



**Evaluación del desempeño sísmico de tres estructuras de pórticos de hormigón armado de diferente altura de la edificación diseñados conforme a la NEC-15, usando análisis estático no lineal**

Gálvez Ortiz, Katherine Anabella y Zapata Peña, Cristhoper Joel

Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción  
Carrera de Ingeniería Civil

Trabajo de titulación, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

Ing. Cando Loachamin, Antonio, PhD

30 de noviembre del 2022



Gálvez\_Zapata\_Tesis\_Versión Final (1).pdf

Scanned on: 15:46 November 28, 2022 UTC



Overall Similarity Score



Results Found



Total Words in Text

|                          |     |
|--------------------------|-----|
| Identical Words          | 119 |
| Words with Minor Changes | 44  |
| Paraphrased Words        | 194 |
| Omitted Words            | 0   |



Digitized electronically por:  
MANUEL ANTONIO  
CANDO LOACHAMIN

**Ing. Cando Loachamin, Manuel Antonio, PhD**

C. C 1708057474



**Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción**

**Carrera de Ingeniería Civil**

### **Certificación**

Certifico que el trabajo de titulación: **“Evaluación del desempeño sísmico de tres estructuras de pórticos de hormigón armado de diferente altura de la edificación diseñados conforme a la NEC-15, usando análisis estático no lineal”** fue realizado por los señores **Gálvez Ortiz, Katherine Anabella** y **Zapata Peña, Cristhoper Joel**; el mismo que cumple con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, además fue revisado y analizado en su totalidad por la herramienta de prevención y/o verificación de similitud de contenidos; razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que se lo sustente públicamente.

**Sangolquí, 30 de noviembre del 2022**



Firmado electrónicamente por:  
**MANUEL ANTONIO**  
**CANDO LOACHAMIN**

---

**Ing. Cando Loachamin, Manuel Antonio, PhD**

C. C 1708057474



Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Responsabilidad de Autoría

Nosotros, **Gálvez Ortiz, Katherine Anabella** y **Zapata Peña, Cristhoper Joel**, con cédulas de ciudadanía n° 1754221966 y 1720949252, declaramos que el contenido, ideas y criterios del trabajo de titulación: “**Evaluación del desempeño sísmico de tres estructuras de pórticos de hormigón armado de diferente altura de la edificación diseñados conforme a la NEC-15, usando análisis estático no lineal**” es de nuestra autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos, y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Sangolquí, 30 de noviembre del 2022

---

**Gálvez Ortiz, Katherine Anabella**

C.C: 1754221966

---

**Zapata Peña, Cristhoper Joel**

C.C: 1720949252



Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Autorización de Publicación

Nosotros, **Gálvez Ortiz, Katherine Anabella y Zapata Peña, Cristhoper Joel**, con cédulas de ciudadanía n° 1754221966 y 1720949252, autorizamos a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación: **“Evaluación del desempeño sísmico de tres estructuras de pórticos de hormigón armado de diferente altura de la edificación diseñados conforme a la NEC-15, usando análisis estático no lineal”** en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra responsabilidad.

Sangolquí, 30 de noviembre del 2022



---

**Gálvez Ortiz, Katherine Anabella**

C.C: 1754221966



---

**Zapata Peña, Cristhoper Joel**

C.C: 1720949252

## **Dedicatoria**

A mis padres Edgar y Elizabeth, por brindarme su apoyo incondicional durante toda mi vida y haberme sabido educar con su buen ejemplo para ser una persona de bien.

A mis hermanas Dayana, Andrea y Samanta, quienes a pesar de la distancia siempre han estado presentes para alentarme a superar cualquier obstáculo que se ha presentado en mi vida.

A mis tíos Ramiro, Inés y Sonia, por la confianza que han depositado en mí, la cual me ha impulsado para culminar otra etapa de mi vida.

**Katherine Anabella Gálvez Ortiz**

## **Dedicatoria**

Dedico este trabajo a mis padres, que siempre han estado apoyándome en cada paso que doy en mi vida y sin ellos no hubiera llegado hasta aquí dándome su ejemplo de superación, sacrificio y humildad.

A mi hermano, que siempre ha estado dándome la mano para seguir adelante sin importar cuál sea la dificultad.

A mis amigos, por compartir conmigo esta etapa de mi vida.

**Cristhoper Joel Zapata Peña**

## **Agradecimiento**

A mis padres, por brindarme todo lo necesario para poder culminar mis estudios, por apoyarme y confiar en mis decisiones sin juzgarme. Gracias por todo el amor que me han demostrado al estar siempre a mi lado.

A mis hermanas y tíos, por estar siempre al pendiente de mis necesidades, compartiendo conmigo buenos y malos momentos, brindándome todo su apoyo y cariño.

A mi tutor, Ing. Antonio Cando, PhD, un profundo agradecimiento por guiarnos con paciencia y gran compromiso en la elaboración del presente trabajo, compartiéndonos su conocimiento y dedicándonos todo el tiempo requerido para solventar nuestras inquietudes.

**Katherine Anabella Gálvez Ortiz**

## **Agradecimiento**

A mis padres y familia que con su ejemplo me han servido de inspiración para seguir adelante además que siempre me han brindado su apoyo a lo largo de mi vida en los momentos más difíciles.

A mis compañeros de curso, que desde momento que decidimos graduarnos juntos ha sido un gran apoyo y con nuestro trabajo en equipo hemos conseguido nuestros objetivos.

A mi amiga Irina que en poco tiempo de conocernos me ha estado en las buenas y en las malas préstame todo su apoyo incondicional.

A mi tutor el Ing. Antonio Cando, PhD, por su valioso tiempo y en enseñanzas nos ayudó en el desarrollo del presente trabajo.

**Cristhoper Joel Zapata Peña**

## Índice de Contenido

|   |           |
|---|-----------|
| <b>Dedicatoria .....</b>                                      | <b>6</b>  |
| <b>Dedicatoria .....</b>                                      | <b>7</b>  |
| <b>Agradecimiento.....</b>                                    | <b>8</b>  |
| <b>Agradecimiento.....</b>                                    | <b>9</b>  |
| <b>Resumen.....</b>   | <b>17</b> |
| <b>Abstract .....</b>   | <b>18</b> |
| <b>Capítulo I Generalidades .....</b>                         | <b>19</b> |
| Antecedentes .....  | 19        |
| Planteamiento del problema .....                              | 23        |
| Justificación e Importancia .....                             | 25        |
| Objetivos .....   | 25        |
| Objetivo General.....   | 25        |
| Objetivos Específicos.....                                    | 25        |
| Hipótesis .....   | 26        |
| Metodología .....   | 26        |
| Organización de la tesis .....                                | 27        |
| <b>Capítulo II Marco Teórico .....</b>                        | <b>28</b> |
| Introducción.....   | 28        |
| Características de los edificios de pórticos en Ecuador ..... | 28        |
| Amenaza sísmica en el Ecuador .....                           | 32        |

|  |           |
|--|-----------|
|  | 11        |
| Análisis estático no lineal (Pushover) .....   | 37        |
| Ingeniería sísmica basada en el desempeño.....   | 38        |
| Disposiciones de la norma NEC 15 para la evaluación del desempeño .....                        | 39        |
| Disposiciones de la norma FEMA 356 para la evaluación del desempeño.....                       | 41        |
| Disposiciones de la norma ASCE 41-17 para evaluación del desempeño .....                       | 44        |
| Comparación de la amenaza sísmica entre las normas NEC 15 SE-RE, ASCE 41-17 y<br>FEMA 356..... | 45        |
| Ductilidad de desplazamiento.....  | 46        |
| Sobrerresistencia .....  | 48        |
| <b>Capítulo III Edificios de Estudio y Diseño .....</b>  | <b>49</b> |
| Introducción.....  | 49        |
| Descripción de materiales .....  | 49        |
| Hormigón .....   | 49        |
| Acero de refuerzo .....  | 51        |
| Geometría de los edificios de estudio.....   | 52        |
| Cargas aplicadas y análisis estructural.....   | 55        |
| Dimensionamiento de los miembros estructurales de los edificios de estudio .....               | 59        |
| <b>Capítulo IV Modelación no Lineal de los Edificios en Etabs.....</b>                         | <b>70</b> |
| Introducción.....  | 70        |
| Descripción del modelo no lineal en ETABS.....   | 70        |
| Modelación de los elementos estructurales .....  | 71        |
| Columnas .....   | 71        |

|  |            |
|--|------------|
|  | 12         |
| Vigas.....   | 72         |
| Propiedades de la curva carga-deformación.....                                 | 72         |
| Cargas verticales y laterales.....   | 77         |
| Desplazamiento objetivo en cada nivel de desempeño sísmico .....               | 80         |
| <b>Capítulo V Evaluación del Desempeño Sísmico .....</b>                       | <b>84</b>  |
| Introducción.....  | 84         |
| Resultados del análisis no lineal.....   | 84         |
| Resultados para el nivel de Seguridad de Vida .....                            | 84         |
| Resultados para el nivel de Prevención del Colapso.....                        | 89         |
| Factor de ductilidad de desplazamiento .....                                   | 93         |
| Factor de sobrerresistencia.....   | 96         |
| Revisión del objetivo de seguridad básico de los edificios de estudio.....     | 96         |
| Efecto de la altura en los factores de ductilidad y de sobrerresistencia ..... | 97         |
| <b>Capítulo VI Conclusiones y Recomendaciones .....</b>                        | <b>100</b> |
| Conclusiones.....  | 100        |
| Recomendaciones.....   | 102        |
| <b>Bibliografía .....</b>  | <b>103</b> |
| <b>Apéndices.....</b>  | <b>109</b> |

