computacional 3D, Caso 1. (Tomado de ETABS).....</i>	<i>29</i>
<i>Figura 8. Modelo computacional 3D, Caso 2. (Tomado de ETABS).....</i>	<i>30</i>
<i>Figura 9. Figura 8 Modelo computacional 3D, Caso 3. (Tomado de ETABS).</i>	<i>31</i>
<i>Figura 10. Figura 8 Modelo computacional 3D, Caso 4. (Tomado de ETABS).</i>	<i>32</i>
<i>Figura 11. Definición de la masa a partir del peso propio de la estructura, carga muerta sobre impuesta y carga viva de empozamiento en cubierta en caso que aplique. (Tomado de Etabs). ...</i>	<i>34</i>
<i>Figura 12. Set de cargas asignado en apartamentos. (Tomado de ETABS).....</i>	<i>35</i>
<i>Figura 13. Set de cargas asignado en balcones. (Tomado de ETABS).</i>	<i>35</i>
<i>Figura 14. Set de cargas asignado en cubierta. (Tomado de ETABS).</i>	<i>35</i>
<i>Figura 15. Set de cargas asignado en parqueaderos. (Tomado de ETABS).</i>	<i>36</i>
<i>Figura 16. Espectro de diseño Caso 1 en dirección X. (Elaboración propia).</i>	<i>46</i>

<i>Figura 17. Espectro de diseño Caso 1 en dirección Y. (Elaboración propia).....</i>	<i>46</i>
<i>Figura 18. Espectro de diseño Caso 2 en dirección X. (Elaboración propia).</i>	<i>48</i>
<i>Figura 19. Espectro de diseño Caso 2 en dirección Y. (Elaboración propia).....</i>	<i>48</i>
<i>Figura 20. Espectro de diseño Caso 3 en dirección X. (Elaboración propia).</i>	<i>50</i>
<i>Figura 21. Espectro de diseño Caso 3 en dirección Y. (Elaboración propia).....</i>	<i>50</i>
<i>Figura 22. Espectro de diseño Caso 4 en dirección X. (Elaboración propia).</i>	<i>52</i>
<i>Figura 23. Espectro de diseño Caso 4 en dirección Y. (Elaboración propia).....</i>	<i>52</i>
<i>Figura 24. Diagramas de deriva en dirección X, caso 1. (Tomado de ETABS).</i>	<i>59</i>
<i>Figura 25. Diagramas de deriva en dirección Y, caso 1. (Tomado de ETABS).</i>	<i>59</i>
<i>Figura 26. Diagramas de deriva en dirección X, caso 2. (Tomado de ETABS).</i>	<i>60</i>
<i>Figura 27. Diagramas de deriva en dirección Y, caso 2. (Tomado de ETABS).</i>	<i>60</i>
<i>Figura 28. Diagramas de deriva en dirección X, caso 3. (Tomado de ETABS).</i>	<i>61</i>
<i>Figura 29. Diagramas de deriva en dirección Y, caso 3. (Tomado de ETABS).</i>	<i>61</i>
<i>Figura 30. Diagramas de deriva en dirección X, caso 4. (Tomado de ETABS).</i>	<i>62</i>
<i>Figura 31. Diagramas de deriva en dirección Y, caso 4. (Tomado de ETABS).</i>	<i>62</i>
<i>Figura 32. Diagramas de cortante en dirección X, caso 3. (Tomado de ETABS).</i>	<i>66</i>
<i>Figura 33. Diagramas de cortante en dirección Y, caso 3. (Tomado de ETABS).</i>	<i>66</i>
<i>Figura 34. Diagramas de cortante en dirección X, caso 4. (Tomado de ETABS).</i>	<i>67</i>
<i>Figura 35. Diagramas de cortante en dirección Y, caso 4. (Tomado de ETABS).</i>	<i>67</i>

Siglas, acrónimos y abreviaturas

AIS	Asociación colombiana de ingeniería sísmica
APA	American Psychological Association
ASCE	American Society Civil Engineers
Aa	Coefficiente de aceleración horizontal pico efectiva
Av	Coefficiente de velocidad horizontal pico efectiva
D	Carga muerta total
E	Fuerza sísmica
Fa	Coefficiente de amplificación de aceleración en zona de periodos cortos
Fv	Coefficiente de amplificación de aceleración en zona de periodos intermedio
FEMA	Federal Emergency Management Agency
fi	Fuerza sísmica horizontal corresponde al nivel i
g	Aceleración de la gravedad
H	Altura total equivalente de la edificación Carga debida al empuje lateral del suelo
H₀	Altura de la edificación sobre nivel de terreno
H₁	Altura de la edificación bajo nivel de terreno
h	Altura total de la edificación medida desde la base sísmica
I	Coefficiente de importancia
L	Carga viva
MSc	Magister Scientiae
mi	Parte de la masa total que corresponde al nivel i
NSR-10	Norma sismorresistente colombiana de 2010
NSR-98	Norma sismorresistente colombiana de 1998
R	Coefficiente de disipación de energía
T	Periodo de vibración
Ta	Periodo de vibración fundamental
U0	Combinación de carga última o carga mayorada.
UdeA	Universidad de Antioquia
δi	Desplazamiento total en nivel i respecto a la base de la estructura

Φ_A	Coeficiente de reducción por irregularidad en altura
Φ_P	Coeficiente de reducción por irregularidad en planta
Φ_R	Coeficiente de reducción por irregularidad debido a ausencia de redundancia

Resumen

Este trabajo de monografía presenta un estudio de caso para la determinación de la base sísmica en un edificio de 10 pisos con apoyos empotrados en diferentes niveles. Esto, con el fin de analizar, por medio de modelos numéricos y matemáticos, el comportamiento dinámico estructural a partir de la variación en elevación del nivel de emplazamiento o nivel de base sísmica. Los análisis tienen en cuenta la comparación de resultados de periodos fundamentales, derivas y fuerzas sísmicas estimadas bajo parámetros de la metodología de fuerzas descrita por la normativa colombiana NSR-10.

Por otra parte, se analizan los requisitos, para base sísmica, estipulados en la normativa NSR-10, la cual no especifica con claridad la determinación del nivel de empotramiento de la edificación donde el desplazamiento es cero. Así, se complementa con una revisión bibliográfica donde se registra la caracterización de la determinación de la base sísmica en diferentes normas internacionales y estudios de caso, cuando las edificaciones se localizan en terrenos inclinados o presentan niveles enterrados bajo nivel de superficie donde se debe considerar el empuje de suelos.

Palabras clave: base sísmica, periodo fundamental, deriva, cortante basal.

Abstract

This monograph work presents a case study for the determination of the seismic base in a 10 stories building with embedded supports at different levels, this in order to analyze, through numerical models, the structural dynamic behavior from the variation in elevation of the location level or seismic base level, making the comparison of results of fundamental periods, drifts and seismic forces estimated under parameters of the force methodology described by the Colombian regulations NSR-10. In which it does not clearly specify the determination of the level of embedment of the building where the displacement is zero, which is why it is complemented with a bibliographic review where the characterization of the determination of the seismic base is recorded in different international standards and case studies, when the buildings are located on sloping terrain or have buried levels below the surface level, soil pressure must be considered.

Keywords: seismic base, fundamental period, drift, basal shear.

Introducción

En el diseño de edificaciones basado en metodologías de fuerzas se estima un periodo fundamental que se caracteriza por ser el periodo dinámico que mueve mayor porcentaje de masa en una oscilación, lo cual permite vislumbrar información acerca del tipo de comportamiento característico de la estructura ante excitación por sismo.

Para estimar dicho periodo se debe remitir a la normativa local que, para el caso de Colombia, se atribuye a la norma de construcción sismorresistente NSR-10, en la cual se deben basar todos los diseños de edificaciones en el país. Para este reglamento, la definición del periodo fundamental presenta una alternativa para su estimación a partir del sistema estructural concebido en la edificación y su altura, definiendo esta última como la longitud entre el último piso y la base sísmica.

Dicha base sísmica, o nivel de emplazamiento, no presenta una definición clara en el reglamento NSR-10 respecto a su ubicación, especialmente cuando se tiene estructuras con apoyos empotrados en diferentes niveles por características del terreno o propias de la arquitectura del edificio. Sin embargo, desde el punto de vista estructural, esta condición puede afectar directamente el periodo estimado considerando que, por la dinámica de estructuras, mientras más baja sea la base mayor sería la altura del edificio y el periodo tiende a incrementar, por consiguiente, se altera el cálculo de las fuerzas sísmicas y los desplazamientos estimados.

A partir de lo anteriormente mencionado, se tiene que la determinación de la base sísmica es fundamental como parámetro inicial para el análisis dinámico de una edificación, ya que, dependiendo la localización que la base tenga, y si no está bien considerada, se pueden tener estructuras sobredimensionadas que pueden generar un alto costo económico y no sea rentable o viable construir, o por el contrario, y en el peor de los casos, se podría subestimar la respuesta sísmica del edificio donde la demanda supere la capacidad de los diferentes elementos estructurales del edificio.

Por lo anterior, se hace muy importante que la determinación de la base sísmica se pueda efectuar de una forma clara, metodológica y adecuada, aún más, teniendo en cuenta que la normativa colombiana de diseño y construcción NSR-10 no especifica claramente dónde o cómo localizar la base sísmica en estructuras concebidas en terrenos accidentados con pendientes pronunciadas o con perfiles topográficos variables, lo cual hace un poco incierto el análisis y diseño estructural por parte del ingeniero. Es por los motivos anteriormente mencionados que en esta monografía se propone estudiar el tema de la determinación de la base sísmica mediante un caso ejemplo de estudio.

Para efectos de este trabajo, se pretende analizar un edificio de diez niveles, con alturas y plantas regulares localizado en una zona de ladera en la ciudad de Medellín, Colombia, donde se evaluará diferentes casos de nivel de empotramiento y se compararán resultados de periodos, derivas y fuerzas sísmicas, principalmente, con el fin de conocer la determinación más adecuada de localización de la base siguiendo los requisitos mínimos de la NSR-10. Además, se realiza una revisión bibliográfica como base metodológica para el análisis estructural de acuerdo al comportamiento característico dinámico que se evidencie en la variación de parámetros del caso práctico de ejemplo.

1. Planteamiento del problema

En el reglamento colombiano NSR-10 no se tiene claridad de la definición de la base sísmica, en especial cuando se tiene edificaciones con diferentes niveles de empotramiento, ya sea por la inclinación del terreno donde se encuentra localizado o por la presencia de niveles de sótanos. Debido a esto surge una gran incertidumbre en la estimación del periodo y los desplazamientos en estructuras con estas características, debido a que la base sísmica puede ser variable y la altura considerada para esta estimación podría no estar bien considerada, subestimando o sobreestimando las fuerzas sísmicas y el desempeño de la edificación ante estas.

1.1. Estado del arte

El Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10 (AIS, 2010), dentro de su capítulo A, define que, para la metodología de la fuerza horizontal equivalente, el periodo fundamental de una edificación se puede estimar a partir de las propiedades de resistencia sísmica utilizando un modelo matemático linealmente elástico, el cual se supe bajo la ecuación 1-1.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (m_i \delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (f_i \delta_i)}} \quad (1-1)$$

Donde el valor calculado del periodo no puede ser superior a un periodo $C_u T_a$, considerando que C_u esta dado por la ecuación 1-2.

$$C_u = 1.75 - 1.2 A_v F_v \quad (1-2)$$

Y, alternativamente, se define T_a (periodo fundamental) a partir de la ecuación 1-3

$$T_a = C_t h^\alpha \quad (1-3)$$

En el cual las variables C_t y α dependerán del sistema estructural elegido y h corresponde a la altura del edificio medida desde la base fija, la cual es independiente de los niveles de empotramiento de la edificación ya que no se especifica en este reglamento.

En el año 2012, los ingenieros civiles Wassin & Khouri, ambos investigadores de la Universidad Libanesa, desarrollaron una metodología que permitiera evaluar el efecto de la interacción entre los sótanos de una edificación y el suelo circundante sobre las fuerzas sísmicas estimadas. Este estudio se efectuó identificando la ubicación de la base fija o desplazamiento cero (base sísmica) a partir del código sísmico francés PS(92) (1995), el cual define explícitamente la determinación de la base sísmica fija presentando una ubicación relativa a tres categorías de suelo.

Si H_0 se define como la altura de la superestructura, H_1 la altura de la subestructura y H la altura de diseño (figura 1), entonces se tiene las siguientes consideraciones: a. $H=H_0$, si la estructura está construida sobre suelo de categoría “A” de alta resistencia mecánica. b. $H=H_0 + H(1/2)$, si la estructura está construida sobre suelo categoría “B” de resistencia mecánica media. c. $H=H_0 + H_1$ si la estructura está construida sobre un nivel bajo suelo de categoría “C” de resistencia baja.

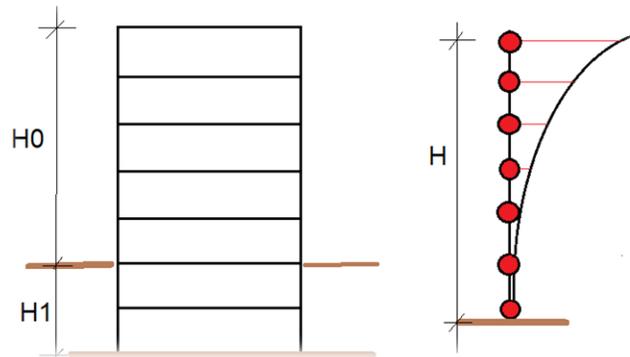


Figura 1. Modelo equivalente de interacción suelo-estructura, Norma Francesa PS(92).

(Tomado de Wassin, E & Michel, F; 2012).

A partir de estas consideraciones, Wassin & Khouri desarrollan un conjunto de ecuaciones empíricas para la determinación de la localización de la base sísmica que pueden ser utilizadas por

los ingenieros considerando propiedades estructurales y del suelo, proporcionando unos límites de flexibilidad de la interacción suelo-estructura.

Luego, la FEMA P-154 (2015) comenta que las irregularidades influyen directamente en el comportamiento sísmico de una estructura, mencionando que la edificación que se encuentre en una ladera de pendiente considerable y que, además presente una variabilidad de altura a lo largo de la ladera, como se muestra en la figura 2, se podría presentar que la rigidez horizontal en parte inferior del edificio sea considerablemente diferente en comparación a la rigidez horizontal en parte superior. Además, bajo estas consideraciones se tiene que, en la dirección en la cual se haya la pendiente, las columnas cortas podrían estar sometidas a fuerzas de cizallamiento sísmico y pueden fallar de forma frágil, que es lo que siempre se busca evitar. (Castro, 2019).

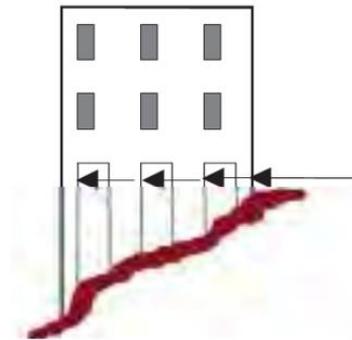


Figura 2. Emplazamiento en ladera. (Tomado de Castro, 2019).

Por otra parte, se tiene que la ASCE 7-16 (2017) identifica de forma gráfica y precisa los factores que afectan la localización de la base sísmica y, de manera ilustrativa, expone que para estructuras que presenten niveles de sótanos es importante conocer, por parte del ingeniero diseñador, la dureza del suelo circundante de la edificación, de manera que para suelos blandos es necesario considerar la ubicación de la base sísmica en la parte más baja de los sótanos, ya que el suelo no tendría la suficiente rigidez para confinar los niveles de sótanos y que se desplacen como un todo. En contraste, para suelos duros menciona que se hace más preciso considerar la base en el nivel de superficie del terreno, por lo anteriormente dicho.

Adicionalmente, la ASCE 7-16 comenta que, dependiendo la inclinación del terreno, la base sísmica de una edificación puede variar, al igual que la presencia de aberturas en los muros de contención de los niveles de sótanos y la ubicación de las juntas sísmicas.

Bajo estos conceptos, se considera que las estructuras que se proyectan en terrenos inclinados de zonas montañosas son altamente vulnerables ante un evento sísmico. Esto, debido a la irregularidad que presenta en elevación, en gran parte, debido a la variabilidad de la rigidez que presenta, por lo que Ghosh & Debbarma (2019) presentan un trabajo sobre el estudio de la interacción suelo-estructura considerando la variación en el ángulo de inclinación de la pendiente del terreno. Allí se analiza una estructura considerando pendientes de 0° , 15° , 30° y 45° bajo la consideración de una base fija y flexible (SSI), y bajo las metodologías de análisis de fuerza horizontal equivalente, modal espectral, cronológico lineal, estático no lineal y cronológico no lineal.

Basado en lo anterior, Giraldo & Berrio (2021) realizan un análisis sísmico para una edificación con apoyos empotrados escalonados en una ladera donde consideran, para la modelación del caso de estudio, la interacción suelo-estructura y los efectos de rigidez que se derivan de esta, bajo un enfoque de subestructura donde el suelo es representado por resortes orientados verticalmente con el fin de capturar la rotación en la base, y un enfoque de análisis directo, donde se modela el suelo y la estructura mediante elementos finitos que tienen como finalidad simular la reacción del suelo alrededor y por debajo de la edificación ante un evento sísmico.

Del anterior trabajo se pudieron sacar conclusiones respecto al posible de mecanismo de falla de la edificación del estudio de caso, la comparación de periodos y variabilidad de resultados de desplazamientos y fuerzas entre la consideración o no de los efectos de interacción suelo-estructura (ISE), tal y como se menciona por FEMA P-2091 (2020), donde se argumenta que, para este tipo de análisis, generalmente se encuentra una reducción en la respuesta espectral en comparación con una estructura proyectada en un terreno plano, sin taludes que restrinjan la edificación. Sin embargo, se aclara que los resultados pueden ser muy susceptibles a las suposiciones consideradas en el modelo matemático y a las características del suelo, por lo que, para un estudio más preciso, es necesaria la consideración de una gran variabilidad de tipologías y condiciones del suelo y diferentes sistemas estructurales, geometrías variables y consideraciones de apoyos empotrados en niveles diferentes.