## Índice de Tablas

|  |    |
|--|----|
| <b>Tabla 1</b> <i>Zonas sísmicas y valores de aceleración máxima en roca del Ecuador.</i> .....                            | 36 |
| <b>Tabla 2</b> <i>Comparación de los niveles de amenaza sísmica.</i> .....   | 46 |
| <b>Tabla 3</b> <i>Dimensiones iniciales establecidas de los elementos estructurales de los edificios de estudio.</i> ..... | 54 |
| <b>Tabla 4</b> <i>Parámetros del espectro de diseño.</i> .....   | 56 |
| <b>Tabla 5</b> <i>Combinaciones según NEC-15.</i> .....  | 57 |
| <b>Tabla 6</b> <i>Características dinámicas de los edificios de estudio.</i> .....   | 58 |
| <b>Tabla 7</b> <i>Diseño a flexión de los elementos estructurales de los edificios de estudio.</i> .....                   | 60 |
| <b>Tabla 8</b> <i>Diseño a cortante de los elementos estructurales de los edificios de estudio.</i> .....                  | 61 |
| <b>Tabla 9</b> <i>Dimensiones y armados finales de las columnas de los edificios de estudio.</i> .....                     | 63 |
| <b>Tabla 10</b> <i>Dimensiones y armados finales de las vigas interiores de los edificios de estudio.</i> ....             | 65 |
| <b>Tabla 11</b> <i>Dimensiones y armados finales de las vigas exteriores de los edificios de estudio.</i> ...              | 67 |
| <b>Tabla 12</b> <i>Parámetros para columnas controladas por flexión.</i> .....   | 74 |
| <b>Tabla 13</b> <i>Parámetros para vigas controladas por flexión.</i> .....  | 76 |
| <b>Tabla 14</b> <i>Carga lateral del primer modo de vibración.</i> .....   | 78 |
| <b>Tabla 15</b> <i>Parámetros para cálculo del desplazamiento objetivo.</i> .....  | 83 |
| <b>Tabla 16</b> <i>Desplazamiento objetivo.</i> .....  | 83 |
| <b>Tabla 17</b> <i>Ductilidad de los edificios de estudio.</i> .....   | 95 |
| <b>Tabla 18</b> <i>Sobrerresistencia de los edificios de estudio.</i> .....  | 96 |

## Índice de Figuras

|  |    |
|--|----|
| <b>Figura 1</b> Edificio residencial de pórticos de hormigón armado.....   | 19 |
| <b>Figura 2</b> Edificios que fallaron durante el sismo de México de 1985.....                                     | 20 |
| <b>Figura 3</b> Edificios que fallaron durante el sismo de Pedernales de 2016.....                                 | 21 |
| <b>Figura 4</b> Edificios que presentaron daño durante el sismo de Bahía de Caráquez.....                          | 22 |
| <b>Figura 5</b> Vigas banda y vigas descolgadas.....   | 29 |
| <b>Figura 6</b> Tipo de construcciones de Quito.....   | 30 |
| <b>Figura 7</b> Número de pisos de edificios de Quito.....   | 31 |
| <b>Figura 8</b> Intensidades sísmicas: a) Subducción, b) Continental, c) Local.....                                | 32 |
| <b>Figura 9</b> Sismicidad histórica de la ciudad de Quito.....  | 33 |
| <b>Figura 10</b> Espectros de peligrosidad sísmica y valores de PGA de Esmeraldas, Quito,<br>Guayaquil y Loja..... | 34 |
| <b>Figura 11</b> Mapa de zonificación sísmica.....   | 35 |
| <b>Figura 12</b> Curva de peligro sísmico de Quito.....  | 36 |
| <b>Figura 13</b> Diagrama de curva de capacidad.....   | 38 |
| <b>Figura 14</b> Objetivos de desempeño sísmicos recomendados por Vision 2000.....                                 | 39 |
| <b>Figura 15</b> Niveles de amenaza y niveles de desempeño según NEC-15 SE-RE.....                                 | 40 |
| <b>Figura 16</b> Niveles de amenaza y niveles de desempeño según FEMA 356.....                                     | 42 |
| <b>Figura 17</b> Niveles de amenaza sísmica según FEMA 356.....  | 43 |
| <b>Figura 18</b> Parámetros de modelación y criterios de aceptación según FEMA 356.....                            | 44 |
| <b>Figura 19</b> Niveles de amenaza y niveles de desempeño según ASCE 41-17.....                                   | 45 |
| <b>Figura 20</b> Desplazamientos máximos.....  | 47 |
| <b>Figura 21</b> Desplazamientos de fluencia.....  | 47 |
| <b>Figura 22</b> Parámetros de sobrerresistencia.....  | 48 |
| <b>Figura 23</b> Propiedades del hormigón.....   | 50 |
| <b>Figura 24</b> Modelo de Mander para curvas de esfuerzo deformación del hormigón.....                            | 50 |

|   |    |
|---|----|
| <b>Figura 25</b> <i>Propiedades del acero</i> .....   | 51 |
| <b>Figura 26</b> <i>Modelo simple para curvas de esfuerzo deformación del acero de refuerzo</i> ..... | 52 |
| <b>Figura 27</b> <i>Vista en planta de los edificios de estudio</i> .....                             | 53 |
| <b>Figura 28</b> <i>Vista en elevación del edificio de 4 pisos</i> .....                              | 53 |
| <b>Figura 29</b> <i>Espectro de diseño en aceleraciones</i> .....                                     | 55 |
| <b>Figura 30</b> <i>Derivas de piso de los edificios de estudio</i> .....                             | 59 |
| <b>Figura 31</b> <i>Detalle de armado de columnas de los edificios de estudio</i> .....               | 64 |
| <b>Figura 32</b> <i>Detalle del armado de las vigas interiores de los edificios de estudio</i> .....  | 66 |
| <b>Figura 33</b> <i>Detalle del armado de las vigas exteriores de los edificios de estudio</i> .....  | 68 |
| <b>Figura 34</b> <i>Diagramas de Interacción de las columnas B2 de los edificios de estudio</i> ..... | 69 |
| <b>Figura 35</b> <i>Modelo no lineal en 3D del edificio de 2 pisos</i> .....                          | 70 |
| <b>Figura 36</b> <i>Modelación de columnas en el software ETABS</i> .....                             | 71 |
| <b>Figura 37</b> <i>Modelación de vigas en el software ETABS</i> .....                                | 72 |
| <b>Figura 38</b> <i>Diagrama de carga-deformación para rótulas plásticas</i> .....                    | 73 |
| <b>Figura 39</b> <i>Parámetros y criterios de aceptación de columnas según FEMA 356</i> .....         | 73 |
| <b>Figura 40</b> <i>Rótulas plásticas de columnas</i> .....   | 75 |
| <b>Figura 41</b> <i>Parámetros y criterios de aceptación de vigas según FEMA 356</i> .....            | 76 |
| <b>Figura 42</b> <i>Rótulas plásticas de vigas</i> .....  | 77 |
| <b>Figura 43</b> <i>Patrón triangular de carga lateral de los tres edificios de estudio</i> .....     | 79 |
| <b>Figura 44</b> <i>Carga Lateral en ETABS del edificio de 4 pisos</i> .....                          | 79 |
| <b>Figura 45</b> <i>Factor Cm</i> .....   | 81 |
| <b>Figura 46</b> <i>Factor C0</i> .....   | 81 |
| <b>Figura 47</b> <i>Factor C2</i> .....   | 82 |
| <b>Figura 48</b> <i>Nivel de seguridad de vida para el edificio de 2 pisos</i> .....                  | 85 |
| <b>Figura 49</b> <i>Mecanismo de colapso de seguridad de vida del edificio de 2 pisos</i> .....       | 85 |
| <b>Figura 50</b> <i>Nivel de seguridad de vida para el edificio de 4 pisos</i> .....                  | 86 |

|   |    |
|---|----|
| <b>Figura 51</b> <i>Mecanismo de colapso de seguridad de vida del edificio de 4 pisos.</i> .....      | 87 |
| <b>Figura 52</b> <i>Nivel de seguridad de vida para el edificio de 8 pisos.</i> .....                 | 88 |
| <b>Figura 53</b> <i>Mecanismo de colapso de seguridad de vida del edificio de 8 pisos.</i> .....      | 88 |
| <b>Figura 54</b> <i>Nivel de prevención del colapso para el edificio de 2 pisos.</i> .....            | 89 |
| <b>Figura 55</b> <i>Mecanismo de colapso de prevención del colapso del edificio de 2 pisos.</i> ..... | 90 |
| <b>Figura 56</b> <i>Nivel de prevención del colapso para el edificio de 4 pisos.</i> .....            | 91 |
| <b>Figura 57</b> <i>Mecanismo de colapso de prevención del colapso del edificio de 4 pisos.</i> ..... | 91 |
| <b>Figura 58</b> <i>Nivel de prevención del colapso para el edificio de 8 pisos.</i> .....            | 92 |
| <b>Figura 59</b> <i>Mecanismo de colapso de prevención del colapso del edificio de 8 pisos.</i> ..... | 93 |
| <b>Figura 60</b> <i>Parámetros de ductilidad de los edificios.</i> .....                              | 94 |
| <b>Figura 61</b> <i>Comparación de la ductilidad de los edificios de estudio.</i> .....               | 98 |
| <b>Figura 62</b> <i>Comparación de la sobrerresistencia de los edificios de estudio.</i> .....        | 99 |
| <b>Figura 63</b> <i>Curvas pushover normalizadas de los edificios de estudio.</i> .....               | 99 |

## Resumen

El presente trabajo se enfoca en la evaluación del desempeño sísmico de tres estructuras de edificios residenciales de pórticos de hormigón armado de diferente altura de la edificación diseñados conforme a la norma NEC-15. Las estructuras de estudio son prototipos de estructuras reales de dos, cuatro y ocho pisos de altura que tienen las mismas dimensiones en planta, con un área de 300 m<sup>2</sup>. Se utilizó análisis estáticos no lineales con el fin de obtener la respuesta de la estructura ante la carga sísmica lateral, mediante el programa ETABS.

La evaluación del desempeño consistió en verificar si cada edificio cumple con el objetivo básico de seguridad (BSO) mencionado en el FEMA 356; el cual implica la comprobación del cumplimiento de los niveles de desempeño: i) seguridad de vida (LS) para el nivel de amenaza sísmica BSE-1 y ii) prevención del colapso (CP) para el nivel de amenaza sísmica BSE-2.

Adicionalmente, en este estudio se investigó el efecto de variar la altura de la edificación en el factor de ductilidad de desplazamiento y en el factor de sobrerresistencia.

El análisis modal espectral mostró que al aumentar la altura de la edificación el período fundamental de las estructuras aumentó y, por lo tanto, disminuyó su rigidez lateral. Asimismo, la etapa de dimensionamiento de los miembros estructurales mostró que la revisión de la conexión viga-columna aumenta la dimensiones de las vigas y columnas obtenidas del diseño por capacidad. Por lo que, es esencial su revisión dentro del diseño.

Los análisis estáticos no lineales demostraron que los edificios de estudio cumplen con los niveles de desempeño de seguridad de vida y prevención del colapso, ya que las rotaciones en las rótulas plásticas fueron menores que las estipuladas en el FEMA 356 para los dos niveles de desempeño verificados. Adicionalmente, se encontró que al aumentar la altura de la edificación los factores de ductilidad de desplazamiento y de sobrerresistencia disminuyeron debido al efecto P-Delta y al aumento del período fundamental, respectivamente.

*Palabras clave:* desempeño sísmico, análisis estático no lineal, ductilidad, sobrerresistencia.

### Abstract

The present work focuses on the evaluation of the seismic performance of three structures of residential buildings with reinforced concrete frames of different building heights designed according to the NEC-15 standard. The structures being studied are prototypes of real structures of two, four and eight stories high that have the same dimensions in plan, with an area of 300 m<sup>2</sup>. Nonlinear static analysis was used in order to obtain the response of the structure to the lateral seismic load, using the ETABS program.

The performance evaluation consisted of verifying if each building complies with the basic security objective (BSO) mentioned in FEMA 356; which implies verification of compliance with the performance levels: i) life safety (LS) for the BSE-1 seismic hazard level and ii) collapse prevention (CP) for the BSE-2 seismic hazard level. Additionally, in this study, the effect of varying the height of the building on the displacement ductility factor and the overstrength factor was investigated.

The spectral modal analysis showed that as the height of the building increased, the fundamental period of the structures increased and, therefore, their lateral stiffness decreased. Likewise, the dimensioning stage of the structural members showed that the revision of the beam-column connection increases the dimensions of the beams and columns obtained from the capacity design. Therefore, its review within the design is essential.

The nonlinear static analysis showed that the buildings being studied comply the performance levels of life safety and collapse prevention, since the rotations in the plastic hinges were less than those stipulated in FEMA 356 for the two verified performance levels. Additionally, it was found that by increasing the height of the building, the displacement ductility and overstrength factors decreased due to the P-Delta effect and the increase in the fundamental period, respectively.

*Keywords:* seismic performance, nonlinear static analysis, ductility, overstrength.

## Capítulo I

### Generalidades

#### Antecedentes

Los pórticos de hormigón armado (HA) están formados por vigas, columnas y las uniones viga-columna. Las vigas pueden ser descolgadas de la losa, o bien, pueden ser parte integral de la misma (vigas banda). En Ecuador los pórticos de HA son ampliamente usados como sistema resistente a cargas verticales y laterales de edificios residenciales, de oficinas y comerciales. La Figura 1 muestra un edificio residencial de pórticos de HA.

#### Figura 1

*Edificio residencial de pórticos de hormigón armado*



*Nota:* Recuperado de Casas con estructuras metálicas en Manta Ecuador, por Architectural Solutions, 2022.

Observaciones desde pasados sismos como los de México en 1985, Bahía de Caráquez en 1998, Pedernales en 2016, han mostrado que los edificios de pórticos de HA generalmente no se desempeñan bien en términos de seguridad estructural y de pérdidas económicas asociadas a los costos de reparación. Por ejemplo, en el sismo de México que tuvo lugar el 19 de septiembre de 1985 ( $M_w=8.1$ ), se reportó el colapso de 412 edificios y la destrucción de 5 728 estructuras (Allier, 2018). Las pérdidas económicas alcanzaron un valor

de 4.1 millones de dólares, además de que este evento puso a prueba el diseño de las diferentes construcciones de hormigón armado de esta ciudad, en el cual, se demostró que dependiendo del tipo de suelo se puede originar distintas respuestas sísmicas que ocasionan distintas fallas estructurales (Calderón & Hernández, 2012). De acuerdo con (Rodríguez, 2011), las causas del colapso se dieron por falla en las columnas debido a la torsión o el efecto de columna corta, punzonamiento en la losa plana y piso débil, lo que provocó modos de colapso de apilamiento, golpeteo y volteo. La figura 2 muestra la falla de dos edificios que fallaron en el terremoto de México 1985, el edificio del Hotel de Carlo que falló debido al golpeteo de un edificio aledaño de menor altura y el edificio Nuevo León que tuvo una falla en la cimentación y un desplome debido al hundimiento lo que ocasiono el volteo de la edificación.

### Figura 2

*Edificios que fallaron durante el sismo de México de 1985. a) Colapso por golpeteo del Hotel de Carlo b) Colapso por volteo del edificio Nuevo León.*



*Nota:* Recuperado de la *Universidad Nacional Autónoma de México*, (p. 25), por J. Rodríguez, 2011.

En nuestro país durante el sismo de Pedernales del 2016 ( $M_w = 7.8$ ) se registró 670 personas fallecidas y se estima que el 80% de las edificaciones colapsaron (Orellana & Parra, 2017). Las estructuras colapsadas tuvieron deficiencias en los procesos de diseño y de construcción. De acuerdo con (Pulamarin, 2017), las causas del colapso fueron debidas a la falla de la conexión viga-columna, separación insuficiente entre estructuras, que provocó un

golpeteo de estas, incremento de cargas, piso débil y acero de confinamiento deficiente en las columnas. Además, otro factor que influyó en este comportamiento fue que la mayoría de estas construcciones fueron realizadas de manera informal, sin la aplicación de las normativas de diseño estructural y construidos con una poca o nula fiscalización (Guzmán, 2008). La Figura 3 muestra dos edificios que fallaron durante el sismo de Pedernales.

### Figura 3

*Edificios que fallaron durante el sismo de Pedernales de 2016. a) Colapso del edificio Hotel Lun-Fun, b) Falla de torsión y piso débil del edificio Mario Loor.*

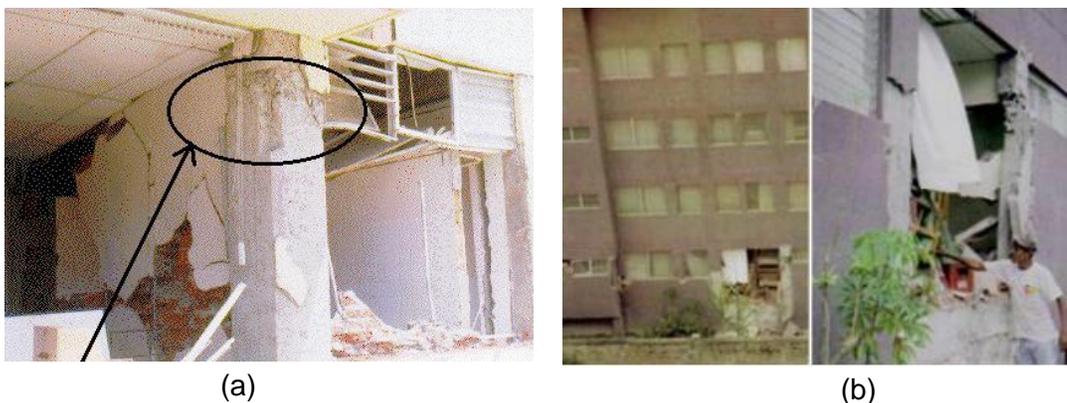


*Nota:* Recuperado de revista ciencia, (p. 71), por Páez, Zabala & Yuri, 2017.