A continuación, se presenta en la tabla 1 un recuento comparativo que resume las características, metodologías y algunos resultados de diferentes estudios de caso revisados.

Tabla 1. Comparativa casos de estudio revisados. (Elaboración propia).

Caso de estudio	Características	Metodología	Resultados
Elias & Khouri (2012)	Edificios con diferentes alturas y tipo de suelo variable	Modelación mediante elementos finitos	Para suelos blandos la base sísmica tiende a disminuir de nivel, y esta misma aumenta cuando se incrementa la capacidad portante del suelo
Ghosh & Debbarma (2019)	Edificio sobre ladera con inclinación variable (0°, 15°, 30° y 45°)	Modelación con resorte en base simulando interacción suelo-estructura	Grado de vulnerabilidad aumenta a medida que crece la inclinación del terreno
Giraldo & Berrío (2021)	Edificio sobre ladera (Medellín, Col)	Modelación con resortes en cimentaciones simulando interacción suelo-estructura	Periodo fundamental torsional y aumento de desplazamientos bajo consideración de interacción suelo-estructura (SSI)

2. Justificación

En la norma de construcciones sismorresistentes NSR-10, la estimación del periodo fundamental que caracteriza el comportamiento dinámico de una edificación ante excitación sísmica depende de la base de empotramiento, además de su buena o mala determinación dependerá el correcto o incorrecto análisis de la misma y su interpretación. Sin embargo, en dicha normativa no se dan lineamientos para una adecuada determinación de la base sísmica, lo que puede influenciar, significativamente, el diseño de una edificación.

Con base en lo anterior, se plantea realizar un caso de estudio que permita sacar conclusiones y recomendaciones para la determinación de la base sísmica a raíz de la falta de claridad que se tiene al respecto sobre la estimación de la misma para el medio colombiano.

3. Objetivos

3.1. Objetivo general

Determinar la base sísmica más adecuada para el caso de estudio de un edificio de 10 pisos con apoyos empotrados en diferentes niveles.

3.2. Objetivos específicos

- Realizar una revisión bibliográfica del estado del arte respecto a la determinación de la base sísmica.
- Analizar las definiciones y parámetros expuestos en las referencias bibliográficas que afectan la localización de la base sísmica.
- Identificar diferentes metodologías de determinación de la base sísmica a partir de casos de estudio existentes.
- Elaborar un caso de estudio en el medio colombiano que permita comparar resultados y concluir sobre la determinación más adecuada de la base sísmica para una estructura con apoyos empotrados en diferentes niveles.

4. Marco teórico

El primer evento sísmico del cual se tiene registro en Colombia data del año de 1541. A partir de allí surgen los primeros documentos precursores en Colombia sobre estudios de sismicidad histórica en el país que datan del siglo XVIII y a estos se añaden varios aportes realizados en el siglo XIX. (Niglio & Valencia, 2013). A partir de allí, la sismología en Colombia comienza a estudiarse con mayor profundidad en la década de los setenta, donde la Universidad de los Andes hace mejora de su pensum incluyendo cursos de dinámica de estructuras, dinámica de suelos, ingeniería sísmica y sismología teórica, lo que permitió a la postre que ingenieros de esta misma universidad fundaran la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS).

Luego, a comienzos de los años ochenta, la AIS publica la primera normativa sísmica del país “Requisitos Sísmicos para Edificios, AIS-100-81”; la cual es una adaptación del código ATC-3-06 de los Estados Unidos y posteriormente como consecuencia del terremoto de Popayán, Cauca, surge el Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, Decreto 1400 de 1984, que más adelante es actualizado bajo las facultades otorgadas por la ley 400 de 1997 mediante el decreto 33 de 1998 como Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-98).

A partir del año 2008, la AIS fue encargada de llevar a cabo una nueva actualización del reglamento NSR-98 mediante la implementación en la nueva reglamentación de la norma AIS 100-09 como el componente técnico de la versión más reciente del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, la cual a la fecha sigue siendo la normativa vigente y en la cual se basará este trabajo para la estimación del periodo fundamental, cortante basal, fuerzas sísmicas y desplazamientos.

Alrededor del mundo, el comportamiento sísmico de estructuras ha venido siendo altamente investigado a través de los últimos años, principalmente por la frecuente actividad sísmica en diferentes países donde se han visto afectadas considerablemente una gran cantidad de estructuras de diferente configuración y que, en países como Colombia, coincide con regiones de topografía variable y laderas pronunciadas, donde en la mayoría de casos se vuelve relevante el entendimiento

de la interacción sismo-estructura y las maneras de abordar los diseños estructurales con criterios adecuados e idóneos.

De este comportamiento sismo-estructura se desprenden investigaciones y estudios que abordan este tema de una forma más científica, rigurosa y precisa, los cuales han entregado resultados y conclusiones claras acerca del comportamiento sísmico y la respuesta de estructuras con diferentes características frente a este. Es claro que, si las estructuras se diseñan adecuadamente, estas deberán comportarse de una forma en particular que se prevé en cuanto a disipación de energía y resistencia, sin verse afectada su estabilidad, con daños significativos en elementos estructurales, pero no el colapso como lo indica la filosofía de diseño de la NSR-10 en Colombia.

De acuerdo a la interacción sismo-estructura se desprenden algunos procesos importantes para el diseño de edificios, ya que con estos el ingeniero civil puede enfrentar los diseños de estructuras para concebirlas de una forma más resistente y segura, ya que en el medio colombiano la topografía accidentada y los terrenos con pendientes pronunciadas hacen concebir diseños con mayor dificultad, es decir para el ingeniero se hace complicado la determinación de la base en este tipo de terrenos en donde se proyectan edificios con empotramiento en diferentes niveles.

4.1.Base sísmica

Es el término que se le da al nivel en el cual la fuerza sísmica interactúa con una estructura sometiéndola a vibración. De acuerdo con la ASCE 7-16 (2017), la determinación de esta base dependerá de diferentes factores como la rigidez del suelo a nivel de superficie del terreno, las juntas sísmicas a nivel de terreno y en pisos inferiores como sótanos, la presencia de muros de contención en sótanos, la rigidez de los elementos verticales y la inclinación del terreno cuando la estructura se proyecta en una ladera; este último siendo un caso muy típico en ciudades andinas.

4.2. Nivel de empotramiento

Nivel de apoyo en el cual se presenta una conexión rígida entre los elementos estructurales de transmisión de fuerza vertical de la estructura (Columnas o muros) con la fundación correspondiente, donde dicha unión restringe rotación y desplazamiento en cualquier dirección. (Parro, 2023).

4.3. Cortante basal

Se refiere a las fuerzas cortantes laterales acumuladas de cada piso de una edificación que se reflejan en la base sísmica de la misma. El conocimiento de esta cortante tiene como finalidad estimar la distribución de la fuerza sísmica que se acumula en base en las diferentes alturas de la edificación como se muestra en la figura 3. (Saavedraonline, 2023).

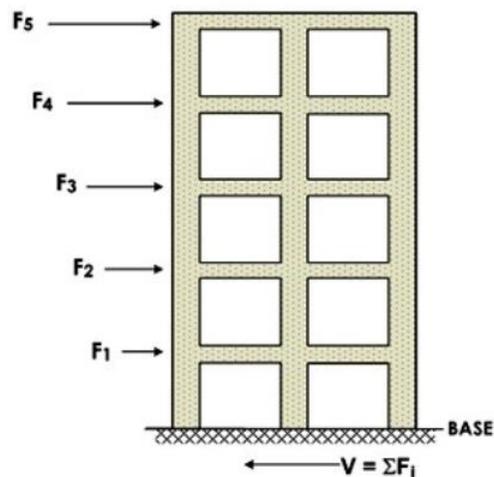


Figura 3. Distribución de cargas de sismo y cortante basal.

4.4. Periodo fundamental

Se refiere al tiempo que tarda una estructura en hacer una oscilación completa de manera que movilice la mayor participación de masa de la estructura. (estructurando, 2022). Para su estimación, cada normativa sismorresistente presenta una alternativa aproximada de cálculo. En el

caso de la NSR-10, se basa en la altura de la edificación medida a partir de la base sísmica y el sistema estructural concebido.

4.5. Derivas de piso

Son los desplazamientos relativos entre dos pisos consecutivos de una edificación (ver figura 4), los cuales se evalúan para las cargas horizontales. Para el caso de Colombia, la deriva máxima no puede exceder el 1.0% o lo que es igual a 1.43% considerando secciones fisuradas, y para su estimación no se debe dividir por un factor de ductilidad y/o disipación de energía. Se entiende que, mientras mayor sea la deriva, mayores pueden ser los daños en elementos estructurales y no estructurales de una edificación. (Rochel, 2012).

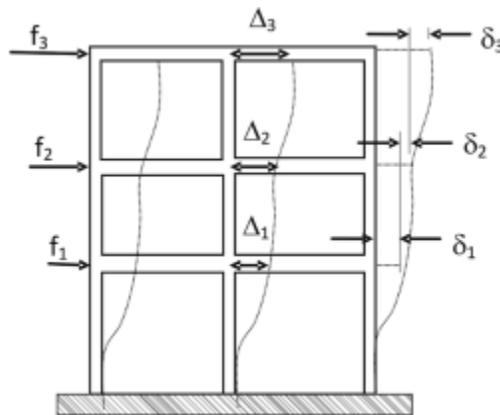


Figura 4. Derivas de entrepiso. (Tomado de Rochel, 2012).

5. Estudio de caso

5.1. Descripción estructural

Con el fin de estudiar y analizar el comportamiento dinámico de una estructura ante la variabilidad de la base sísmica en elevación, se consideró evaluar un caso práctico de estudio con el fin de permitir comparar resultados de tipo cuantitativo como lo son: magnitudes de periodos, derivas por nivel, cortante en la base, irregularidades y cuantías. Con esto, se busca poder identificar el caso más crítico para una edificación situada en ladera, y determinar la base sísmica más adecuada para dicho caso.

Para el caso de estudio se tomó un edificio ubicado en la ciudad de Medellín, Colombia localizado en zona de ladera. Dicha estructura está concebida como un edificio de uso residencial de diez niveles, donde los dos primeros niveles están destinados a parqueaderos, los siete niveles siguientes corresponden a apartamentos, y el último nivel corresponde a una cubierta no accesible. Esta edificación se conforma de un sistema de resistencia sísmica de pórticos de concreto resistentes a momentos en ambas direcciones principales, con capacidad de disipación de energía moderada (DMO), dada la zona de amenaza sísmica intermedia en la cual se localiza el proyecto, cumpliendo con los lineamientos del vigente Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10.

El análisis del sistema de fundación no será del alcance de este trabajo, pero debido a las características del terreno, y el sistema estructural elegido, se prevé pilas pre-excavadas, las cuales estarán amarradas por vigas de fundación resistentes a momento. Así mismo, el sistema de entrepiso está compuesto por losa aligerada con nervaduras orientadas en dos direcciones y alturas de entre piso de 3.70m para el primer nivel y 3.20m para el resto de niveles, por lo que se cuenta con una altura total de la edificación medida desde el primer nivel de 32.5m.

La modelación de la estructura en cada caso se realizó con ayuda del programa comercial ETABS y dadas las características geométricas de la estructura, se realiza un análisis modal espectral, en el cual, se busca inicialmente el dimensionamiento de las columnas controlando los

requisitos de derivas, posteriormente el dimensionamiento de las vigas de amarre considerando las características de cargas y geometría.

A continuación, se presentan las plantas arquitectónicas de los diferentes niveles de la edificación, en las cuales se evidencian 6 ejes de columnas orientados en dirección “X” y 4 ejes de columnas orientados en dirección “Y”, constando de un total de 22 columnas.

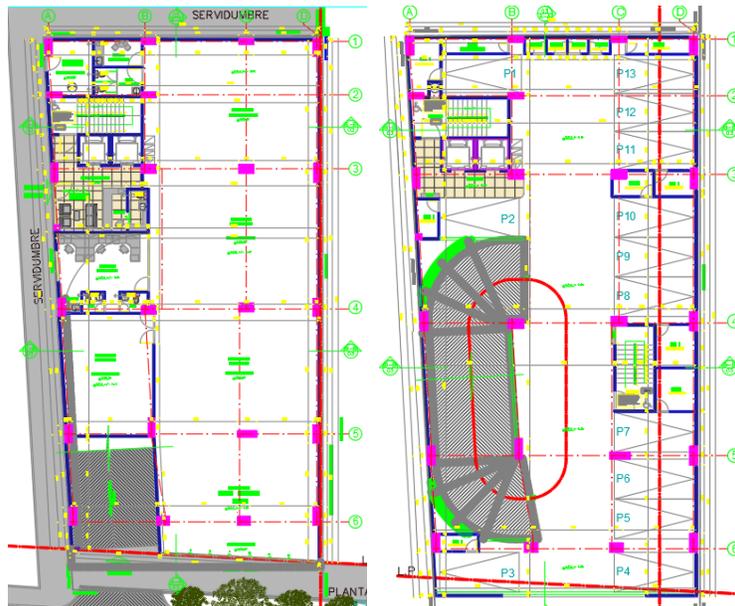


Figura 5. Plantas arquitectónicas piso 1 y 2.

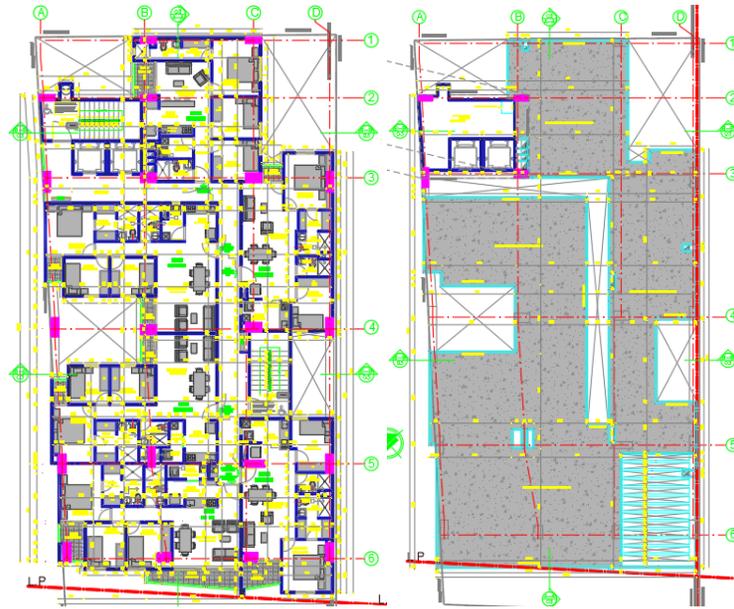


Figura 6. Plantas arquitectónicas piso típico de apartamentos y cubierta.

Para el presente estudio, se realizarán 4 modelos matemáticos, los cuales tendrán como característica de análisis las siguientes variaciones:

1- Inicialmente para el caso 1, se realiza un modelo considerando un terreno plano por excavación, donde todas las columnas tienen el mismo nivel de emplazamiento +0.0, que corresponde al nivel del primer sótano de parquearos de la edificación. Para este caso la altura total considerada para la determinación del periodo fundamental es 32.5m, así mismo no se considera empuje de suelos que aporte rigidez a la edificación en los primeros niveles considerando que para este caso el edificio vibra como un cuerpo libre desde el nivel de sótano 1 y las contenciones no están adosadas a la edificación.

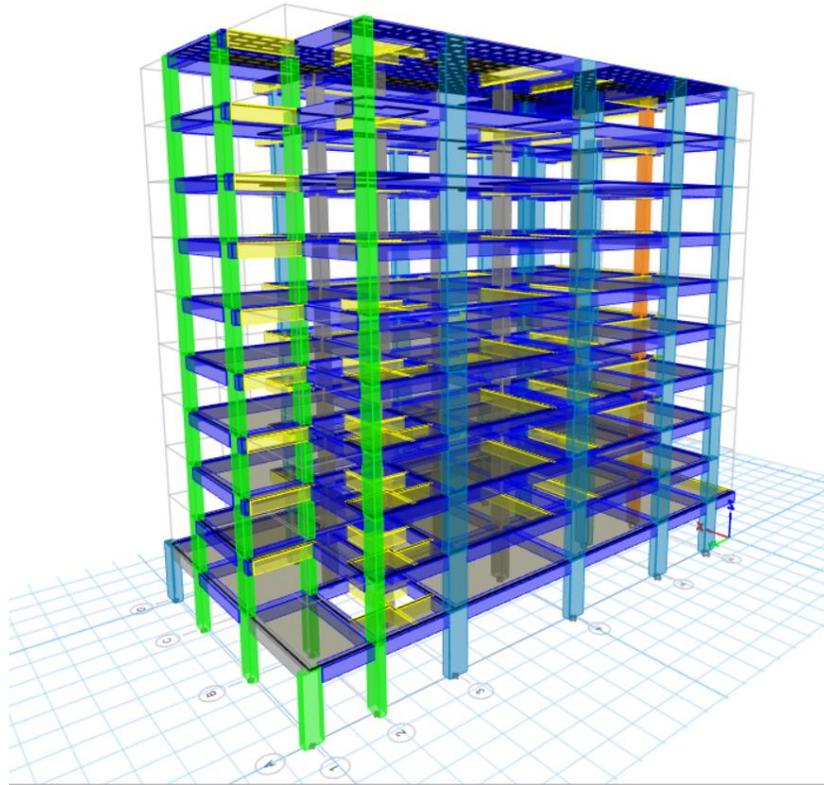


Figura 7. Modelo computacional 3D, Caso 1. (Tomado de ETABS).