En el sismo de Bahía de Caráquez de 1998 ( $M_w = 7.1$ ), se registraron 3 fallecidos, 52 heridos y un total en pérdidas económicas de 30 millones de dólares (Aguiar, Edwin, & Javier, 2010). En este sismo se produjo el colapso completo de un edificio y severos daños estructurales en otros edificios debido a: falla por columnas cortas, falla por piso blando, falla de las columnas debido a la falta de confinamiento, o bien, porque tenían una sección transversal insuficiente. Algunos edificios tenían planta irregular, por lo que experimentaron torsión en planta, entre estos el hospital Miguel H. Alcivar. La mayor parte de las estructuras que sufrieron daño no tuvieron vigas descolgadas, fueron pórticos con losas planas o losas con vigas banda (Varela & Aguilar, 1998). En la Figura 4 se presentan dos edificios que sufrieron daño durante el sismo de Bahía de Caráquez.

#### Figura 4

*Edificios que presentaron daño durante el sismo de Bahía de Caráquez. a) Falla en las columnas perimetrales del primer piso del hospital Miguel H. Alcívar debido a la torsión en planta y b) Falla en las columnas del primer piso del edificio Los Corales por el efecto de columna corta.*



*Nota:* Recuperado de la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, (p. 40), por C. Murillo, 2021.

Los sismos mencionados muestran la necesidad de evaluar el desempeño sísmico de edificios que tienen como sistema resistente los pórticos. En especial en nuestro país, las estructuras que se diseñan con la norma ecuatoriana de la construcción, con el fin de anticipar su comportamiento ante sismos severos, y de este modo, evitar pérdidas de vida de los ocupantes y cuantiosas pérdidas económicas debidas a los costos de reparación.

Varios investigadores han estudiado el desempeño sísmico de edificios de HA utilizando análisis no lineales. Por ejemplo, Quizanga, Viera y Andino (2020) estudiaron el desempeño sísmico de edificios aporricados de HA diseñados con tres normas de diseño: la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), el Reglamento Colombiano de Construcción (NSR-10) y el Reglamento Nacional de Edificaciones de Perú (E.030). Los autores consideraron 18 arquetipos de un edificio de 5 pisos con diferente tipo de suelo y ubicado en las zonas fronterizas de cada país. Para la evaluación del desempeño se utilizó un análisis estático no

lineal siguiendo las recomendaciones del FEMA 356 (2000). Se concluyó en el estudio que las estructuras diseñadas con la norma colombiana tuvieron el mejor desempeño sísmico, ya que la mayoría de las estructuras analizadas estuvieron en el nivel de desempeño de seguridad de la vida LS. Calcina (2017), llevo a cabo un análisis por desempeño de un edificio residencial de 11 pisos de pórticos de HA ubicado en Perú. En este estudio, se usó un análisis estático y dinámico no lineal en base a la metodología del FEMA 273 (1997) y del ATC 40 (1996) para evaluar el desempeño. Los análisis no lineales se ejecutaron con el programa computacional ETABS (2016). La investigación determinó que el edificio se encuentra en el nivel de ocupación inmediata, en donde los elementos estructurales presentarían un daño mínimo o nulo. Jaramillo y Zumba (2021) evaluaron el desempeño sísmico de un edificio de 4 pisos ubicado en Guayaquil. El edificio estaba estructurado en base a pórticos resistentes a momento con vigas descolgadas. La evaluación sísmica se basó en las recomendaciones de la norma NEC (2015), ATC 40 (1996) y FEMA 356 (2000); para la modelación computacional se usó el programa ETABS (2016) y se realizó un análisis dinámico no lineal para evaluar el desempeño. Este trabajo concluyó que el desempeño sísmico de la edificación analizada se encuentra en el rango de seguridad de vida (LS), garantizando la seguridad de vidas humanas. Recientemente, Sattar (2018) evaluó el desempeño de un edificio nuevo de HA de 4 pisos diseñado acorde con el ASCE 7-10 (2010) usando el ASCE 41-13 (2013). Los autores usaron el nivel de evaluación 3 y los análisis estructurales fueron conducidos en Perform 3D (2011). La evaluación mostró que el nivel de desempeño de prevención del colapso (CP) para el edificio no fue satisfecho cuando un procedimiento estático lineal fue usado.

### **Planteamiento del problema**

A nivel internacional los estudios realizados del desempeño sísmico de edificios de pórticos de HA mediante análisis estáticos o dinámicos no lineales se han focalizado en analizar estructuras específicas; no se ha variado la altura de la edificación. Para la evaluación

del desempeño, se han aplicado normas internacionales, tales como, ATC 40 (1996), FEMA 273 (1997), FEMA 356 (2000), ASCE 41-13 (2013), ASCE 41-17 (2017). Los programas computacionales que han usado para ejecutar los análisis no lineales han sido el SAP 2000 (2017), ETABS (2016) y Perform 3D (2011).

A nivel nacional, los recientes sismos de Bahía en 1998 y de Pedernales en el 2016, han motivado a los investigadores a abordar estudios del desempeño sísmico de edificios. Los investigadores se han focalizado en el estudio del desempeño sísmico de edificios específicos, salvo el caso, del trabajo de Quizanga, Viera y Andino (2020) donde se analizó un edificio de 5 pisos con diferentes tipos de suelo. De igual manera al caso internacional, no se ha variado la altura del edificio. Por lo que, el desempeño sísmico de edificios de diferente altura, ubicados en un mismo sitio no se conoce. Para la evaluación del desempeño se han aplicado las normas americanas mencionadas en el planteamiento Macro y los programas para ejecutar los análisis no lineales han sido el SAP 2000 (2017) y el ETABS (2016), los cuales son comunes en nuestro medio.

A nivel local, en la ciudad de Quito, el riesgo sísmico para las estructuras es particularmente alto, pues se encuentra atravesada de norte a sur por una falla geológica denominada “falla de Quito”, la cual puede causar sismos con intensidades mayores a VIII grados (Castellanos, 2021), lo anterior implica, que es importante evaluar el desempeño sísmico de las estructuras. Al igual que en el planteamiento Meso, en Quito los investigadores han estudiado el desempeño sísmico de edificios de una altura y dimensiones específicas, por lo que no se puede apreciar cómo es el comportamiento de los edificios cuando se varía su altura. Además, es de interés conocer como varía el factor de ductilidad de desplazamiento y el factor de sobrerresistencia al cambiar la altura del edificio. Para que un edificio sobreviva a un sismo severo sin colapso es importante que el edificio tenga una gran ductilidad.

Por lo mencionado anteriormente, es relevante responder a las preguntas de investigación: ¿Cuál es el desempeño sísmico de los edificios de pórticos de HA diseñados con la norma NEC-15 cuando se someten a sismos de mediana intensidad y de gran intensidad?

### **Justificación e Importancia**

El Ecuador se caracteriza por encontrarse en una zona de peligro sísmico elevado, debido a que se ubica a lo largo de la zona de confluencia de las placas de Nazca y Sudamericana. El choque de ambas placas produce sismos de subducción de alta intensidad. Por ejemplo, el sismo de Esmeraldas de 1906 de  $M_w = 8.8$  es uno de los más altos en magnitud ocurridos en el mundo. Por otro lado, en Ecuador el sistema de pórticos de HA es el más utilizado en la construcción de edificios residenciales, comerciales y de oficinas. Como se mencionó anteriormente, los sismos ocurridos recientemente en Ecuador han mostrado que el sistema de pórticos no es satisfactorio para resistir sismos de alta intensidad. El daño sísmico es elevado y en muchos casos se produce el colapso de las edificaciones. Por lo tanto, es de gran importancia evaluar el desempeño sísmico de los edificios estructurados con pórticos de HA, diseñados con la normativa actual, y verificar que cumplen con el objetivo de seguridad básico. Por lo tanto, protegiendo la vida de los ocupantes, al evitar el colapso de la estructura.

### **Objetivos**

#### ***Objetivo General***

Evaluar el desempeño sísmico de tres estructuras de pórticos de hormigón armado de diferente altura de edificación diseñados conforme a la NEC-15 mediante análisis no lineal estático.

#### ***Objetivos Específicos***

- Verificar si para el nivel de amenaza sísmica con un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (BSE-1) las tres estructuras se encuentran en el nivel de desempeño de seguridad de la vida (LS).

- Verificar si para el nivel de amenaza sísmica con un 2% de probabilidad de excedencia en 50 años (BSE-2) las tres estructuras se encuentran en el nivel de desempeño de prevención del colapso (CP).
- Evaluar el efecto de la altura de edificación en el factor de ductilidad de desplazamiento y el factor de sobrerresistencia.

### **Hipótesis**

En los niveles de amenaza sísmica (BSE-1) y (BSE-2) los edificios estudiados se encuentran en los niveles de desempeño de seguridad de la vida (LS) y prevención del colapso (CP) independientemente de su altura de edificación.

Los factores de ductilidad de desplazamiento y de sobrerresistencia no se ven afectados al variar la altura de la edificación.

### **Metodología**

El efecto de la altura del edificio en el desempeño sísmico será evaluado para un grupo de tres arquetipos de edificios de 2, 4 y 8 pisos estructurados con pórticos especiales de hormigón armado con vigas descolgadas. Los edificios de 2 y 4 pisos son representativos de los edificios residenciales de baja altura que se construyen en Ecuador, mientras que el edificio de 8 pisos es representativo de los edificios residenciales de mediana altura. El diseño estructural de los edificios será realizado en base a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15). Para la evaluación del desempeño sísmico de los edificios de estudio se utilizará el FEMA 356 (2000) "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings". La evaluación del desempeño consistirá en verificar si los tres edificios analizados cumplen con el objetivo básico de seguridad (BSO) estipulado en el FEMA 356. Esto es, para el nivel de amenaza BSE-1 verificar si los edificios se encuentran en el nivel de desempeño LS y para el nivel de amenaza BSE-2, verificar si los edificios se encuentran en el nivel de desempeño CP.

Los modelos estructurales no lineales para cada edificio serán desarrollados usando el programa computacional ETABS. Este programa es de amplio uso en la literatura para el análisis lineal y no lineal de estructuras, debido a los múltiples elementos y materiales que dispone en su biblioteca para simular el comportamiento no lineal. Análisis estáticos no lineales (Pushover) se considerarán para hallar las curvas fuerza-desplazamiento lateral y las rotaciones plásticas en los miembros estructurales, para cada uno de los niveles BSE-1 y BSE-2. Además, se evaluará el efecto de la altura de la edificación en la ductilidad de una estructura y en su sobrerresistencia.

### **Organización de la tesis**

La presente investigación está dividida en seis capítulos. El capítulo 2 presenta el sustento teórico de los pórticos de hormigón armado y de las normas para la evaluación del desempeño sísmico de edificios. En el capítulo 3 se detalla la configuración geométrica y el dimensionamiento de los elementos estructurales de los edificios de estudio. El capítulo 4 describe la modelación no lineal de los edificios de estudio en el software ETABS. En el capítulo 5 se muestra los resultados del análisis no lineal de los edificios de estudio para el cumplimiento del objetivo básico de seguridad y se evalúa el efecto de la altura en los factores de ductilidad y sobrerresistencia. Dentro del capítulo 6 se presentan las conclusiones y recomendaciones obtenidas del desarrollo del proyecto de investigación.

## Capítulo II

### Marco Teórico

#### Introducción

En el presente capítulo se presenta información acerca de las características de los pórticos de H.A. usados en edificios residenciales en Ecuador, la amenaza sísmica y una descripción de las normas para la evaluación del desempeño sísmico de edificios usando análisis estático no lineal.

#### Características de los edificios de pórticos en Ecuador

Los pórticos son estructuras de gran demanda en el ámbito de la construcción. Los elementos estructurales que conforman los pórticos son, losas, vigas y columnas. Los tipos de losas son losas macizas y alivianas, como alivianamientos se utiliza los bloques huecos de hormigón aliviando, casetones de cerámica, casetones de poliestireno expandido, casetones de fibra de vidrio, entre otros (Villacis, 2018). Las vigas se clasifican en vigas banda y vigas descolgadas, las cuales son construidas para absorber parte de los momentos máximos de las losas y a su vez transmitir a las columnas (Bermeo & Sanchez, 2017). Se define como vigas banda a aquellas vigas con peralte igual al peralte de una losa (Figura 5a); de acuerdo al diseño estructural las vigas banda alcanzan un ancho igual o mayor a su peralte. Las vigas descolgadas son vigas con peralte mayor al de la losa (Figura 5b); estas vigas contribuyen a la desaparición del punzonamiento y del corte excéntrico (Ochoa & Ulcuango, 2014). En los edificios, los pórticos se utilizan como sistema resistente a carga gravitacional y carga sísmica. Las cargas en los pórticos se resisten por la flexión de los miembros estructurales.

**Figura 5**

*Vigas banda y vigas descolgadas.*



Nota: Recuperado de la Universidad Politécnica de Madrid, (p. 120), por J. Rodríguez, 2018.

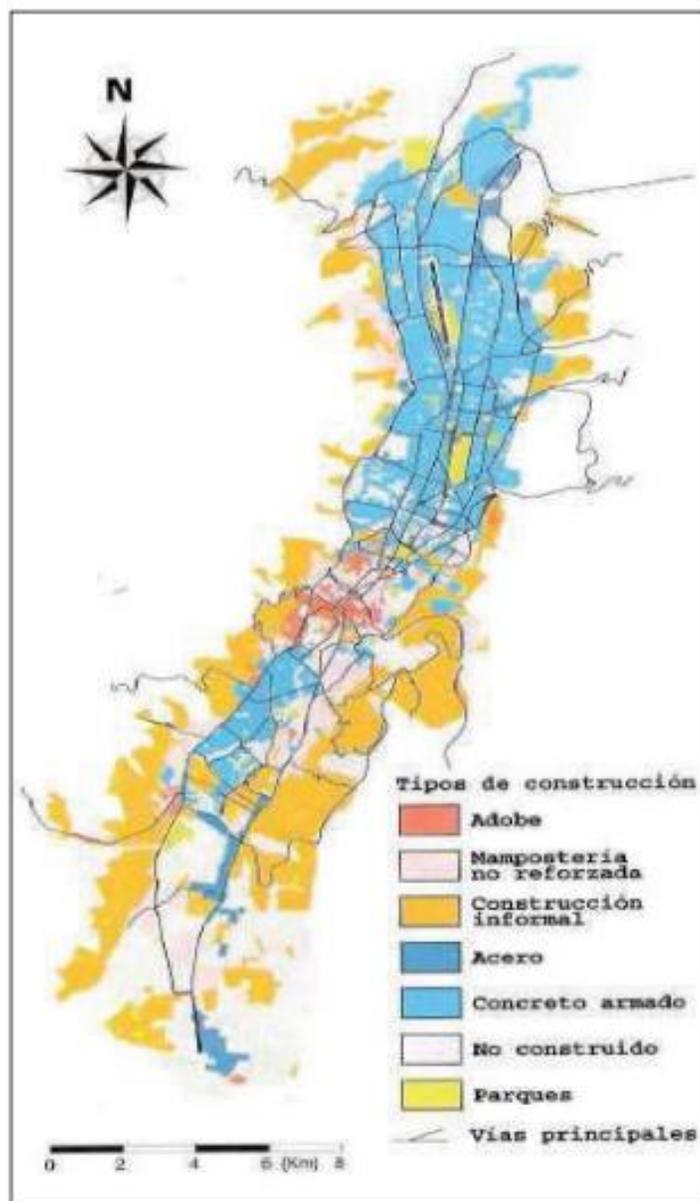
En el Ecuador existen varios tipos de sistemas resistentes para las edificaciones, las más comunes son pórticos de hormigón armado y pórticos de acero, sin embargo, también se puede encontrar construcciones antiguas de mampostería de adobe no reforzada. En la Figura 6 se puede observar los tipos de construcciones que existen en la ciudad de Quito.

Los edificios destinados para uso residencial tienen un sistema constructivo aporticado de hormigón armado conformado por losas alivianadas y vigas descolgadas por su gran peralte, capaz de resistir cargas verticales y laterales.

Los edificios de pórticos de hormigón armado existentes tienen alturas que van desde los 2 pisos hasta superiores a los 30 pisos, siendo los más utilizados para uso residencial los edificios de 3 y 4 pisos en la ciudad de Quito como se muestra en la Figura 7.