2- Para el caso 2, se analiza el mismo edificio pero esta vez considerando la base sísmica a nivel del piso 1 (+3.7), es decir se contempla una altura para la estimación del periodo fundamental de 28.8m y aunque la estructura se modela desde el nivel +0.0, se asigna unas restricciones de traslación en X e Y a nivel de piso 1 consistente con el empuje de suelo que si es considerado para este caso, es decir, se realiza una variación donde se encontrará apoyado sobre el terreno (articulación) ya que suponemos restricción de tierra en la pared externa, permitiendo movimiento en la dirección contraria al empuje.

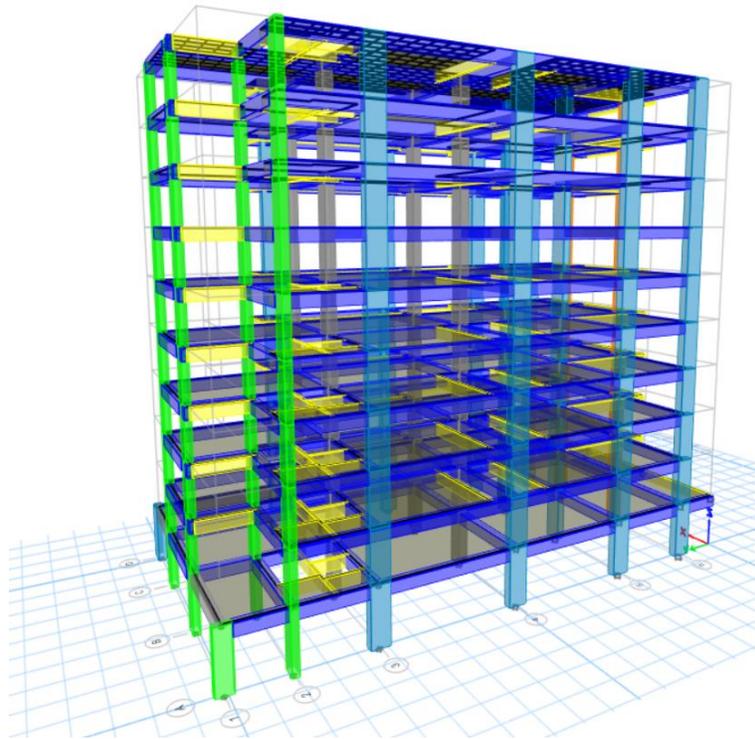


Figura 8. Modelo computacional 3D, Caso 2. (Tomado de ETABS).

3- En el caso 3, lo que se propone es poner el emplazamiento en dos niveles diferentes en el mismo modelo, de manera que, en el eje 1 donde la edificación por la inclinación del terreno está a nivel de superficie, se dispone el empotramiento de las columnas a nivel +3.70 y para el resto de ejes de columnas que por la inclinación del terreno se encuentran por debajo de la superficie del terreno, se dispone del empotramiento a nivel +0.0. Además, como en el caso anterior, se dispone de restricción tipo articulación en nivel +3.7 para las columnas con emplazamiento en +0.0 debido a que se contempla empuje de suelos.

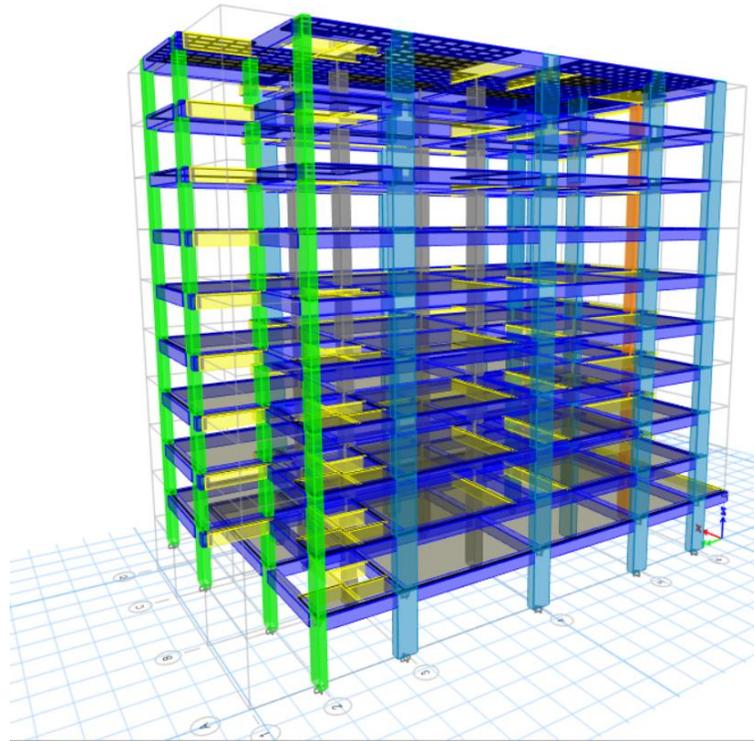


Figura 9. Figura 8 Modelo computacional 3D, Caso 3. (Tomado de ETABS).

4- Finalmente, para el caso 4 se considera la misma situación de emplazamientos variables del caso 3, con la diferencia que para este caso no se considera un empuje de suelo, supóngase por que el muro de contención no este adosado a la estructura y por lo tanto no tienen restricciones de articulación en el nivel +3.70 lo cual permite la traslación en ambas direcciones principales en este nivel. Para los casos 3 y 4 la altura del edificio para la determinación de la base sísmica corresponde a 28.8m, debido a que se toma a partir del nivel de empotramiento más superior para ser consistente.

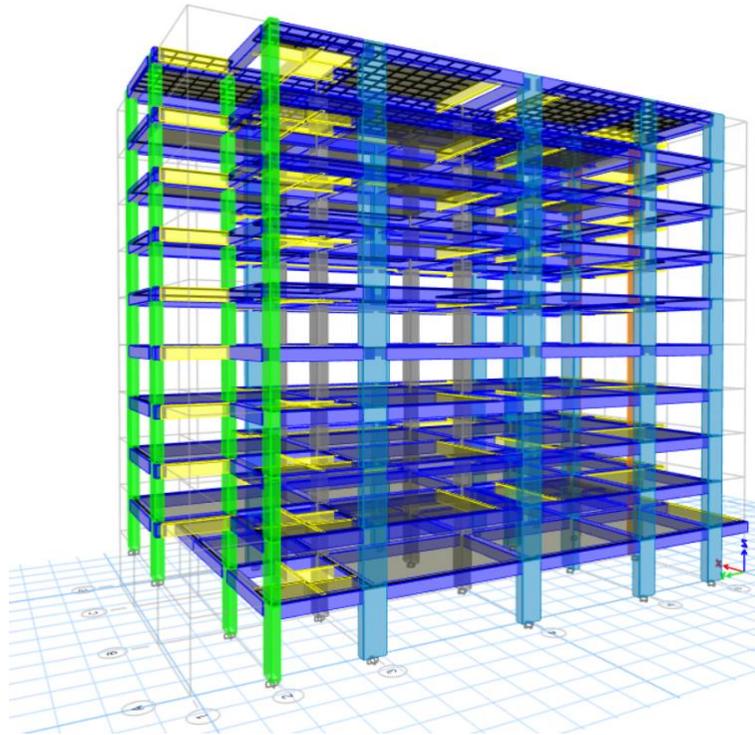


Figura 10. Figura 8 Modelo computacional 3D, Caso 4. (Tomado de ETABS).

Para la concepción estructural y de acuerdo a la arquitectura se proyectan columnas de secciones variables de 0.40m x 1.00m, 0.50m x 1.20m, 0.60m x 0.80m, 0.60m x 1.20m y 0.60m x 1.00m y cada eje de columna conserva la misma sección en altura.

Las vigas del sistema principal de resistencia sísmica serán de 0.50m de ancho por 0.70m de altura. Así mismo, los elementos de borde del edificio y que soportan escaleras y muros de ascensor se disponen de 0.20m de ancho por 0.70m de altura los cuales son modelados y para efectos prácticos las nervaduras de la placa aligerada se ingresan al modelo como una carga sobre impuesta que se especificará más adelante, equivalente a nervios de 0.12m x 0.70m espaciados a 1.00m aproximadamente.

Para la definición de los materiales, se trabajará con las siguientes propiedades mecánicas:

Tabla 2. Propiedades mecánicas de los materiales. (Elaboración propia).

Propiedades mecánicas de los materiales		
Módulo de elasticidad del concreto (E_c)	$4700\sqrt{f'_c}$	MPa
Peso volumétrico del concreto	24	kN/m^3
Resistencia de fluencia del acero (f_y)	420	MPa
Módulo de elasticidad del acero (E_s)	200000	MPa

Todos los elementos de las placas aéreas, incluyendo losas, nervaduras y vigas, tendrán una resistencia a la compresión del concreto de $f'_c=28$ MPa, y para columnas $f'_c=35$ MPa desde la base hasta la cubierta.

5.2. Evaluación de cargas

Todas las cargas muertas y vivas se estimaron a partir de los requisitos mínimos establecidos el Título B del reglamento colombiano NSR-10, las cuales se describen a continuación:

5.2.1. Cargas muertas

La carga muerta considera todas aquellas cargas que corresponden a los elementos que quedan permanentes en el edificio durante la construcción y operación del mismo. En estos elementos se incluye los que hacen parte y no hacen parte del sistema principal de resistencia sísmica, como lo son los muros divisorios y de fachada, los acabados de piso, instalaciones y redes, cielos rasos, escaleras, equipos fijos y todas aquellas cargas que no sean causadas por la ocupación y uso de la edificación.

El edificio al ser destinado para uso residencial se consideraron las siguientes cargas sobrepuestas:

- Carga de acabados en apartamentos: $1,20 \text{ kN/m}^2$
- Carga de acabados en parqueaderos: 0.60 kN/m^2
- Carga de acabados en cubierta: 2.00 kN/m^2
- Carga particiones y fachada en apartamentos: 3.00 kN/m^2

- Carga de cielo, instalaciones y redes: 0.25 kN/m^2
- Carga de escaleras: 14.50 kN-m
- Carga de peso propio de nervaduras de losa aligerada: 1.87 kN/m^2

El peso propio de los elementos tipo vigas, columnas y loseta es calculado por el programa de análisis a través de las propiedades asignadas en este. Así mismo se define la masa dentro del programa de acuerdo a las cargas asignadas y se considera un porcentaje de masa de 95% en la definición de vigas y nervios para la calibración del modelo, con el fin de no considerar dos veces la misma masa en los nodos.

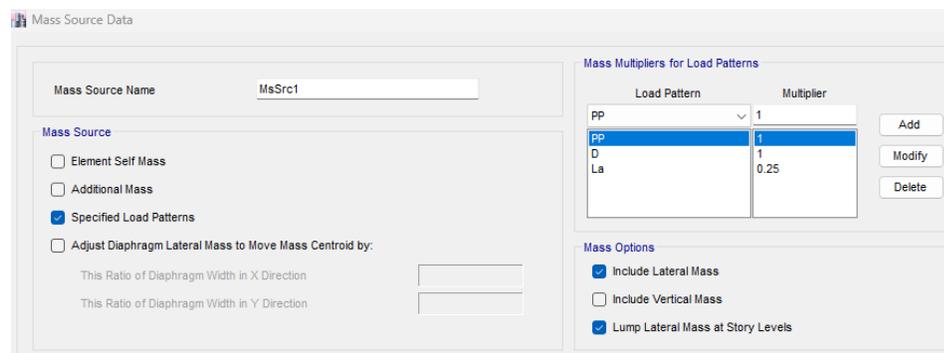


Figura 11. Definición de la masa a partir del peso propio de la estructura, carga muerta sobre impuesta y carga viva de empozamiento en cubierta en caso que aplique. (Tomado de Etabs).

5.2.2. Cargas vivas

Las cargas vivas asignadas en el edificio deben ser las máximas cargas que se espera que ocurran en la edificación debido al uso de esta. Para ningún caso estas cargas vivas pueden ser inferiores a los valores mínimos descritos en las Tablas B.4.2.1-1 y B.4.2.1-2. De la NSR-10. El Proyecto al ser de uso residencial con parqueaderos se consideran las siguientes cargas máximas:

- Carga viva de apartamento: $1,80 \text{ kN/m}^2$
- Carga viva de parqueadero: $2,50 \text{ kN/m}^2$
- Carga viva en balcones: $5,0 \text{ kN/m}^2$
- Carga viva en cubierta no accesible: 1.80 kN/m^2
- Carga por empozamiento de agua en cubierta: $1,00 \text{ kN/m}^2$

- Carga viva en Escaleras: $3,0 \text{ kN/m}^2$

Las cargas anteriormente descritas se ingresan al modelo matemático por medio del un set de carga que posteriormente se asigna sobre el Shell modelado dependiendo el uso correspondiente dada la distribución arquitectónica

Uniform Load Set Name: Apartamentos

Load Set Loads

Load Pattern	Load Value (kN/m ²)
L	1.8
PP	1.87
ACABADOS	1.2
PARTICIONES	3
INSTALACIONES	0.25

Note: Loads are in the gravity direction.

Figura 12. Set de cargas asignado en apartamentos. (Tomado de ETABS).

Uniform Load Set Name: Balcones

Load Set Loads

Load Pattern	Load Value (kN/m ²)
ACABADOS	1.2
L	5
PP	1.87
INSTALACIONES	0.25

Note: Loads are in the gravity direction.

Figura 13. Set de cargas asignado en balcones. (Tomado de ETABS).

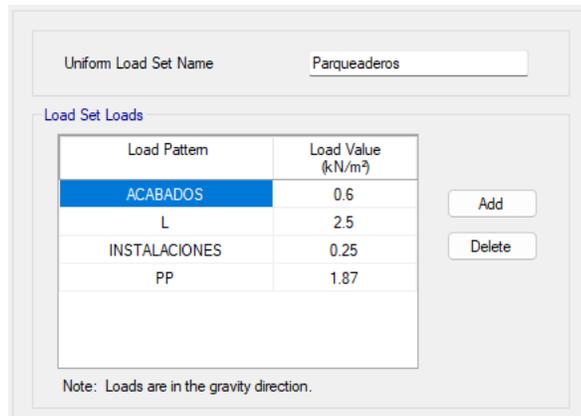
Uniform Load Set Name: Cubierta

Load Set Loads

Load Pattern	Load Value (kN/m ²)
ACABADOS	2
L	1.8
La	1
INSTALACIONES	0.25
PP	1.87

Note: Loads are in the gravity direction.

Figura 14. Set de cargas asignado en cubierta. (Tomado de ETABS).



Load Pattern	Load Value (kN/m ²)
ACABADOS	0.6
L	2.5
INSTALACIONES	0.25
PP	1.87

Note: Loads are in the gravity direction.

Figura 15. Set de cargas asignado en parqueaderos. (Tomado de ETABS).

5.2.3. Cargas sísmicas

5.2.3.1. Definición de los movimientos sísmicos de diseño

Según A.2.2.1, los movimientos sísmicos de diseño se definen en función de la aceleración pico efectiva, representada por el parámetro A_a , y de la velocidad pico efectiva, representada por el parámetro A_v , para una probabilidad del diez por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años. Los valores de estos coeficientes, para efectos del reglamento NSR-10, deben determinarse de acuerdo con A.2.2.2 y A.2.2.3, que para la ciudad del Medellín corresponde a:

$A_a = 0.15$; $A_v = 0.20$ (NSR-10 APÉNDICE A-4).

5.2.3.2. Efectos locales

Para el caso en particular del edificio de análisis y según informe geotécnico correspondiente, se cuenta con un tipo de perfil de suelo D.

Dado lo anterior, se obtiene los valores de los coeficientes F_a y F_v que según La tabla A.2.4-3 y A.2.4.4 de la NSR-10 corresponden a:

$F_a = 1.50$; $F_v = 2.00$.

5.2.3.3. Coeficiente de importancia

Por tratarse de una edificación de ocupación normal, para el cual se establece en la tabla A.2.5-1 el valor del coeficiente de importancia.

$$I= 1.00 \text{ (NSR-10 TABLA A.2.5-1).}$$

5.2.3.4. Capacidad de disipación de energía

Por tratarse de un sistema estructural de pórtico de concreto resistente a momentos con capacidad de disipación de energía moderada (DMO), de acuerdo con la tabla A.3-3 de la NSR-10 se define el grado de disipación de energía de la estructura.

Tabla 3. Sistema estructural de pórticos resistente a momento. (NSR-10 Tabla A.3-3).

Tabla A.3-3
Sistema estructural de pórtico resistente a momentos (Nota 1)

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				Alta		intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)									
a. De concreto (DES)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DES)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. De acero con cerchas dúctiles (DES)	Pórticos de acero resistentes o no a momentos	6.0	3.0	si	30 m	si	45 m	si	sin límite
2. Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)									
a. De concreto (DMO)	el mismo	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DMO)	el mismo	5.0 (Nota-3)	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos con conexiones rígidas (DMO)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite

5.3. Verificación irregularidades

Haciendo uso de las notas de la tabla A.3-6 de la NSR-10. Se realiza el respectivo chequeo de irregularidades para las 4 diferentes alternativas del caso de estudio:

5.3.1. Irregularidad en planta

Tabla 4. Irregularidades en planta. (NSR-10).