**Figura 6**

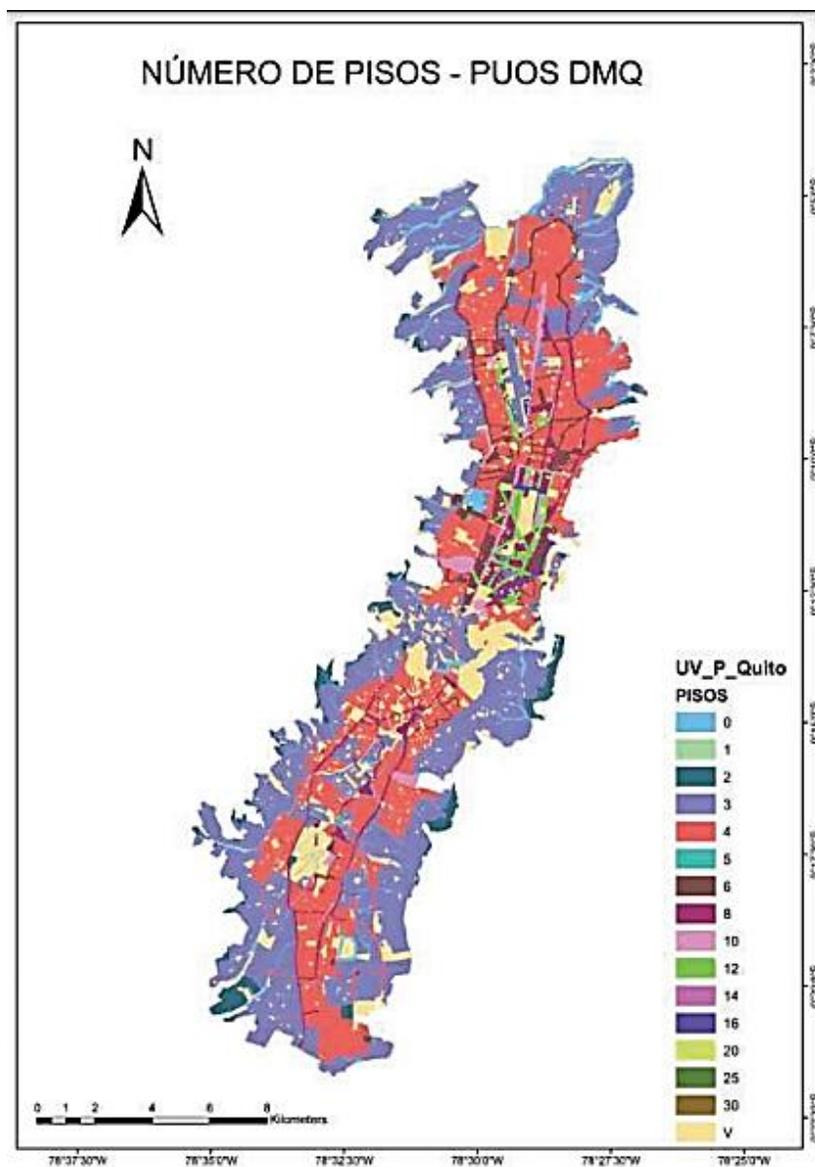
*Tipo de construcciones de Quito.*



*Nota:* Recuperado de la Escuela Politécnica Nacional, (p. 19), por M. Chicaiza, 2017.

**Figura 7**

*Número de pisos de edificios de Quito.*

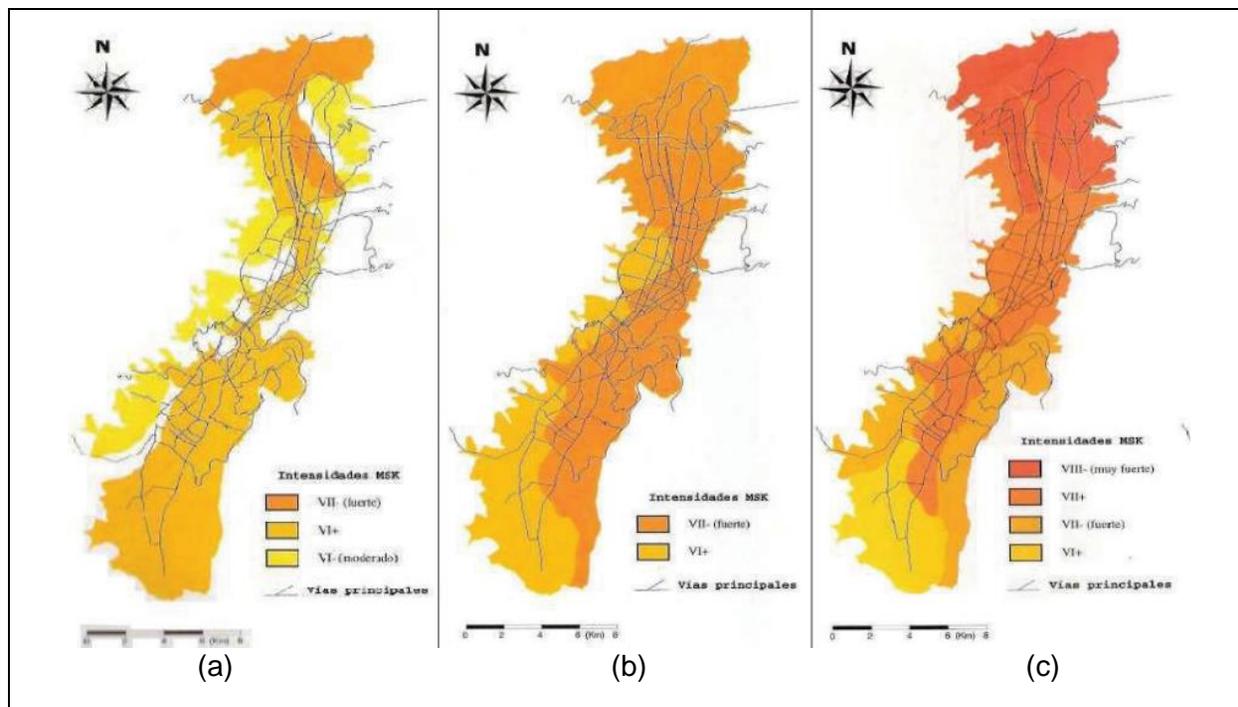


*Nota:* Recuperado de la Escuela Politécnica Nacional, (p. 147), por M. Chicaiza, 2017.

En la ciudad de Quito las intensidades debidas a sismos que se pueden presentar se clasifican en tres escenarios: por subducción (8.4 Mw), continental (7.3 Mw) y local (6.5 Mw) (Instituto Geofísico de la Escuela Politecnica Nacional, 1995), en la Figura 8 se indica las afectaciones debidas a cada uno de los escenarios.

**Figura 8**

*Intensidades sísmicas: a) Subducción, b) Continental, c) Local.*



*Nota:* Recuperado de OYO Corporation, (p. 11), por Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, 1995.

### **Amenaza sísmica en el Ecuador**

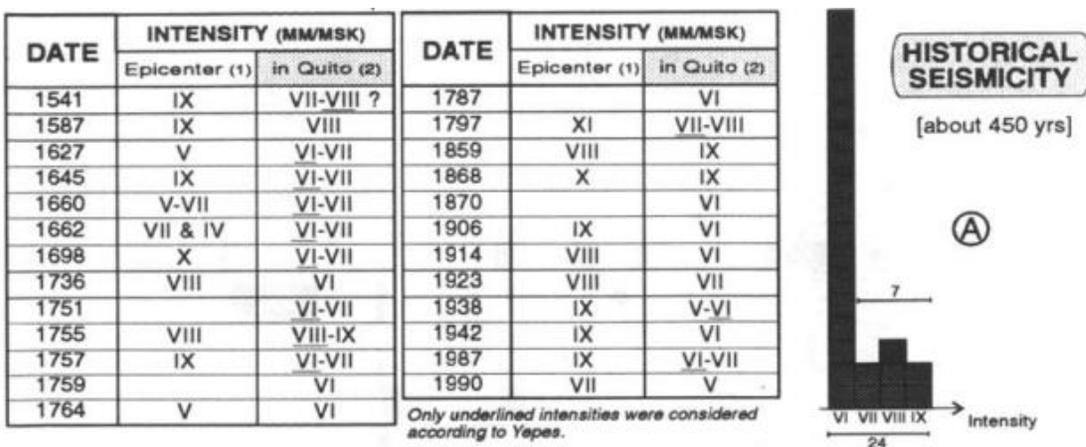
El Ecuador se encuentra ubicado dentro de la zona que se denomina el Cinturón de Fuego del Pacífico, en donde se presenta la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana, por lo tanto, provoca sismos de gran intensidad de forma recurrente (Yepes, Chatelain, & Guillier, 1994). Entre las fallas geológicas que tiene el Ecuador está la falla de Quito, la cual es una falla inversa que tiene una extensión de 45 kilómetros y una velocidad de desplazamiento que varía entre 0.5 a 1 mm por año, con un periodo de retorno de 1500 a 4000 años (Soulas, Eguez, Yepes, & Perez, 1991). Otra falla es la falla de Guayaquil-Caracas que parte del golfo de Guayaquil, continúa mayormente por la región sierra del Ecuador en

dirección norte hasta llegar a Caracas, esta falla se encuentra bajo la influencia de 15 volcanes y tiene una velocidad de desplazamiento de 1 cm por año (Loaiza & Calderón, 2021).