Tabla A.3-6
Irregularidades en planta

Tipo	Descripción de la irregularidad en planta	ϕ_p	Referencias
1aP	Irregularidad torsional — La irregularidad torsional existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.2 y menor o igual a 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.9	A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
1bP	Irregularidad torsional extrema — La irregularidad torsional extrema existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.8	A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
2P	Retrocesos excesivos en las esquinas — La configuración de una estructura se considera irregular cuando ésta tiene retrocesos excesivos en sus esquinas. Un retroceso en una esquina se considera exceso cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son mayores que el 15 por ciento de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del retroceso.	0.9	A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.3.6.8.5, A.5.2.1.
3P	Discontinuidades en el diafragma — Cuando el diafragma tiene discontinuidades apreciables o variaciones en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entradas, retrocesos o huecos con áreas mayores al 50 por ciento del área bruta del diafragma o existen cambios en la rigidez efectiva del diafragma de más del 50 por ciento, entre niveles consecutivos, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
4P	Desplazamientos del plano de acción de elementos verticales — La estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en las trayectorias de las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos, tales como cuando se traslada el plano que contiene a un grupo de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, en una dirección perpendicular a él, generando un nuevo plano. Los atlillos o manzardas de un solo piso se eximen de este requisito en la consideración de irregularidad.	0.8	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.3.6.12, A.5.2.1.
5P	Sistemas no paralelos — Cuando las direcciones de acción horizontal de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica no son paralelas o simétricas con respecto a los ejes ortogonales horizontales principales del sistema de resistencia sísmica, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.5.2.1.

Irregularidad en planta:

Tabla 5. Irregularidad Torsional eje X. Caso 1. (Elaboración propia).

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum	Average	Ratio
			mm	mm	
CUBIERTA	SISMOX Max	X	217.337	193.359	1.124
P9	SISMOX Max	X	210.03	186.682	1.125
P8	SISMOX Max	X	198.636	176.142	1.128
P7	SISMOX Max	X	182.919	161.711	1.131
P6	SISMOX Max	X	163.165	143.655	1.136
P5	SISMOX Max	X	139.8	122.356	1.143
P4	SISMOX Max	X	113.326	98.095	1.155
P3	SISMOX Max	X	84.345	71.593	1.178
P2	SISMOX Max	X	53.775	44.155	1.218
P1	SISMOX Max	X	23.641	18.431	1.283

Tabla 6 Irregularidad Torsional eje Y. Caso 1. (Elaboración propia).

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum	Average	Ratio
			mm	mm	
CUBIERTA	SISMOY Max	Y	190.985	181.152	1.05
P9	SISMOY Max	Y	183.405	174.052	1.05
P8	SISMOY Max	Y	172.471	163.745	1.05
P7	SISMOY Max	Y	157.768	149.854	1.05
P6	SISMOY Max	Y	139.463	132.545	1.05
P5	SISMOY Max	Y	117.942	112.185	1.05
P4	SISMOY Max	Y	93.742	89.276	1.05
P3	SISMOY Max	Y	67.628	64.523	1.05
P2	SISMOY Max	Y	40.917	39.15	1.05
P1	SISMOY Max	Y	16.465	15.806	1.04

Se realiza la respectiva verificación de irregularidades torsionales en todos los niveles y en ambas direcciones, para la irregularidad torsional, no cumple los parámetros exigidos por la NSR-10, para el eje X, por lo tanto, $\Phi P=0.9$.

Tabla 7. Irregularidad Torsional eje X. Caso 2. (Elaboración propia).

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum	Average	Ratio
			mm	mm	
CUBIERTA	SISMOX Max	X	183.326	168.32	1.089
P9	SISMOX Max	X	175.971	161.373	1.090
P8	SISMOX Max	X	164.273	150.497	1.092
P7	SISMOX Max	X	148.029	135.48	1.093
P6	SISMOX Max	X	127.612	116.662	1.094
P5	SISMOX Max	X	103.583	94.582	1.095
P4	SISMOX Max	X	76.66	69.883	1.097
P3	SISMOX Max	X	47.929	43.593	1.099
P2	SISMOX Max	X	19.788	17.949	1.102

Tabla 8. Irregularidad Torsional eje Y. Caso 2. (Elaboración propia).

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum	Average	Ratio
			mm	mm	
CUBIERTA	SISMOY Max	Y	178.006	168.93	1.05
P9	SISMOY Max	Y	170.093	161.541	1.05
P8	SISMOY Max	Y	158.589	150.721	1.05
P7	SISMOY Max	Y	143.083	136.096	1.05
P6	SISMOY Max	Y	123.805	117.89	1.05
P5	SISMOY Max	Y	101.259	96.579	1.05
P4	SISMOY Max	Y	76.199	72.864	1.05
P3	SISMOY Max	Y	49.875	47.9	1.04
P2	SISMOY Max	Y	24.881	24.108	1.03
P1	SISMOY Max	Y	7.672	7.672	1.00

De acuerdo con los resultados obtenidos, $\Phi_P=1.0$ para ambas direcciones. No hay irregularidad en planta para el caso 2.

Tabla 9. Irregularidad Torsional eje X. Caso 3. (Elaboración propia).

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum	Average	Ratio
			mm	mm	
CUBIERTA	SISMOX Max	X	185.728	169.033	1.099
P9	SISMOX Max	X	178.273	162.062	1.100

P8	SISMOX Max	X	166.424	151.17	1.101
P7	SISMOX Max	X	149.972	136.112	1.102
P6	SISMOX Max	X	129.291	117.217	1.103
P5	SISMOX Max	X	104.951	95.007	1.105
P4	SISMOX Max	X	77.679	70.165	1.107
P3	SISMOX Max	X	48.575	43.727	1.111
P2	SISMOX Max	X	20.066	17.727	1.132

Tabla 10. Irregularidad Torsional eje Y. Caso 3. (Elaboración propia).

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum	Average	Ratio
			mm	mm	
CUBIERTA	SISMOY Max	Y	169.604	160.593	1.06
P9	SISMOY Max	Y	161.531	153.052	1.06
P8	SISMOY Max	Y	149.754	141.972	1.06
P7	SISMOY Max	Y	133.861	126.978	1.05
P6	SISMOY Max	Y	114.121	108.333	1.05
P5	SISMOY Max	Y	91.105	86.573	1.05
P4	SISMOY Max	Y	65.675	62.501	1.05
P3	SISMOY Max	Y	39.273	37.453	1.05
P2	SISMOY Max	Y	14.883	14.215	1.05

De acuerdo con los resultados obtenidos, $\Phi_P=1.0$ para ambas direcciones. No hay irregularidad en planta para el caso 3.

Tabla 11. Irregularidad Torsional eje X. Caso 4. (Elaboración propia).

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum	Average	Ratio
			mm	mm	
CUBIERTA	SISMOX Max	X	229.15	188.399	1.216
P9	SISMOX Max	X	221.502	181.415	1.221
P8	SISMOX Max	X	209.578	170.794	1.227
P7	SISMOX Max	X	193.114	156.28	1.236
P6	SISMOX Max	X	172.399	138.124	1.248
P5	SISMOX Max	X	147.877	116.562	1.269
P4	SISMOX Max	X	120.072	92.209	1.302
P3	SISMOX Max	X	89.606	65.944	1.359
P2	SISMOX Max	X	57.401	39.175	1.465

Tabla 12. Irregularidad Torsional eje Y. Caso 4. (Elaboración propia).

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum	Average	Ratio
			mm	mm	
CUBIERTA	DERIVAY Max	Y	180.253	173.066	1.04
P9	DERIVAY Max	Y	173.074	166.285	1.04
P8	DERIVAY Max	Y	162.707	156.43	1.04
P7	DERIVAY Max	Y	148.749	143.132	1.04
P6	DERIVAY Max	Y	131.356	126.546	1.04
P5	DERIVAY Max	Y	110.902	107.026	1.04
P4	DERIVAY Max	Y	87.912	85.065	1.03
P3	DERIVAY Max	Y	63.143	61.358	1.03
P2	DERIVAY Max	Y	37.95	37.148	1.02

Se realiza la respectiva verificación de irregularidades torsionales en todos los niveles y en ambas direcciones, para la irregularidad torsional extrema, no cumple los parámetros exigidos por la NSR-10, para el eje X, por lo tanto, $\Phi P=0.8$

Retrocesos excesivos en las esquinas:

Para ninguno de los 4 casos aplica esta irregularidad. $\Phi P=1.0$

Discontinuidad en el diafragma:

Para ninguno de los 4 casos aplica esta irregularidad. $\Phi P=1.0$

Desplazamiento en plano de acción de elementos verticales:

Para ninguno de los 4 casos aplica esta irregularidad. $\Phi P=1.0$

Sistemas no paralelos:

Para ninguno de los 4 casos aplica esta irregularidad. $\Phi P=1.0$

5.3.2. Verificación irregularidades en altura

Según notas de la tabla A.3-7 de NSR-10. Se realiza el respectivo chequeo de irregularidades para los 4 casos de estudio del presente documento:

Tabla 13. Irregularidades en altura. (NSR-10).

Tabla A.3-7
Irregularidades en la altura

Tipo	Descripción de la irregularidad en altura	ϕ_a	Referencias
1aA	Piso flexible (irregularidad en rigidez) — Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 70 por ciento pero superior o igual al 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 80 por ciento pero superior o igual al 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.3.5.1, A.3.4.2.
1bA	Piso flexible (irregularidad extrema en rigidez) — Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.8	A.3.3.5.1, A.3.4.2.
2A	Irregularidad en la distribución de las masas — Cuando la masa, m_i , de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos contiguos, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de cubiertas que sean más livianas que el piso de abajo.	0.9	A.3.3.5.1, A.3.4.2.
3A	Irregularidad geométrica — Cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia sísmica en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de los altillos de un solo piso.	0.9	A.3.4.2.
4A	Desplazamientos dentro del plano de acción — La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, dentro del mismo plano que los contiene, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos, se eximen de esta consideración de irregularidad.	0.8	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.12.
5aA	Piso débil — Discontinuidad en la resistencia — Cuando la resistencia del piso es menor del 80 por ciento de la del piso inmediatamente superior pero superior o igual al 65 por ciento, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.2.4.1, A.3.3.6, A.3.3.7, A.3.4.2.
5bA	Piso débil — Discontinuidad extrema en la resistencia — Cuando la resistencia del piso es menor del 65 por ciento de la del piso inmediatamente superior, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.8	A.3.2.4.1, A.3.3.6, A.3.3.7, A.3.4.2.

-Piso flexible

Para ninguno de los 4 casos aplica esta irregularidad. $\Phi A=1.0$

-Irregularidad en distribución de las masas

Para ninguno de los 4 casos aplica esta irregularidad. $\Phi A=1.0$

-Irregularidad geométrica

Para ninguno de los 4 casos aplica esta irregularidad. $\Phi A=1.0$

-Desplazamiento dentro del plano de acción

Para ninguno de los 4 casos aplica esta irregularidad. $\Phi A=1.0$

-Piso débil

Para ninguno de los 4 casos aplica esta irregularidad. $\Phi A=1.0$

5.3.3. Irregularidad por ausencia de redundancia

Para ninguno de los 4 casos, se considera ausencia de redundancia en ninguna de las direcciones principales, por lo tanto:

$$\Phi_{Rx} = 1.0, \Phi_{Ry} = 1.0$$

5.4. Coeficiente para fuerza sísmica reducida de diseño

El coeficiente de capacidad de disipación de energía R que se utilice en el diseño sísmico de la edificación debe reducirse multiplicando por Φ_P , debido a irregularidades en planta, por Φ_A debido a irregularidades en altura, y por Φ_R debido a ausencia de redundancia.

El sistema estructural definido para la edificación corresponde a: Pórticos Resistentes a momento de capacidad moderada, por lo tanto el coeficiente básico de disipación de energía es $R_0 = 5.0$

Factor de reducción de fuerza sísmica $R_x = \Phi_P \cdot \Phi_A \cdot \Phi_R$.

Factor de reducción de fuerza sísmica $R_y = \Phi_P \cdot \Phi_A \cdot \Phi_R$.

A continuación, se presentan las tablas para el cálculo de R_x y R_y para los 4 casos de estudio del presente documento:

Tabla 14. Factor de reducción de fuerza sísmica R_x . (Elaboración propia).

Factor de reducción de fuerza sísmica R_x					
Caso	R_0	Φ_p	Φ_a	Φ_r	R_x
Caso 1	5	0.9	1.0	1.0	4.5
Caso 2	5	1.0	1.0	1.0	5.0
Caso 3	5	1.0	1.0	1.0	5.0
Caso 4	5	0.8	1.0	1.0	4.0

Tabla 15. Factor de reducción de fuerza sísmica R_y . (Elaboración propia).

Factor de reducción de fuerza sísmica R_y					
Caso	R_0	Φ_p	Φ_a	Φ_r	R_y
Caso 1	5	0.9	1.0	1.0	4.5
Caso 2	5	1.0	1.0	1.0	5.0
Caso 3	5	1.0	1.0	1.0	5.0
Caso 4	5	0.8	1.0	1.0	4.0

5.5. Asignación de la carga sísmica

Para la asignación de las cargas sísmicas se han creado dos casos de carga sísmica estáticos con el fin de obtener las reacciones sísmicas por fuerza horizontal equivalente y poder comparar el resultado de estas con las reacciones obtenidas para los mismos casos de cargas dinámicas, con los resultados de estos se realiza el ajuste de resultados, el cual es aplicado al caso de carga dinámico para diseño de los elementos estructurales.

5.6. Espectro de diseño

De acuerdo con los parámetros de la NSR-10 se consideran los siguientes valores para el análisis sísmico:

Grupo de uso: I

Coefficiente de importancia I: 1.0

Tipo de perfil de suelo: D

Zona de amenaza sísmica: Intermedia

Grado de disipación de energía: Moderado (DMO)

Los demás parámetros se presentan a continuación junto con el espectro de diseño para cada dirección principal:

Tabla 16. Parámetros sísmicos, caso 1. (Elaboración propia).

PARÁMETROS SÍSMICOS	
Perfil tipo	D
I (Derivas)	1.00
I (Diseño)	1.00
Grado Disipac.	DMO
Aa	0.15
Av	0.20
Fa	1.50
Fv	2.00
To (s)	0.18
Tc (s)	0.85
TL (s)	4.80

DATOS DE ESTRUCTURA	
Masa (tf)	4132.09
hn (m)	32.50
N	10
Ro	5.0
ØP	0.90
ØA	1.00
ØR	1.00
R	4.50
Cu	1.27
Ct	0.047
a	0.90
Ta (s)	1.08
Cu x Ta (s)	1.37
Sa [CuTa]	0.35g

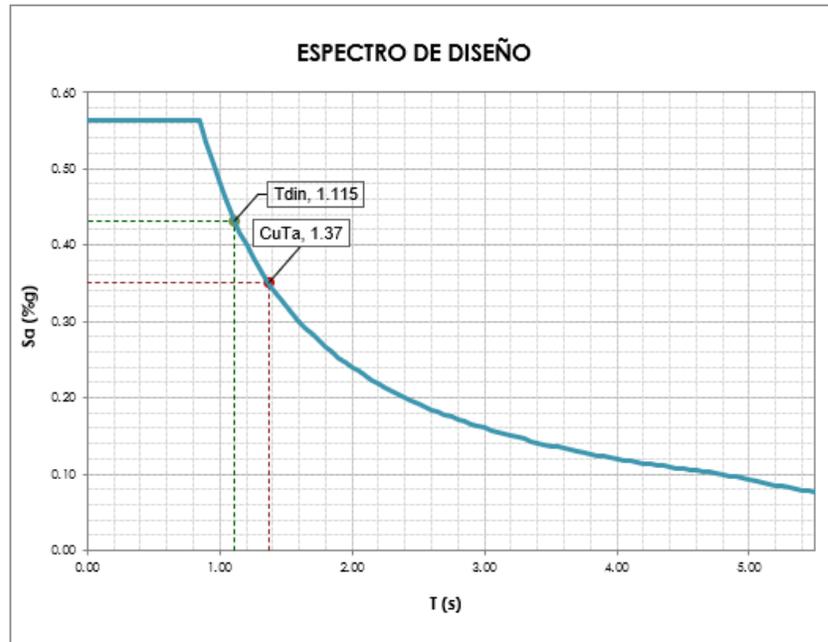


Figura 16. Espectro de diseño Caso 1 en dirección X. (Elaboración propia).

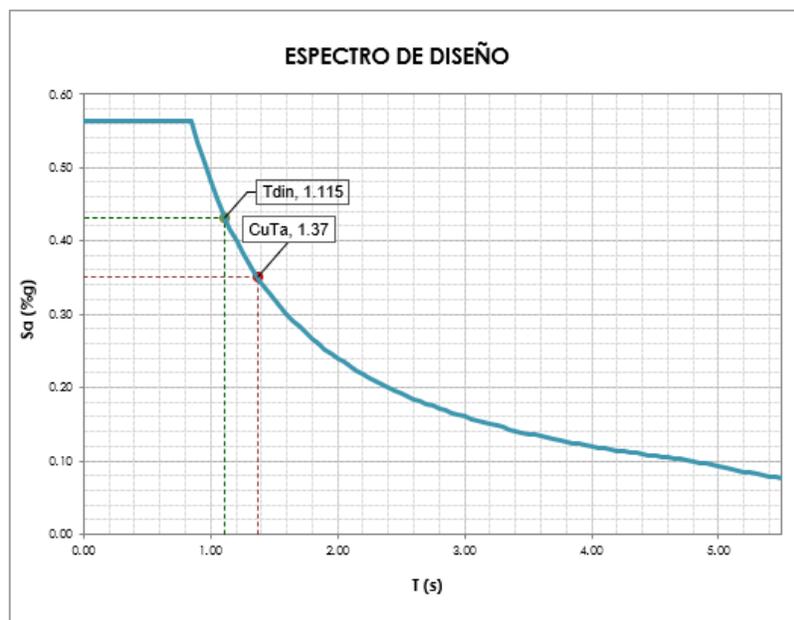


Figura 17. Espectro de diseño Caso 1 en dirección Y. (Elaboración propia).

Tabla 17. Parámetros sísmicos, caso 2. (Elaboración propia).

PARÁMETROS SÍSMICOS	
Perfil tipo	D
I (Derivas)	1.00
I (Diseño)	1.00
Grado Disipac.	DMO
Aa	0.15
Av	0.20
Fa	1.50
Fv	2.00
To (s)	0.18
Tc (s)	0.85
TL (s)	4.80

DATOS DE ESTRUCTURA	
Masa (tf)	3657.28
hn (m)	28.80
N	9
Ro	5.0
ØP	1.00
ØA	1.00
ØR	1.00
R	5.00
Cu	1.27
Ct	0.047
a	0.90
Ta (s)	0.97
Cu x Ta (s)	1.23
Sa [CuTa]	0.39g

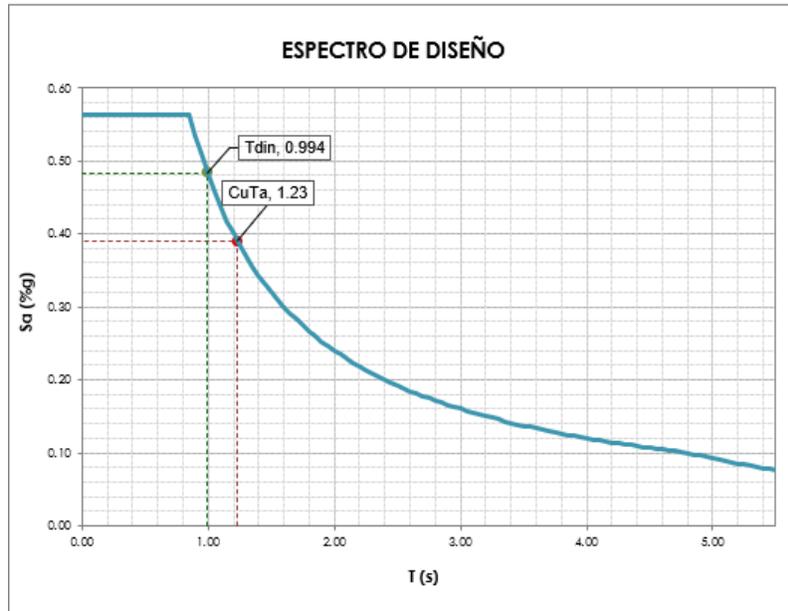


Figura 18. Espectro de diseño Caso 2 en dirección X. (Elaboración propia).

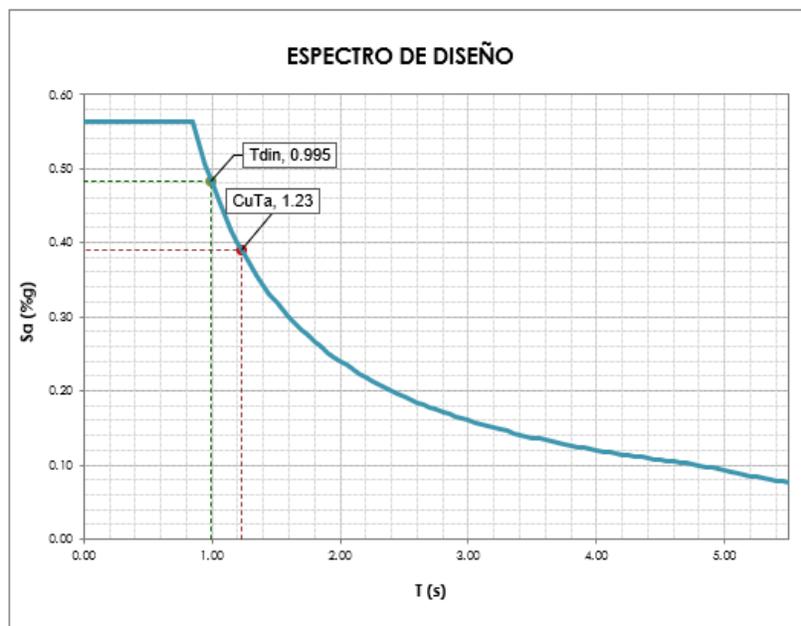


Figura 19. Espectro de diseño Caso 2 en dirección Y. (Elaboración propia).

Tabla 18. Parámetros sísmicos, caso 3. (Elaboración propia).

PARÁMETROS SÍSMICOS	
Perfil tipo	D
I (Derivas)	1.00
I (Diseño)	1.00
Grado Disipac.	DMO
Aa	0.15
Av	0.20
Fa	1.50
Fv	2.00
To (s)	0.18
Tc (s)	0.85
TL (s)	4.80

DATOS DE ESTRUCTURA	
Masa (tf)	3657.28
hn (m)	28.80
N	9
Ro	5.0
ØP	1.00
ØA	1.00
ØR	1.00
R	5.00
Cu	1.27
Ct	0.047
a	0.90
Ta (s)	0.97
Cu x Ta (s)	1.23
Sa [CuTa]	0.39g

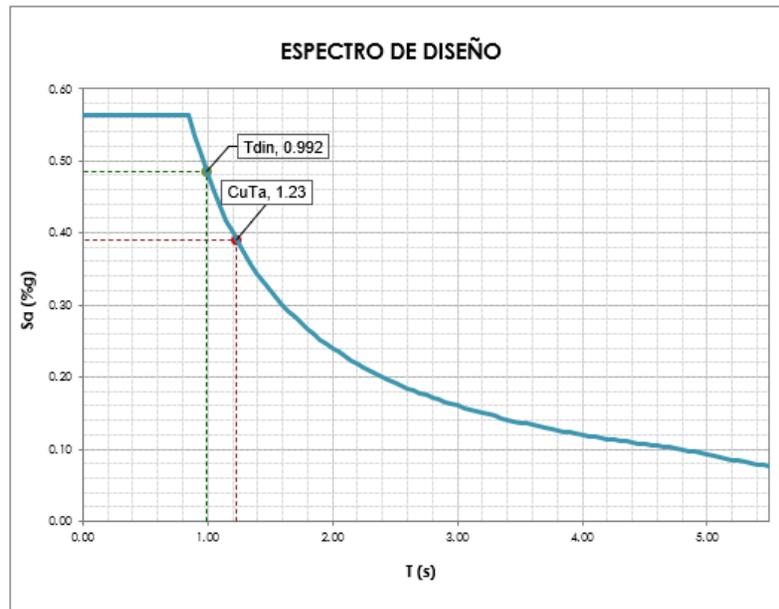


Figura 20. Espectro de diseño Caso 3 en dirección X. (Elaboración propia).

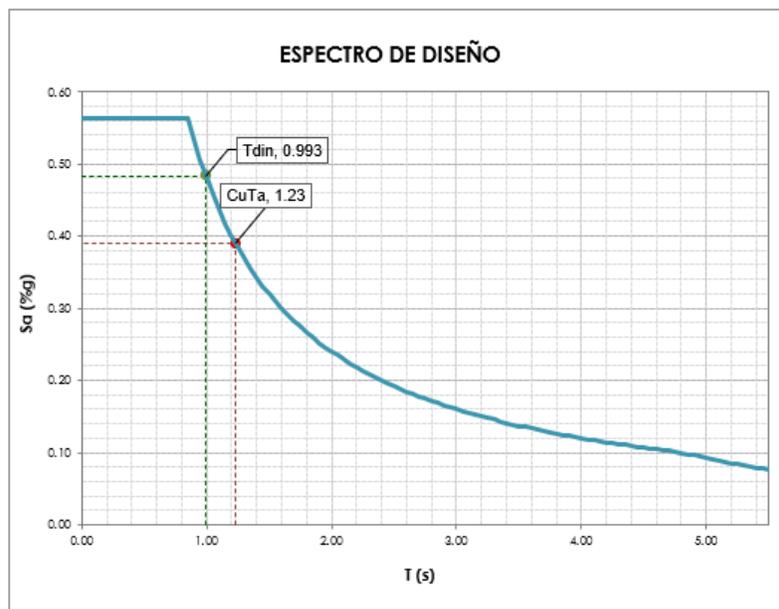


Figura 21. Espectro de diseño Caso 3 en dirección Y. (Elaboración propia).

Tabla 19. Parámetros sísmicos, caso 4. (Elaboración propia).

PARÁMETROS SÍSMICOS	
Perfil tipo	D
I (Derivas)	1.00
I (Diseño)	1.00
Grado Disipac.	DMO
Aa	0.15
Av	0.20
Fa	1.50
Fv	2.00
To (s)	0.18
Tc (s)	0.85
TL (s)	4.80

DATOS DE ESTRUCTURA	
Masa (tf)	3657.28
hn (m)	28.80
N	9
Ro	5.0
ØP	0.80
ØA	1.00
ØR	1.00
R	4.00
Cu	1.27
Ct	0.047
a	0.90
Ta (s)	0.97
Cu x Ta (s)	1.23
Sa [CuTa]	0.39g

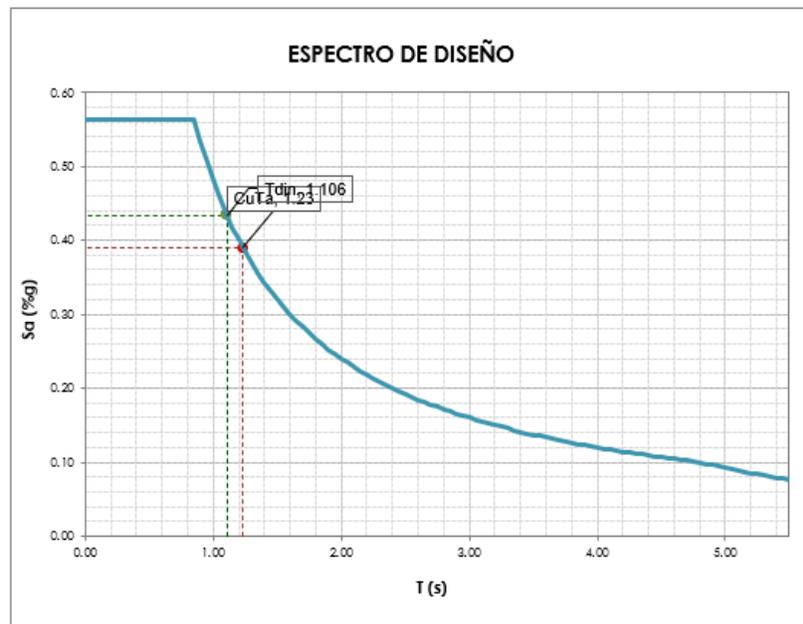


Figura 22. Espectro de diseño Caso 4 en dirección X. (Elaboración propia).

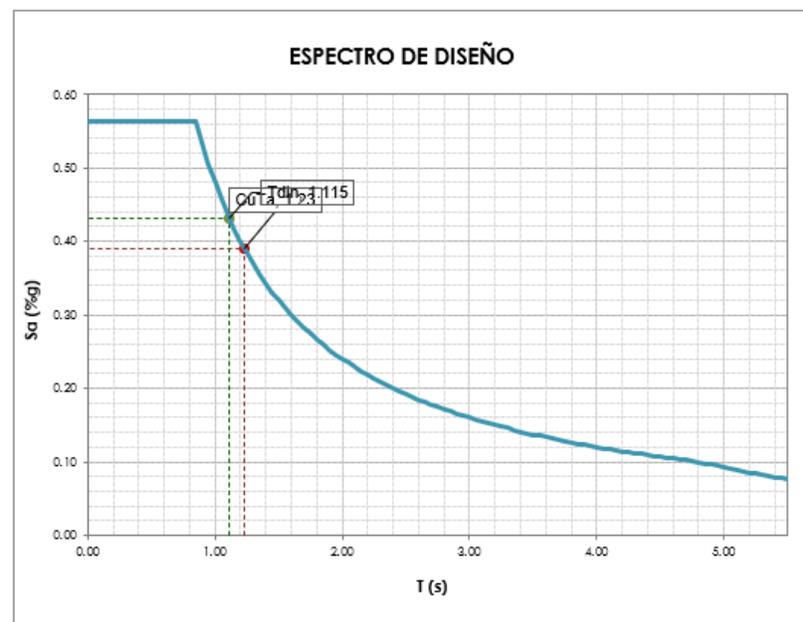


Figura 23. Espectro de diseño Caso 4 en dirección Y. (Elaboración propia).

5.7. Cortante sísmico

A continuación, se presenta el cortante sísmico estático calculado para cada caso, el cual posteriormente se debe ajustar respecto al cortante dinámico calculado por el método de análisis modal espectral, el cual permite ajustar los cortantes dinámicos con 80% del cortante basal en cada dirección para estructuras regulares y 90% del cortante basal para estructuras irregulares por el método de la fuerza horizontal equivalente como lo determina la NSR-10.

Tabla 20. Cortante basal y ajuste, caso 1. (Elaboración propia).

DERIVAS		DISEÑO	
CuTa (Selec)	1.37	CuTa (Selec)	1.37
Sa [CuTa]	0.35g	Sa [CuTa]	0.35g
Vs [CuTa]	14206 kN	Vs [CuTa]	14206 kN
0.9 Vs [CuTa]	12786 kN	0.9 Vs [CuTa]	12786 kN

Load Case/Com	FX kN	FY kN
SISMOX Max	14015.19	318.4673
SISMOY Max	318.4673	14004.66
	X	Y
Vs Estático	12786	12786
Vs Dinámico	14015	14005
Factor de Ajuste	1.0000	1.0000

Tabla 21. Cortante basal y ajuste, caso 2. (Elaboración propia).

DERIVAS		DISEÑO	
CuTa (Selec)	1.23	CuTa (Selec)	1.23
Sa [CuTa]	0.39g	Sa [CuTa]	0.39g
Vs [CuTa]	14019 kN	Vs [CuTa]	14019 kN
0.8 Vs [CuTa]	11215 kN	0.8 Vs [CuTa]	11215 kN

Load Case/Com	FX kN	FY kN
SISMOX Max	14219.43	162.6563
SISMOY Max	162.6574	13959.1
	X	Y
Vs Estático	11215	11215
Vs Dinámico	14219	13959
Factor de Ajuste	1.0000	1.0000

Tabla 22. Cortante basal y ajuste, caso 3. (Elaboración propia).

DERIVAS		DISEÑO	
CuTa (Selec)	1.23	CuTa (Selec)	1.23
Sa [CuTa]	0.39g	Sa [CuTa]	0.39g
Vs [CuTa]	14019 kN	Vs [CuTa]	14019 kN
0.8 Vs [CuTa]	11215 kN	0.8 Vs [CuTa]	11215 kN

Load Case/Comi	FX	FY
	kN	kN
SISMOX Max	14196.49	186.9607
SISMOY Max	186.9615	13987.49
	X	Y
Vs Estático	11215	11215
Vs Dinámico	14196	13987
Factor de Ajuste	1.0000	1.0000

Tabla 23. Cortante basal y ajuste, caso 4. (Elaboración propia).

DERIVAS		DISEÑO	
CuTa (Selec)	1.23	CuTa (Selec)	1.23
Sa [CuTa]	0.39g	Sa [CuTa]	0.39g
Vs [CuTa]	14019 kN	Vs [CuTa]	14019 kN
0.9 Vs [CuTa]	12617 kN	0.9 Vs [CuTa]	12617 kN

Load Case/Comi	FX	FY
	kN	kN
SISMOX Max	13086.57	519.4812
SISMOY Max	523.19	13736.01
	X	Y
Vs Estático	12617	12617
Vs Dinámico	13087	13736
Factor de Ajuste	1.0000	1.0000

5.8. Periodos y participación de la masa

Se verifica que el número de modos incluidos en el análisis para el cálculo de la respuesta dinámica en cada dirección sea por lo menos el 90% de la masa participante de la estructura, dando cumplimiento a A.5.4.2 NSR-10. Para este caso se resalta los modos a partir de los cuales participa al menos 95% de la masa y se resalta que en todos los casos el periodo fundamental correspondiente al modo de vibración 1 mueve el mayor porcentaje de masa traslacionalmente

en dirección Y y el segundo modo traslacionalmente en dirección X, lo cual es satisfactorio evitando que los primeros modos sean de tipo rotacional.

Tabla 24. Periodos y participación de la masa, caso 1. (Elaboración propia).