En la investigación realizada por (Hibsich, Alvarado, Yepes, & Perez, 1996), se presenta el estudio de los eventos sísmicos registrados debido a la falla de Quito, que se manifiesta bajo formas de estructuras de licuefacción, en donde los sismos pueden llegar a tener intensidades mayores a VIII grados en la escala MSK, como es el caso del sismo de 1755 que alcanzó una intensidad de VIII-IX grados. En el estudio se realizó un análisis de registro geológico para un período de 450 años, con el fin de conocer la velocidad de desplazamiento y la recurrencia que tendría dicha falla. En la figura 9 se puede observar que los valores de la sismicidad histórica de Quito llegan hasta XI grados en el epicentro y hasta IX grados en la ciudad de Quito. Se concluyó en el estudio que, un evento de sismicidad esperado menor a 7 grados Ms puede producir intensidades superiores a IX si existe una ruptura completa de la extensión de la falla. Además, el valor de velocidad de desplazamiento calculado por los autores varía entre 0.4 y 3-4mm por año, el cual difiere del rango estimado por (Soulas, Eguez, Yepes, & Perez, 1991) que indican que la velocidad de la falla de Quito varia de 0.5 a 1 mm por año.

### Figura 9

*Sismicidad histórica de la ciudad de Quito.*

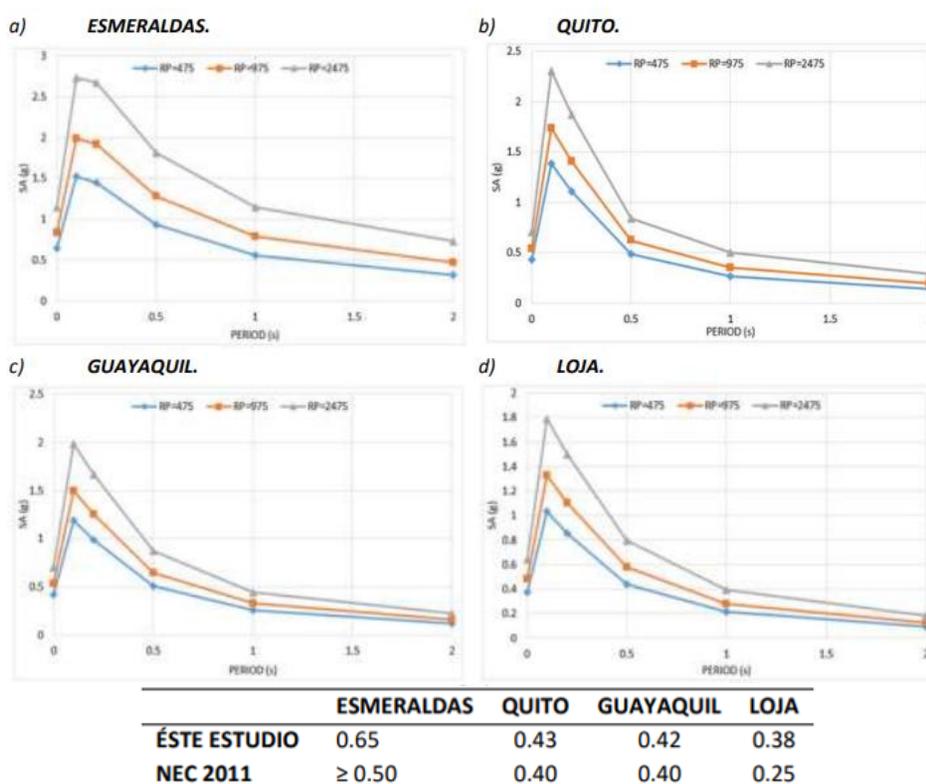


*Nota:* Recuperado de Bull. Inst. fr. études andines, (p.381), por Hibsich, Alvarado, Yepes & Perez, 1996.

En otra investigación, (Parra, 2016) realizó un estudio de la peligrosidad sísmica en el Ecuador utilizando modelos foráneos para la predicción del movimiento del suelo para generar mapas de peligrosidad en términos de PGA y SA (1s), con un enfoque probabilista, para un 10% de probabilidad de excedencia. En la figura 10 se puede observar los espectros de peligrosidad sísmica de las ciudades de estudio Esmeraldas, Quito, Guayaquil y Loja para periodos de retorno de 475, 975 y 2475 años y los valores de PGA para cada ciudad. Se obtuvo como resultado 6 zonas sísmicas que abarcan un  $PGA=0.15g$  llegando a un  $PGA>0.50g$  para la zona de mayor riesgo en comparación al valor de saturación de  $0.50 g$  establecido en la NEC-11.

**Figura 10**

*Espectros de peligrosidad sísmica y valores de PGA de Esmeraldas, Quito, Guayaquil y Loja.*

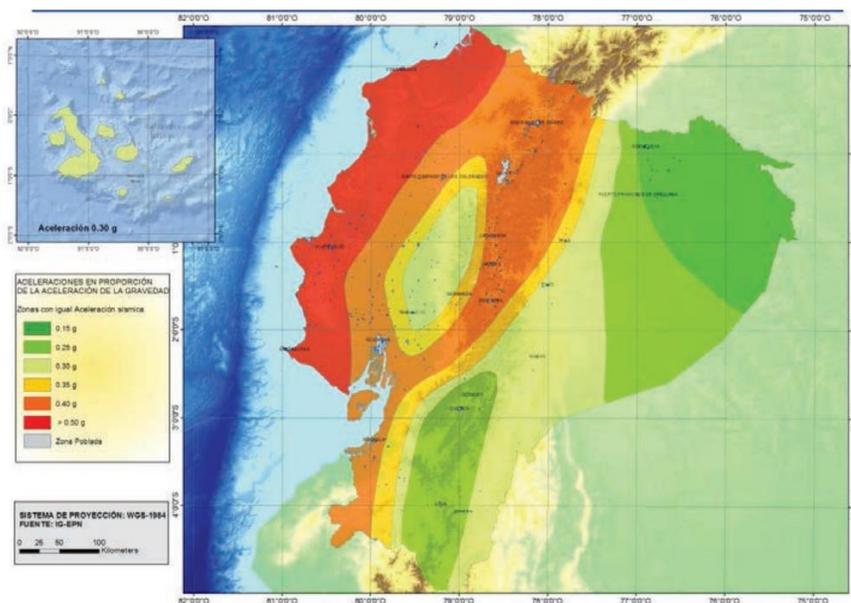


*Nota:* Recuperado de la Universidad Politécnica de Madrid, (p. 109), por H. Parra, 2016.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015), presenta un mapa de zonificación sísmica en donde se indica los valores de aceleraciones pico (PGA) para un periodo de retorno de 475 años, el mismo que se observa en la Figura 11. Las seis zonas sísmicas del Ecuador tienen valores de aceleración máxima en roca que va desde 0.15 hasta superior a 0.50, estas zonas se clasifican de acuerdo a la peligrosidad sísmica en intermedia, alta y muy alta. En la Tabla 1 se indica el valor de aceleración correspondiente a cada zona de acuerdo a la norma (NEC-15, 2015). La peligrosidad sísmica muy alta corresponde en su mayoría a las provincias de la costa, la peligrosidad sísmica alta es asignada para las provincias de la costa y sierra, mientras que la peligrosidad sísmica intermedia corresponde a las provincias del Oriente. Los valores de aceleración para cada parroquia del Ecuador se los encuentra en el apéndice 10.2 de la norma (NEC-15, 2015).

### Figura 11

*Mapa de zonificación sísmica.*



Nota: Recuperado de NEC-SE-DS, (p. 27), 2015.

**Tabla 1**

*Zonas sísmicas y valores de aceleración máxima en roca del Ecuador.*

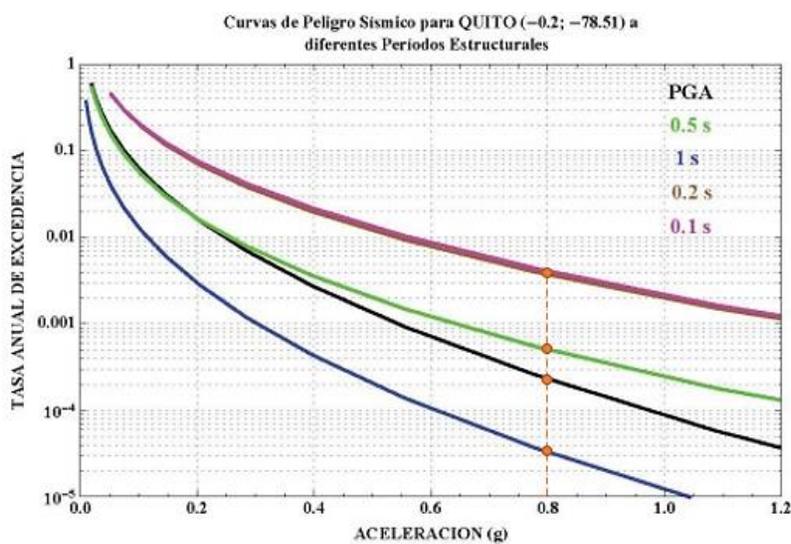
| Zona sísmica                        | I          | II   | III  | IV   | V    | VI       |
|-------------------------------------|------------|------|------|------|------|----------|
| Valor factor Z                      | 0.15       | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | ≥0.50    |
| Caracterización del peligro sísmico | Intermedia | Alta | Alta | Alta | Alta | Muy alta |

*Nota:* Recuperado de NEC-SE-DS, (p. 28), 2015.