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	1.120	5.2%	72.8%	0.0%	5.2%	72.8%	0.0%	20.3%	1.3%	1.6%	20.3%	1.3%	1.6%
Modal	2	1.115	72.9%	5.8%	0.0%	78.0%	78.6%	0.0%	1.6%	19.2%	1.8%	21.9%	20.5%	3.4%
Modal	3	0.970	2.1%	0.8%	0.0%	80.1%	79.4%	0.0%	0.2%	0.9%	74.8%	22.1%	21.4%	78.2%
Modal	4	0.357	9.9%	0.1%	0.0%	90.0%	79.5%	0.0%	0.6%	51.8%	0.4%	22.7%	73.2%	78.6%
Modal	5	0.352	0.2%	10.5%	0.0%	90.2%	90.0%	0.0%	51.6%	0.8%	0.0%	74.3%	73.9%	78.6%
Modal	6	0.308	0.5%	0.1%	0.0%	90.7%	90.1%	0.0%	0.3%	1.8%	10.3%	74.6%	75.7%	88.9%
Modal	7	0.199	3.8%	0.0%	0.0%	94.5%	90.1%	0.0%	0.0%	7.0%	0.2%	74.6%	82.8%	89.1%
Modal	8	0.192	0.0%	4.3%	0.0%	94.5%	94.4%	0.0%	7.9%	0.0%	0.0%	82.5%	82.8%	89.1%
Modal	9	0.170	0.3%	0.0%	0.0%	94.8%	94.4%	0.0%	0.0%	0.5%	4.6%	82.5%	83.3%	93.7%
Modal	10	0.132	2.1%	0.0%	0.0%	96.9%	94.4%	0.0%	0.0%	7.7%	0.1%	82.5%	91.0%	93.7%
Modal	11	0.124	0.0%	2.5%	0.0%	96.9%	96.9%	0.0%	8.6%	0.0%	0.0%	91.1%	91.0%	93.7%
Modal	12	0.111	0.3%	0.0%	0.0%	97.2%	96.9%	0.0%	0.0%	0.8%	2.8%	91.1%	91.8%	96.6%
Modal	13	0.094	1.2%	0.0%	0.0%	98.4%	96.9%	0.0%	0.0%	3.1%	0.1%	91.1%	94.9%	96.6%
Modal	14	0.086	0.0%	1.5%	0.0%	98.4%	98.4%	0.0%	3.8%	0.0%	0.0%	94.9%	94.9%	96.6%
Modal	15	0.078	0.2%	0.0%	0.0%	98.5%	98.4%	0.0%	0.0%	0.4%	1.7%	94.9%	95.3%	98.3%
Modal	16	0.071	0.7%	0.0%	0.0%	99.2%	98.4%	0.0%	0.0%	2.4%	0.0%	94.9%	97.6%	98.4%
Modal	17	0.064	0.0%	0.9%	0.0%	99.2%	99.2%	0.0%	2.8%	0.0%	0.0%	97.7%	97.6%	98.4%
Modal	18	0.058	0.1%	0.0%	0.0%	99.3%	99.2%	0.0%	0.0%	0.3%	0.9%	97.7%	98.0%	99.3%
Modal	19	0.055	0.4%	0.0%	0.0%	99.7%	99.2%	0.0%	0.0%	1.0%	0.0%	97.7%	99.0%	99.3%
Modal	20	0.049	0.0%	0.5%	0.0%	99.7%	99.7%	0.0%	1.3%	0.0%	0.0%	99.0%	99.0%	99.3%
Modal	21	0.045	0.2%	0.0%	0.0%	99.9%	99.7%	0.0%	0.0%	0.7%	0.0%	99.0%	99.7%	99.3%
Modal	22	0.042	0.0%	0.0%	0.0%	99.9%	99.7%	0.0%	0.0%	0.0%	0.3%	99.0%	99.7%	99.6%
Modal	23	0.039	0.0%	0.2%	0.0%	99.9%	99.9%	0.0%	0.7%	0.0%	0.0%	99.7%	99.7%	99.6%
Modal	24	0.037	0.1%	0.0%	0.0%	100.0%	99.9%	0.0%	0.0%	0.3%	0.0%	99.7%	99.9%	99.6%
Modal	25	0.033	0.0%	0.1%	0.0%	100.0%	100.0%	0.0%	0.2%	0.0%	0.0%	99.9%	100.0%	99.6%
Modal	26	0.031	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.2%	100.0%	100.0%	99.8%
Modal	27	0.030	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	0.0%	0.1%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	99.8%
Modal	28	0.027	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	99.8%
Modal	29	0.016	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	99.8%
Modal	30	0.012	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	99.8%

Tabla 25. Periodos y participación de la masa, caso 2. (Elaboración propia).

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.995	43.2%	37.4%	0.0%	43.2%	37.4%	0.0%	19.6%	21.3%	0.0%	19.6%	21.3%	0.0%
Modal	2	0.994	37.6%	41.5%	0.0%	80.8%	78.8%	0.0%	21.7%	18.4%	1.7%	41.2%	39.8%	1.7%
Modal	3	0.880	0.5%	1.1%	0.0%	81.2%	79.9%	0.0%	0.5%	0.3%	79.0%	41.8%	40.1%	80.6%
Modal	4	0.315	10.1%	0.0%	0.0%	91.3%	79.9%	0.0%	0.0%	42.7%	0.2%	41.8%	82.8%	80.8%

Modal	5	0.309	0.0%	10.5%	0.0%	91.3%	90.4%	0.0%	40.1%	0.1%	0.1%	81.9%	82.8%	80.9%
Modal	6	0.276	0.2%	0.1%	0.0%	91.5%	90.4%	0.0%	0.3%	0.7%	10.0%	82.2%	83.5%	90.9%
Modal	7	0.174	3.7%	0.0%	0.0%	95.2%	90.4%	0.0%	0.0%	4.7%	0.2%	82.2%	88.2%	91.0%
Modal	8	0.166	0.0%	4.1%	0.0%	95.2%	94.6%	0.0%	5.1%	0.0%	0.0%	87.3%	88.2%	91.0%
Modal	9	0.149	0.2%	0.0%	0.0%	95.3%	94.6%	0.0%	0.0%	0.2%	3.9%	87.4%	88.4%	94.9%
Modal	10	0.113	1.9%	0.0%	0.0%	97.3%	94.6%	0.0%	0.0%	5.5%	0.1%	87.4%	94.0%	95.0%
Modal	11	0.105	0.0%	2.3%	0.0%	97.3%	96.9%	0.0%	6.0%	0.0%	0.0%	93.3%	94.0%	95.0%
Modal	12	0.095	0.1%	0.0%	0.0%	97.4%	96.9%	0.0%	0.0%	0.4%	2.1%	93.3%	94.3%	97.1%
Modal	13	0.080	1.1%	0.0%	0.0%	98.5%	96.9%	0.0%	0.0%	2.1%	0.1%	93.3%	96.4%	97.2%
Modal	14	0.072	0.0%	1.4%	0.0%	98.5%	98.3%	0.0%	2.7%	0.0%	0.0%	96.0%	96.4%	97.2%
Modal	15	0.065	0.1%	0.0%	0.0%	98.6%	98.3%	0.0%	0.0%	0.2%	1.2%	96.0%	96.6%	98.4%
Modal	16	0.060	0.7%	0.0%	0.0%	99.3%	98.3%	0.0%	0.0%	1.7%	0.1%	96.0%	98.3%	98.5%
Modal	17	0.053	0.0%	0.9%	0.0%	99.3%	99.2%	0.0%	2.1%	0.0%	0.0%	98.1%	98.3%	98.5%
Modal	18	0.048	0.1%	0.0%	0.0%	99.4%	99.2%	0.0%	0.0%	0.2%	0.7%	98.1%	98.5%	99.2%
Modal	19	0.047	0.4%	0.0%	0.0%	99.7%	99.2%	0.0%	0.0%	0.8%	0.1%	98.1%	99.3%	99.3%
Modal	20	0.041	0.0%	0.5%	0.0%	99.7%	99.7%	0.0%	1.1%	0.0%	0.0%	99.2%	99.3%	99.3%
Modal	21	0.039	0.2%	0.0%	0.0%	99.9%	99.7%	0.0%	0.0%	0.5%	0.0%	99.2%	99.8%	99.3%
Modal	22	0.036	0.1%	0.0%	0.0%	100.0%	99.7%	0.0%	0.0%	0.1%	0.2%	99.2%	99.9%	99.5%
Modal	23	0.034	0.0%	0.2%	0.0%	100.0%	99.9%	0.0%	0.6%	0.0%	0.0%	99.8%	99.9%	99.5%
Modal	24	0.032	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	99.9%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	99.8%	99.9%	99.6%
Modal	25	0.030	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	0.0%	0.1%	0.0%	0.1%	99.9%	99.9%	99.7%
Modal	26	0.030	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	0.0%	0.1%	0.0%	0.2%	100.0%	100.0%	99.9%
Modal	27	0.025	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	100.0%
Modal	28	0.012	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	100.0%
Modal	29	0.004	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	100.0%
Modal	30	0.003	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	100.0%

Tabla 26. Periodos y participación de la masa, caso 3. (Elaboración propia).

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.993	16.0%	62.5%	0.0%	16.0%	62.5%	0.0%	31.2%	7.5%	1.6%	31.2%	7.5%	1.6%
Modal	2	0.992	64.3%	16.4%	0.0%	80.3%	79.0%	0.0%	8.2%	30.3%	0.1%	39.4%	37.8%	1.7%
Modal	3	0.875	0.8%	1.0%	0.0%	81.1%	79.9%	0.0%	0.5%	0.5%	78.7%	39.8%	38.3%	80.4%
Modal	4	0.315	10.0%	0.0%	0.0%	91.1%	80.0%	0.0%	0.1%	43.5%	0.2%	39.9%	81.8%	80.6%
Modal	5	0.309	0.0%	10.4%	0.0%	91.1%	90.4%	0.0%	41.3%	0.1%	0.1%	81.2%	81.9%	80.7%
Modal	6	0.275	0.3%	0.1%	0.0%	91.4%	90.4%	0.0%	0.3%	0.9%	10.0%	81.5%	82.8%	90.7%
Modal	7	0.173	3.7%	0.0%	0.0%	95.1%	90.4%	0.0%	0.0%	4.9%	0.1%	81.5%	87.6%	90.8%
Modal	8	0.166	0.0%	4.1%	0.0%	95.1%	94.6%	0.0%	5.4%	0.0%	0.0%	86.9%	87.6%	90.8%
Modal	9	0.149	0.2%	0.0%	0.0%	95.3%	94.6%	0.0%	0.0%	0.3%	3.9%	86.9%	87.9%	94.7%
Modal	10	0.113	1.9%	0.0%	0.0%	97.2%	94.6%	0.0%	0.0%	5.7%	0.1%	86.9%	93.6%	94.8%
Modal	11	0.105	0.0%	2.3%	0.0%	97.2%	96.9%	0.0%	6.2%	0.0%	0.0%	93.1%	93.6%	94.8%
Modal	12	0.095	0.2%	0.0%	0.0%	97.3%	96.9%	0.0%	0.0%	0.4%	2.1%	93.1%	94.0%	97.0%
Modal	13	0.080	1.1%	0.0%	0.0%	98.5%	96.9%	0.0%	0.0%	2.2%	0.1%	93.1%	96.2%	97.1%
Modal	14	0.072	0.0%	1.4%	0.0%	98.5%	98.3%	0.0%	2.8%	0.0%	0.0%	95.9%	96.2%	97.1%
Modal	15	0.065	0.1%	0.0%	0.0%	98.6%	98.3%	0.0%	0.0%	0.2%	1.3%	95.9%	96.4%	98.3%
Modal	16	0.060	0.7%	0.0%	0.0%	99.2%	98.3%	0.0%	0.0%	1.8%	0.1%	95.9%	98.2%	98.4%
Modal	17	0.053	0.0%	0.9%	0.0%	99.2%	99.2%	0.0%	2.2%	0.0%	0.0%	98.1%	98.2%	98.4%
Modal	18	0.048	0.1%	0.0%	0.0%	99.3%	99.2%	0.0%	0.0%	0.2%	0.8%	98.1%	98.4%	99.2%

Modal	19	0.047	0.4%	0.0%	0.0%	99.7%	99.2%	0.0%	0.0%	0.9%	0.0%	98.1%	99.2%	99.2%
Modal	20	0.041	0.0%	0.5%	0.0%	99.7%	99.7%	0.0%	1.1%	0.0%	0.0%	99.2%	99.2%	99.2%
Modal	21	0.039	0.2%	0.0%	0.0%	99.9%	99.7%	0.0%	0.0%	0.5%	0.0%	99.2%	99.7%	99.2%
Modal	22	0.036	0.1%	0.0%	0.0%	100.0%	99.7%	0.0%	0.0%	0.2%	0.3%	99.2%	99.9%	99.5%
Modal	23	0.034	0.0%	0.2%	0.0%	100.0%	99.9%	0.0%	0.6%	0.0%	0.0%	99.8%	99.9%	99.5%
Modal	24	0.031	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	99.9%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	99.8%	99.9%	99.6%
Modal	25	0.030	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	0.0%	0.1%	0.0%	0.1%	99.9%	99.9%	99.7%
Modal	26	0.030	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	0.0%	0.1%	0.0%	0.3%	100.0%	100.0%	99.9%
Modal	27	0.025	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	100.0%	100.0%	100.0%
Modal	28	0.012	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	100.0%
Modal	29	0.004	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	100.0%
Modal	30	0.003	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	100.0%

Tabla 27. Periodos y participación de la masa, caso 4. (Elaboración propia).

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	1.115	6.0%	72.3%	0.0%	6.0%	72.3%	0.0%	19.4%	1.4%	1.7%	19.4%	1.4%	1.7%
Modal	2	1.106	67.6%	7.3%	0.0%	73.5%	79.6%	0.0%	2.0%	17.3%	5.8%	21.3%	18.7%	7.6%
Modal	3	0.927	6.1%	0.4%	0.0%	79.6%	80.0%	0.0%	0.1%	3.1%	70.1%	21.4%	21.8%	77.7%
Modal	4	0.354	8.9%	0.6%	0.0%	88.5%	80.6%	0.0%	3.0%	46.6%	0.9%	24.4%	68.4%	78.6%
Modal	5	0.351	0.6%	10.0%	0.0%	89.2%	90.6%	0.0%	50.5%	3.1%	0.0%	74.9%	71.5%	78.6%
Modal	6	0.292	1.0%	0.0%	0.0%	90.2%	90.6%	0.0%	0.2%	3.2%	9.7%	75.0%	74.7%	88.3%
Modal	7	0.198	3.7%	0.0%	0.0%	93.9%	90.6%	0.0%	0.0%	7.0%	0.3%	75.1%	81.7%	88.6%
Modal	8	0.191	0.0%	4.2%	0.0%	93.9%	94.8%	0.0%	7.8%	0.0%	0.0%	82.9%	81.7%	88.6%
Modal	9	0.161	0.5%	0.0%	0.0%	94.4%	94.8%	0.0%	0.0%	0.6%	4.6%	82.9%	82.3%	93.2%
Modal	10	0.131	2.2%	0.0%	0.0%	96.6%	94.8%	0.0%	0.0%	7.9%	0.1%	82.9%	90.2%	93.2%
Modal	11	0.123	0.0%	2.3%	0.0%	96.6%	97.1%	0.0%	8.4%	0.0%	0.0%	91.3%	90.2%	93.2%
Modal	12	0.105	0.4%	0.0%	0.0%	97.0%	97.1%	0.0%	0.0%	1.0%	3.3%	91.3%	91.2%	96.5%
Modal	13	0.094	1.4%	0.0%	0.0%	98.4%	97.1%	0.0%	0.0%	3.6%	0.0%	91.3%	94.9%	96.5%
Modal	14	0.086	0.0%	1.4%	0.0%	98.4%	98.5%	0.0%	3.6%	0.0%	0.0%	94.9%	94.9%	96.5%
Modal	15	0.076	0.3%	0.0%	0.0%	98.7%	98.5%	0.0%	0.0%	0.7%	2.2%	94.9%	95.5%	98.7%
Modal	16	0.071	0.7%	0.0%	0.0%	99.4%	98.5%	0.0%	0.0%	2.6%	0.0%	95.0%	98.1%	98.7%
Modal	17	0.063	0.0%	0.8%	0.0%	99.4%	99.3%	0.0%	2.7%	0.0%	0.0%	97.6%	98.1%	98.7%
Modal	18	0.058	0.1%	0.0%	0.0%	99.5%	99.3%	0.0%	0.0%	0.4%	0.9%	97.7%	98.5%	99.6%
Modal	19	0.055	0.3%	0.0%	0.0%	99.8%	99.3%	0.0%	0.0%	0.9%	0.1%	97.7%	99.3%	99.6%
Modal	20	0.049	0.0%	0.4%	0.0%	99.8%	99.7%	0.0%	1.3%	0.0%	0.0%	98.9%	99.3%	99.6%
Modal	21	0.045	0.1%	0.0%	0.0%	100.0%	99.7%	0.0%	0.0%	0.5%	0.0%	98.9%	99.8%	99.7%
Modal	22	0.043	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	99.7%	0.0%	0.0%	0.0%	0.2%	99.0%	99.8%	99.9%
Modal	23	0.039	0.0%	0.2%	0.0%	100.0%	99.9%	0.0%	0.7%	0.0%	0.0%	99.7%	99.8%	99.9%
Modal	24	0.038	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	99.9%	0.0%	0.0%	0.1%	0.0%	99.7%	100.0%	99.9%
Modal	25	0.034	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	99.9%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	99.7%	100.0%	99.9%
Modal	26	0.033	0.0%	0.1%	0.0%	100.0%	100.0%	0.0%	0.3%	0.0%	0.0%	99.9%	100.0%	99.9%
Modal	27	0.029	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	0.0%	0.1%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	99.9%
Modal	28	0.028	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	99.9%
Modal	29	0.017	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	99.9%
Modal	30	0.012	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	99.9%

5.9. Combinaciones de carga

Para el diseño de los elementos estructurales se hace uso las combinaciones de carga básicas descritos en el titulo B de la NSR-10. Para las fuerzas sísmicas se tuvo en cuenta los efectos ortogonales causados cuando el sismo actúa en una dirección diferente a las direcciones principales. Con ayuda del software de análisis y diseño ETABS se consideraron efectos en ambas direcciones para casos de carga espectrales. Las combinaciones de carga de diseño se describen a continuación:

$$- U0 = 1.4D$$

$$- U01 = 1.20 D + 1.60L + 1.6H$$

$$- U02 = 1.20 D + 1.0 L + 1.0 Ex + 0.3Ey + 1.6H$$

$$- U03 = 1.20 D + 1.0 L + 0.3Ex + 1.0Ey + 1.6H$$

$$- U04 = 0.90 D + 1.0 Ex + 0.3Ey + 1.6H$$

$$- U05 = 0.90 D + 0.3Ex + 1.0Ey + 1.6H$$

Para el caso de este proyecto y por las características de la estructura no se consideró cargas de viento ni granizo G. La estimación de carga por empozamiento de agua está sujeta a especificación de sistema hidráulico empleado por el constructor.

5.10. Chequeo de derivas de piso

Para la evaluación de las derivas se determinan los desplazamientos horizontales de las estructuras para cada caso de acuerdo con el espectro de diseño, teniendo en cuenta que la NSR-10 permite usar un factor de importancia de $I=1.0$. Para la evaluación de la deriva se incluye combinación de carga con efectos ortogonales según lo establece el reglamento colombiano:

$$- 1.20 D + 1.0 L + 1.0 Ex + 0.3Ey$$

$$- 1.20 D + 1.0 L + 0.3Ex + 1.0Ey$$

$$- 0.90 D + 1.0 Ex + 0.3Ey$$

$$- 0.90 D + 1.0 Ey + 0.3Ex$$

Para efectos de este trabajo se definió los elementos estructurales columnas y vigas con secciones fisuradas, las cuales en el modelo matemático se reflejas asignado un valor de 0.5 en los momentos de inercia alrededor de X e Y. De manera que se permite tener un límite de deriva máxima de 1.43% o lo que es lo mismo a 1.00% sin considerar que la sección es fisurada.

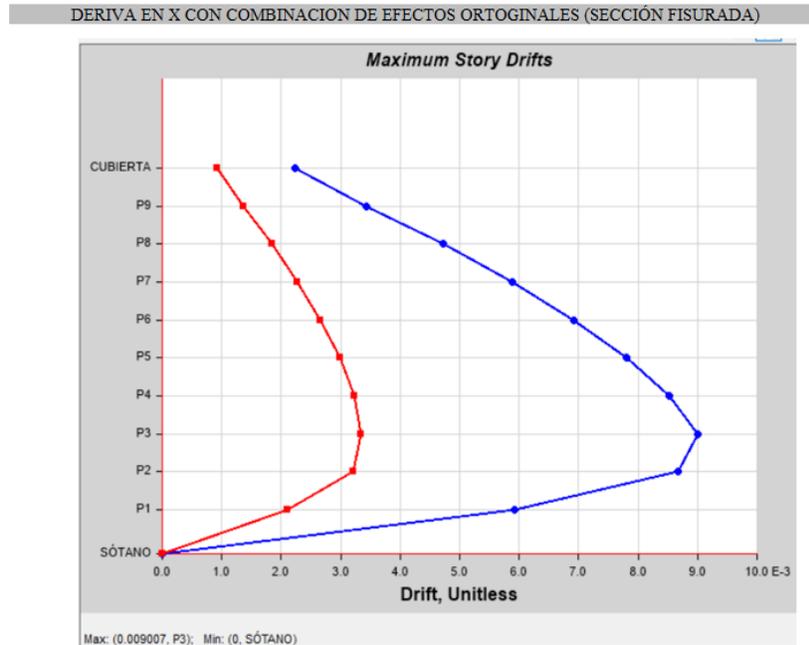


Figura 24. Diagramas de deriva en dirección X, caso 1. (Tomado de ETABS).

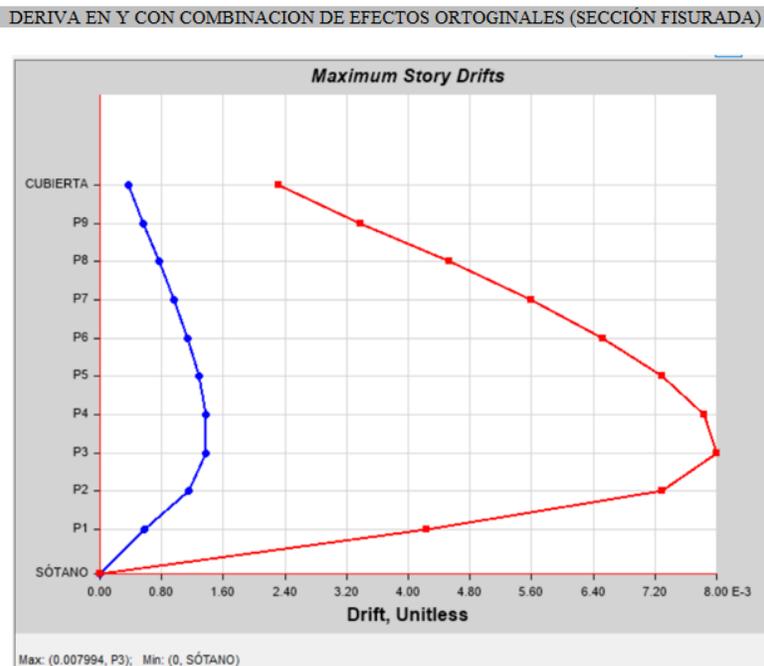


Figura 25. Diagramas de deriva en dirección Y, caso 1. (Tomado de ETABS).

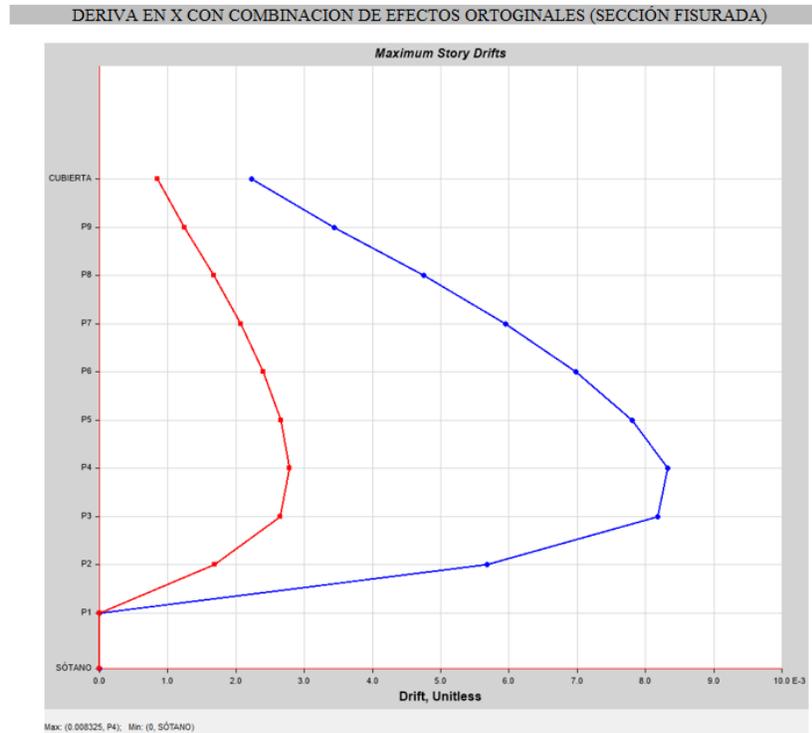


Figura 26. Diagramas de deriva en dirección X, caso 2. (Tomado de ETABS).

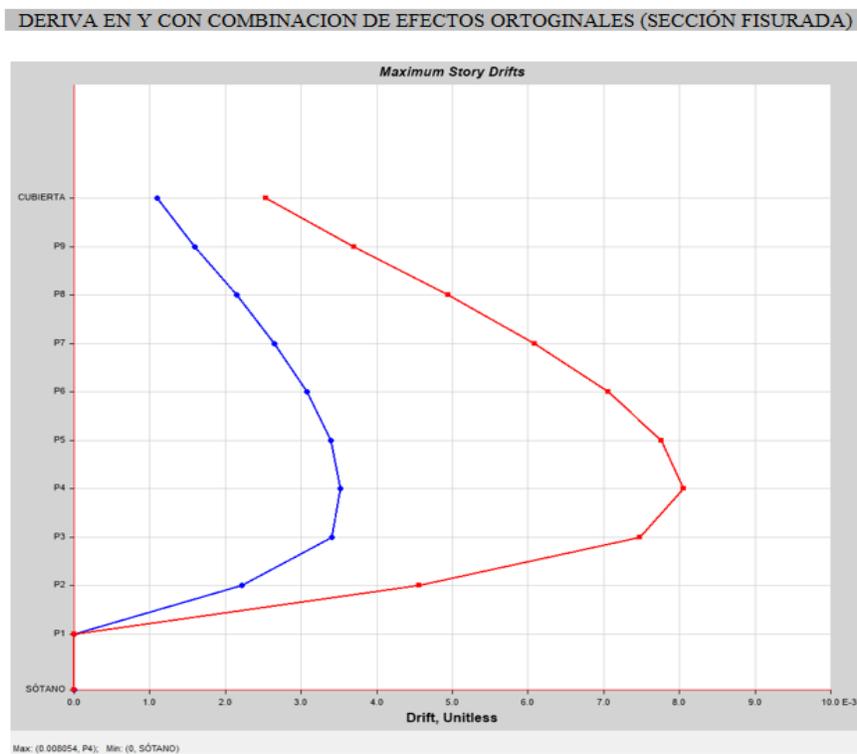


Figura 27. Diagramas de deriva en dirección Y, caso 2. (Tomado de ETABS).

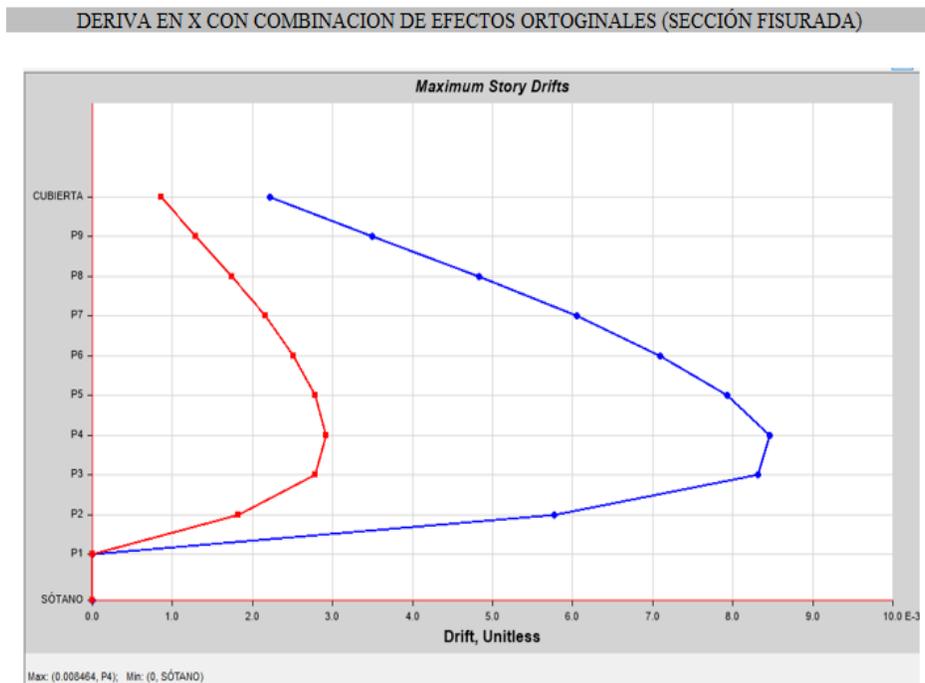


Figura 28. Diagramas de deriva en dirección X, caso 3. (Tomado de ETABS).

DERIVA EN Y CON COMBINACION DE EFECTOS ORTOGINALES (SECCIÓN FISURADA)

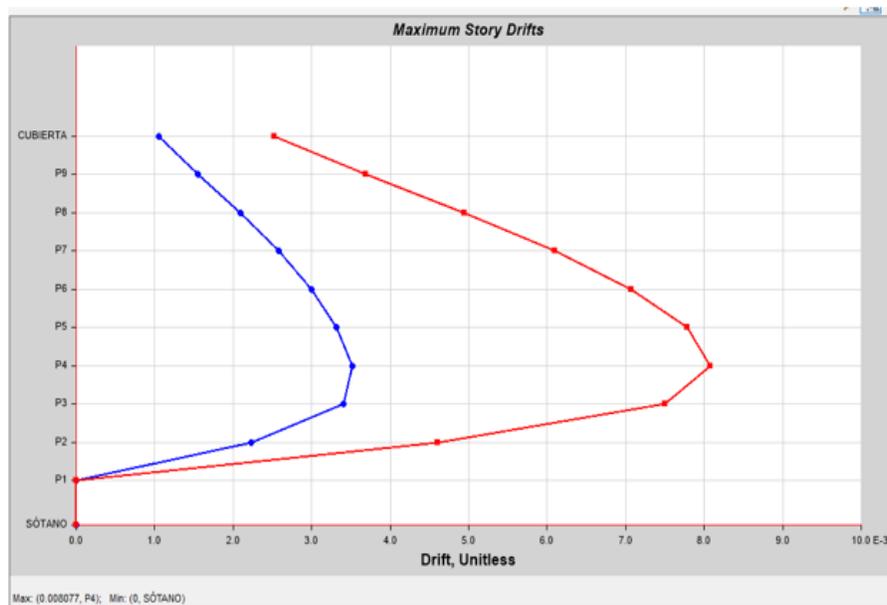


Figura 29. Diagramas de deriva en dirección Y, caso 3. (Tomado de ETABS).

DERIVA EN X CON COMBINACION DE EFECTOS ORTOGINALES (SECCIÓN FISURADA)

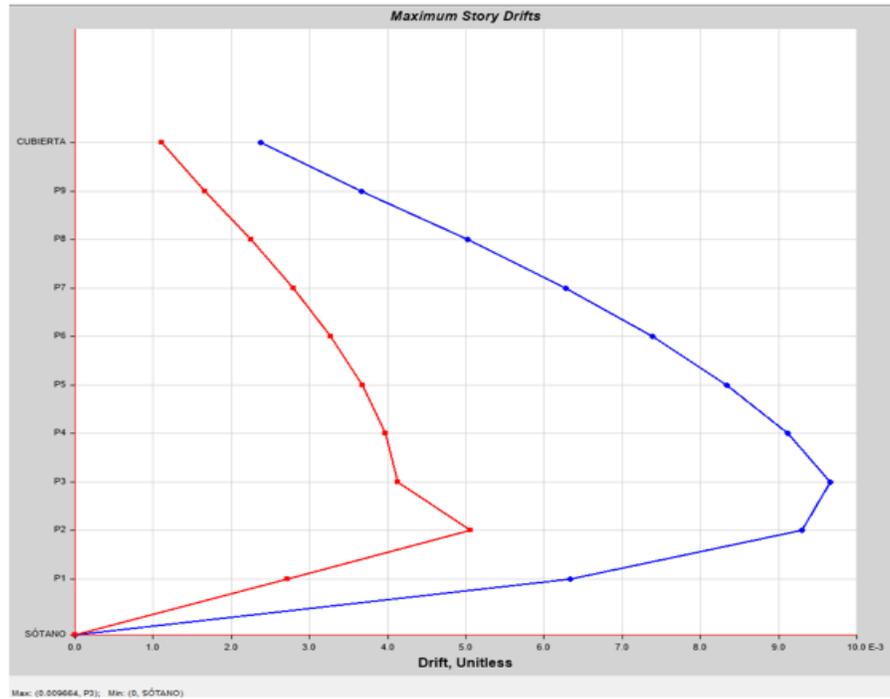


Figura 30. Diagramas de deriva en dirección X, caso 4. (Tomado de ETABS).

DERIVA EN Y CON COMBINACION DE EFECTOS ORTOGINALES (SECCIÓN FISURADA)

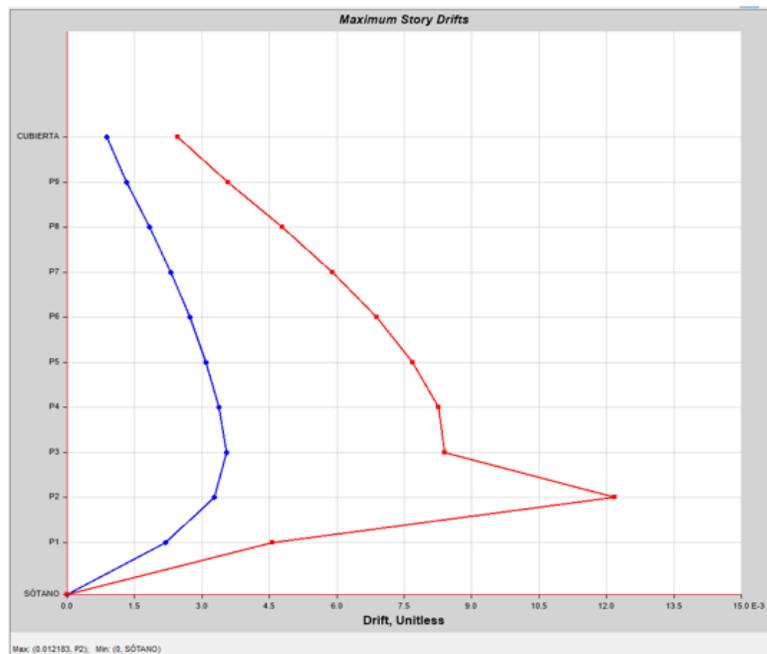


Figura 31. Diagramas de deriva en dirección Y, caso 4. (Tomado de ETABS).

6. Análisis y resultados

De acuerdo con los resultados obtenidos para los diferentes casos de análisis donde se varía las condiciones del nivel de empotramiento de la edificación, se presenta el siguiente cuadro resumen donde se compara para cada caso los periodos obtenidos, la cortante basal, la deriva máxima y la presencia de irregularidad torsional y las cuantías máximas en columnas, teniendo en cuenta la variabilidad en la altura de la base sísmica, la masa considerada y la restricción en piso 1 para algunos casos por empuje del suelo.

Tabla 28. Tabla comparativa de resultados de casos de estudio. (Elaboración propia).

Modelo		CASO 1	CASO 2	CASO 3	CASO 4	
Tipo Suelo		D	D	D	D	
Periodo [s]	X	1.12	1.00	0.99	1.11	
	Y	1.12	0.99	0.99	1.12	
Altura base sísmica [m]		32.5	28.8	28.8	28.8	
Masa [t]		4132	3657	3657	3657	
Cortante [kN]	X	14015	14219	14197	13087	
	Y	14005	13959	13987	13736	
Deriva (con combinación)		X	0.90%	0.83%	0.85%	0.97%

	Y	0.80%	0.80%	0.81%	1.22%
Irregularidad torsional	X	SI	NO	NO	SI
	Y	NO	NO	NO	NO
Cuantía máxima en base		1.00%	1.00%	1.00%	2.18%

De la *tabla 28*, es importante evidenciar que cada análisis se realizó para el mismo perfil de suelo, de manera que los resultados de variación del nivel de empotramiento no dependen en este caso práctico de la rigidez del terreno, sino más bien si el muro de contención del mismo está adosado o no a la estructura y la variación en elevación de la determinación de la base sísmica.

En general para los cuatro casos de estudio se obtuvieron periodos fundamentales entre 0.99s y 1.12s, lo cual se considera aceptable para un edificio de 10 niveles que no presenta cambios importantes de rigidez en elevación ni ningún otro tipo de irregularidad en altura.

Para el caso 1, en el cual se toma la base sísmica en el nivel más inferior del edificio (sótano 1 +0.00) se ve reflejado una magnitud de periodo levemente superior a los otros tres casos, razón de esto se debe a que la altura considerada de base sísmica es mayor en comparación a los otros casos y además el porcentaje de deriva máxima en el eje más débil de la edificación, correspondiente al eje 'x' es mayor en comparación a los casos particulares 2 y 3, los cuales presentan una menor magnitud del periodo y una altura considerada de la base sísmica menor, debido a que se estimó en nivel de piso 1 (+3.70).

Los casos 2 y 3 tienen una similitud importante en los valores de resultados de periodos, cortantes en base y derivas, debido a que en ambos casos se consideró la altura de base sísmica

a partir de piso 1 (+3.70) y se considera el efecto del empuje del suelo, lo cual restringe la traslación en dicho nivel. De manera que, aunque en efectos de modelación el caso 3 tenga restricción de empotramiento en los niveles de piso 1 y sótano 1 y el caso 2 tenga restricción de empotramiento solo en el sótano 1, para efectos de dinámica del edificio es un similar el comportamiento dada la consideración del empuje de suelos. Lo anterior también se ve reflejado en las cuantías máximas en base para columnas.

En el caso 1, luego de validar las diferentes posibilidades de irregularidad en la estructura, se evidencia la presencia de irregularidad en planta por torsión, la cual se da en los niveles de piso 1 y piso 2 particularmente, pero cuando se restringe el edificio por el empuje de suelos en el piso 1 y se contempla el nivel de base sísmica en piso 1, la irregularidad torsional ya no se presenta en los niveles mencionados ni en ningún otro. Sin embargo, para el caso 4, donde también se toma la base sísmica en el piso 1, si se evidencia un aumento en la torsión del edificio en todos los niveles, incluso aún más crítica en el piso 2 donde se evidencia irregularidad torsional extrema, esto se da con la particularidad de que para este caso 4 a diferencia del caso 2 y 3, no se contempla restricción en piso 1 por empuje de suelos lo que lo convierte en un caso de mayor desfavorabilidad en comparación a los casos anteriores.

Es importante mencionar que debido a la variabilidad en la determinación del nivel de la base sísmica, no solo se ve afectada la magnitud del periodo de la edificación debido a la altura de la base, sino que también varía la masa considerada que vibra con el edificio y esto es importante porque dependiendo si la masa considerada es mayor o menor, afecta la determinación de las fuerzas sísmicas las cuales se calculan a partir de la masa participante y la aceleración correspondiente por piso de acuerdo con la segunda ley de Newton.

En los casos 3 y 4, donde el nivel de emplazamiento es variable porque algunas columnas nacen en sótano 1 y otras nacen en piso 1, se tomó para el ajuste de cortante el correspondiente al cortante dinámico en piso 1, es decir se tomó el cortante en el nivel más superior donde se tenga el nivel de empotramientos debido a que se pudo evidenciar que cuando se tiene la particularidad de emplazamiento variable en una misma estructura el cortante dinámico en el

nivel más bajo es inferior al cortante dinámico en el nivel más alto de empotramiento, tal y como se evidencia en las siguientes gráficas:

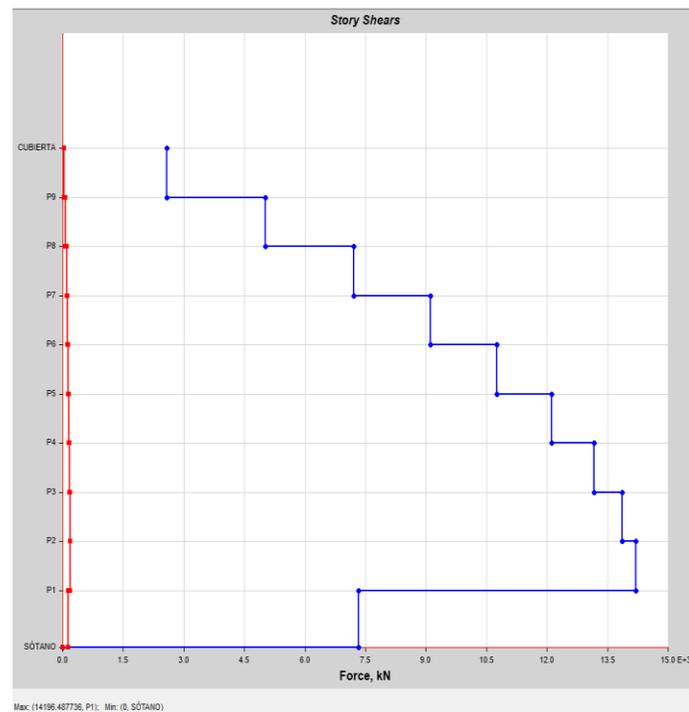


Figura 32. Diagramas de cortante en dirección X, caso 3. (Tomado de ETABS).

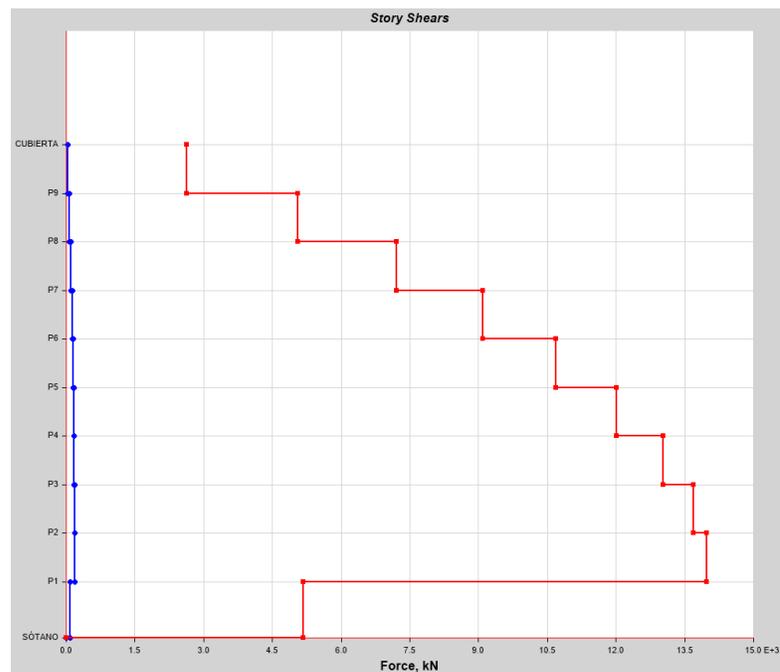


Figura 33. Diagramas de cortante en dirección Y, caso 3. (Tomado de ETABS).

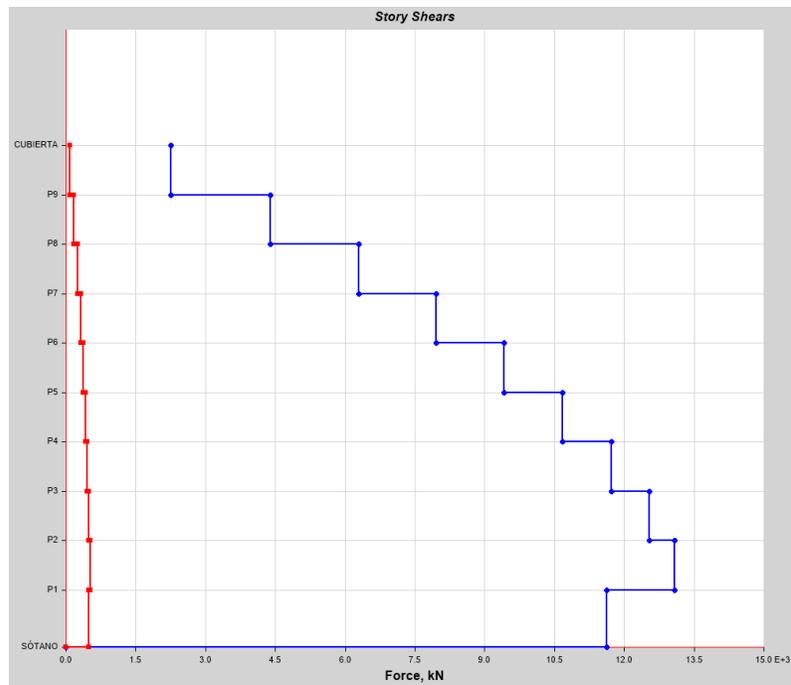


Figura 34. Diagramas de cortante en dirección X, caso 4. (Tomado de ETABS).

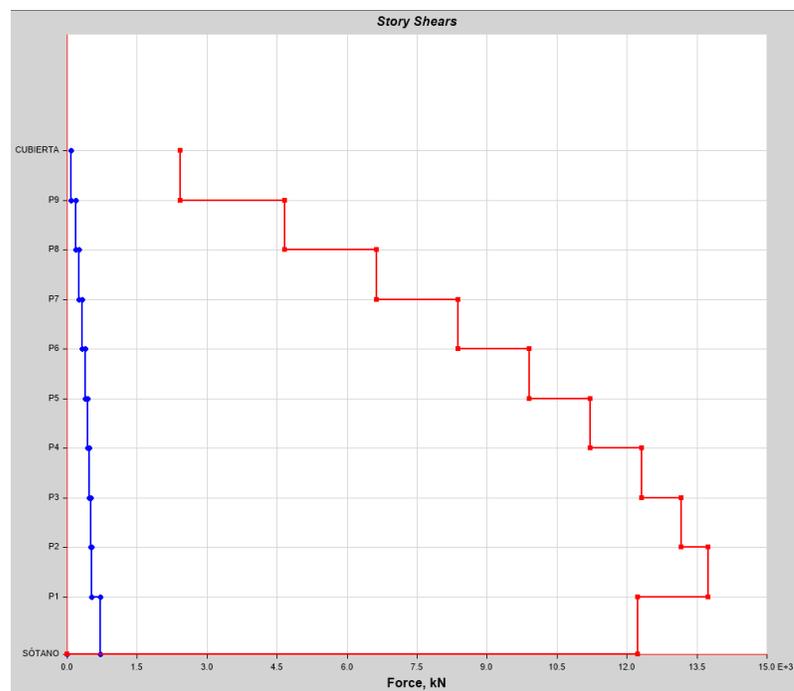


Figura 35. Diagramas de cortante en dirección Y, caso 4. (Tomado de ETABS).

En la tabla comparativa de resultados también se puede apreciar que para los 3 primeros casos de análisis la cuantía máxima de columnas en la base corresponde al 1.00%, diferente al caso 4 en el cual la cuantía se aumenta a 2.18% particularmente en una de las columnas que nace en el nivel de piso 1 y es importante resaltar que este aumento en la cuantía corresponde al caso en el cual se evidencia una mayor torsión en la edificación debido a la variabilidad de empotramientos en este y el no confinamiento por empuje de suelos que no se considera para este caso a diferencia del 3 por ejemplo.

7. Conclusiones

- El aumento o la reducción del periodo de los diferentes casos, no depende únicamente de la altura de la base sísmica, sino que puede verse afectada también, por la presencia de irregularidades, tal y como puede verse reflejado en el caso 4.
- En los casos 2 y 3, en los cuales se presenta restricción por empuje de suelos en el piso 1 de la estructura, existe una gran similitud en periodos y derivas, principalmente porque para ambos casos, se restringe la traslación en un mismo nivel, independientemente de que para un caso, todas las columnas nazcan en un mismo nivel, y para el otro caso nacen en diferentes niveles.
- Al variar el nivel de la base sísmica, se debe tener en cuenta que no solo la altura para el cálculo del periodo se modifica, sino que también, la más sísmica cambia, la cual, al ser multiplicada por la aceleración va a tener un efecto en el cálculo de las fuerzas sísmicas, que posteriormente se ven reflejadas en los desplazamientos por nivel de la edificación.
- Es importante en el momento de realizar el ajuste por cortante, considerar el cortante dinámico del modelo matemático en el nivel más alto de empotramiento que se tenga, debido a que se pudo evidenciar, que cuando se tienen empotramientos variables, la cortante dinámica en el primer empotramiento es menor en comparación con el empotramiento en el nivel más alto, y este en magnitud, se asemeja más al cortante estático calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente.
- Como era de esperarse inicialmente, al aumentar la base sísmica en la edificación, y disminuir la altura de análisis, se obtuvo una disminución en la deriva, la cual es directamente proporcional a la disminución del periodo, siempre y cuando, se conservaran la regularidad en la estructura.

-
- El presente caso de estudio permite presentar un abrebocas sobre la posibilidad de que el mismo ensayo a una mayor escala, pueda tener mayor diferencia en sus resultados debido a que una mayor diferencia entre niveles de empotramiento en edificios que tengan más de un sótano, y periodos más grandes debido a su altura en elevación afectan en mayor medida, la masa y por lo tanto las fuerzas sísmicas que interactúan con esta.
 - La variación de las derivas entre cada caso, no va a depender únicamente de las fuerzas sísmicas que interactúan en la estructura, sino que puede verse afectada en mayor medida por la presencia de irregularidades torsionales extremas en algunos casos.
 - Una estrategia para el control de la irregularidad por torsión que se evidencio en este caso práctico, es la posibilidad de adosar el muro de contención a la estructura en los casos que se tienen niveles enterrados. Lo anterior se puede evidenciar si se comparan los casos 1 y 2, y los casos 3 y 4.
 - Dados los resultados de las cuantías máximas en las bases de las columnas, se tiene que la mayor variación de esta, no se debe tanto al cambio de nivel de base sísmica o variación en el periodo, sino, que es mayormente afectado por la presencia de rotación en la estructura, que para el caso 4, se evidencia que hay una diferencia de rigidez entre el eje 1, donde nacen las columnas a nivel de piso 1, y el resto de la edificación, lo cual hace que se aumente la cuantía, precisamente en las columnas del eje 1.
 - Es importante que, para la determinación de la base sísmica en el contexto colombiano, se considere algunas normativas internacionales adicionales, que recomiendan según las características de rigidez del suelo, la inclinación del terreno y las reacciones del empuje del suelo, la determinación de la base sísmica más adecuada, que no necesariamente siempre es, el nivel más inferior del edificio, ni tampoco, el nivel de superficie del terreno.
 - Según el análisis realizado, se considera que, para estructuras que son de tipo regular, y que no presentan reacciones por empuje de suelos, el caso más desfavorable que se encuentra en magnitudes de periodos y derivas, corresponde al caso en el cual, se toma el nivel de

emplazamiento en el nivel más inferior de la estructura. Y para el caso de tener estructuras, de tipo irregular en planta, se encuentra que el caso más desfavorable para este análisis, es cuando se tiene en una misma estructura diferentes niveles de empotramiento y que a su vez, no tiene contemplado empuje de suelos en los niveles enterrados.

8. Referencias

- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). NSR-10 Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente. NSR-10. BOGOTÁ, D.C. Pineda, E. J. (2009). Recuperado el 20 de junio de 2023, de http://www.bdigital.unal.edu.co/2469/1/8105491.2009_1.pdf
- ASCE 7-16 (2017). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Building and Other Structures. Recuperado el 23 de junio de 2023, de <https://drive.google.com/file/d/1fE-VHQGKAUYEm6ExMQPfKhxH91Dgk5kw/view?pli=1>
- Definición de empotramiento. (s/f). Com.ar. Recuperado el 23 de junio de 2023, de <https://www.parro.com.ar/definicion-de-empotramiento>
- De saavedraonline, V. T. las E. (2016, octubre 29). Verificación del cortante basal según Covenin 1756-2001. Ing. Carlos A. Saavedra. Recuperado el 23 de junio de 2023, de <https://saavedraonline.wordpress.com/2016/10/29/verificacion-del-cortante-basal-segun-covenin-1756-2001/>
- Zapata, J. A. A. (2022, abril 20). Una sencilla regla para obtener el período fundamental de un edificio. Estructurando. Recuperado el 22 de junio de 2023, de <https://estructurando.net/2022/04/20/una-sencilla-regla-obtener-periodo-fundamental-edificio/>
- Awad, R. R. (2012). Análisis y diseño sísmico de edificios. Universidad Eafit.
- Niglio, O., & Valencia, W. (2013). Evolución de la ingeniería sísmica, presente y futuro: Caso Colombia e Italia. In VI Congreso Colombiano de Ingeniería Sísmica, Bucaramanga. UIS, AIS, UPB.
- Elias, W. J., & Khouri, M. F. (2012). Identifying the fixed base location of building structures under seismic excitation. *Int J Sci Res (IJSR)*, 3(12), 2612-2618.

-
- FEMA P-154. (2015). Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: A handbook. Fema.gov. Recuperado el 23 de junio de 2023, de https://www.fema.gov/sites/default/files/2020-07/fema_earthquakes_rapid-visual-screening-of-buildings-for-potential-seismic-hazards-a-handbook-third-edition-fema-p-154.pdf

 - Castro, M. P. (2019). Inspección sísmica visual rápida de los edificios de la Universidad de Piura por el método FEMA 154.

 - Ghosh, R., & Debbarma, R. (2019). Effect of slope angle variation on the structures resting on hilly region considering soil–structure interaction. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 11, 67-77.

 - FEMA P-2091. (2020). A Practical Guide to Soil-Structure Interaction. Fema.gov. Recuperado el 28 de junio de 2023, de <https://www.fema.gov/sites/default/files/documents/fema-p-2091-soil-structure-interaction.pdf>

 - Giraldo, U. H., & Berrío, W. D. (2021). Análisis sísmico de edificaciones con emplazamiento escalonado en laderas: Revisión de literatura y caso práctico. Universidad de Antioquia.