La norma (NEC-15, 2015) presenta curvas de peligro sísmico para cada provincia, en donde se relaciona el valor de la aceleración sísmica (PGA) con el nivel de probabilidad de excedencia para diferentes periodos de retorno. Los periodos estructurales son 0.1, 0.2, 0.5 y 1.0 segundos. En la curva de peligrosidad sísmica para la ciudad de Quito presentada en la figura 12, se observa que para una aceleración de 0.8 g la tasa anual de excedencia disminuye cuando el valor de PGA aumenta, teniendo un valor de tasa anual de excedencia de 0.005 para un PGA de 0.1 s y un valor de tasa anual de excedencia de  $3 \times 10^{-5}$  para un PGA de 1 s.

**Figura 12**

*Curva de peligro sísmico de Quito.*



*Nota:* Recuperado de NEC-SE-DS, (p. 114), 2015.

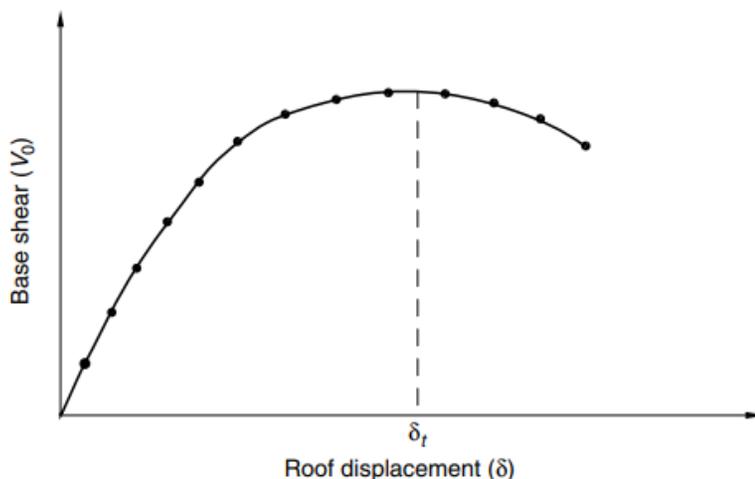
### **Análisis estático no lineal (Pushover)**

El análisis estático no lineal conocido también como análisis pushover, es uno de los métodos más utilizados para determinar el comportamiento de las estructuras, mediante el cual obtiene información acerca de las demandas de ductilidad y la formación de mecanismos de falla (Villaverde, 2009).

El método consiste en la creación de un modelo estructural en el que se aplica cargas gravitacionales y se considera un comportamiento de fuerza – deformación de los elementos estructurales. Posteriormente se realiza un incremento de carga lateral con el fin de que el desplazamiento del nudo de control supere el desplazamiento objetivo o que la estructura alcance el colapso. La fuerza lateral generalmente es aplicada con una distribución uniforme a lo largo de la altura de la edificación, la misma que es proporcional a las masas de cada piso. El desplazamiento objetivo corresponde al desplazamiento máximo que puede presentar la estructura para el nivel de amenaza sísmica requerido para el análisis (Villaverde, 2009). Cuando la estructura permanece en el rango elástico, la estructura sufre poco daño, por el contrario, si la estructura llega al rango inelástico, los elementos se deforman causando un gran daño en la estructura (Guevara, Osorio, & Vargas, 2006). En la Figura 13 se puede observar el diagrama de la curva de capacidad, en donde se tiene como parámetros: el cortante en la base ( $V_0$ ) y el desplazamiento del techo ( $\delta$ ).

**Figura 13**

*Diagrama de curva de capacidad*



Nota: Recuperado de Taylor & Francis group, (p. 579), por R. Villaverde, 2009).

### **Ingeniería sísmica basada en el desempeño**

La ingeniería sísmica basada en el desempeño (PBEE) implica, entre otros aspectos, la evaluación de la estructura en todos los posibles niveles de intensidad de movimiento del terreno. Tradicionalmente, un edificio se consideró que tiene un desempeño aceptable si no se produce el colapso. Sin embargo, actualmente para los propietarios y para la sociedad un cierto nivel de control de las pérdidas económicas también es necesario (Krawinkler & Miranda, 2006).

Vision 2000 (1995) es uno de los primeros documentos de la primera generación del PBEE. Aquí, los niveles de desempeño de una estructura son clasificados como: completamente operacional cuando el daño es insignificante y ocurre con frecuencia; operacional si el daño es ligero y controlado, ocurre ocasionalmente; seguridad de la vida cuando se tiene un daño moderado que no pone en peligro la vida de los ocupantes y ocurre en raras ocasiones; y cerca del colapso cuando el daño es grave y pone en riesgo la vida de sus ocupantes, ocurre muy raramente. Los niveles de amenaza son clasificados de acuerdo a la probabilidad de excedencia y al periodo de retorno como: frecuente (50% en 30 años),

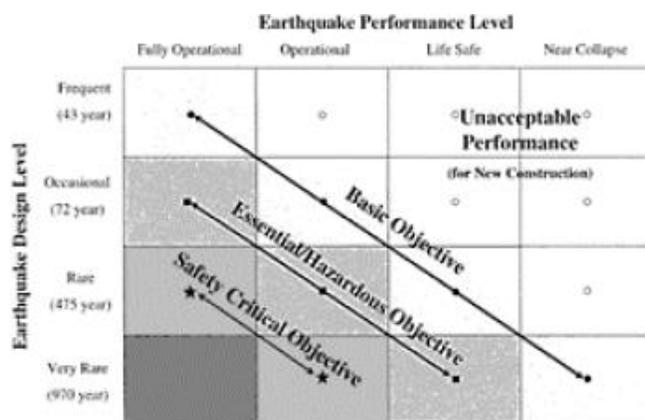
ocasional (50% en 50 años), raro (10% en 50 años) y muy raro (10% en 100 años). Un objetivo de desempeño constituye una combinación de un nivel de desempeño y un nivel de amenaza.

De acuerdo con (Bozorgnia & Bertero, 2006), se describen 3 objetivos de desempeño, los cuales son: objetivo básico, objetivo esencial/peligroso y objetivo crítico de seguridad, los cuales deben cumplir con ciertos objetivos de rehabilitación, esto es, para el objetivo básico el edificio debe estar completamente operativo en el nivel de amenaza frecuente, operativo en el nivel de amenaza ocasional, debe ofrecer seguridad para la vida en el nivel de amenaza raro y no colapsará en el nivel de amenaza muy raro.

La Figura 14 muestra los objetivos de desempeño recomendados por Vision 2000. Subsecuentes documentos ATC-40 (1996), FEMA-273 (1997), FEMA-356 (2000), ASCE41-13 (2013), ASCE41-17 (2017) expresan los objetivos de diseño usando un concepto similar, con pequeños cambios en los niveles de desempeño y amenaza, como se indica más adelante.

### Figura 14

*Objetivos de desempeño sísmicos recomendados por Vision 2000.*



*Nota:* Recuperado de Vision 2000, (p. 570), por Bozorgnia & Bertero, 2006.

### **Disposiciones de la norma NEC 15 para la evaluación del desempeño**

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-RE, 2015) recomienda para la evaluación y rehabilitación de estructuras usar la norma ASCE 41 con modificaciones en los niveles de amenaza y los valores de combinaciones de carga. Los niveles de desempeño que

presenta la norma son: nivel operacional (daño muy ligero), nivel de ocupación inmediata (daño ligero), nivel de seguridad de vida (daño moderado) y nivel de prevención del colapso (daño severo), mientras que los niveles de amenaza sísmica se definen de acuerdo a las probabilidades de excedencia de 50%, 20%, 10% y 2% en 50 años para periodos de retorno de 72 años, 225 años, 475 años y 2500 años respectivamente. La Figura 15 muestra los niveles de amenaza y los niveles de desempeño recomendados por la NEC 15 SE-RE. Esta norma define 3 objetivos de desempeño. El objetivo básico de seguridad viene definido por  $k + p$ , esto es, para un nivel BSE-1 el edificio debe estar en un nivel de desempeño de seguridad de la vida, mientras que para un nivel BSE-2, el edificio debe estar en un nivel de desempeño de prevención del colapso. En este estudio para la evaluación del desempeño de los edificios de estudio se considera el objetivo básico. Por lo que, únicamente se considerará los niveles de desempeño de seguridad de la vida y prevención del colapso.

### Figura 15

*Niveles de amenaza y niveles de desempeño según NEC-15 SE-RE.*

|                    |                       | Niveles de Desempeño Esperados en el Edificio |                                    |                                  |                                      |
|--------------------|-----------------------|---|------------------------------------|----------------------------------|--------------------------------------|
|                    |                       | Nivel Operacional (1-A)                       | Nivel de Ocupación Inmediata (1-B) | Nivel de Seguridad de Vida (3-C) | Nivel de Prevención al Colapso (5-E) |
| NIVEL DE TERREMOTO | 50% / 50 años         | a   | b                                  | c                                | d                                    |
|                    | 20% / 50 años         | e   | f                                  | g                                | h                                    |
|                    | BSE-1 (10% / 50 años) | i   | j                                  | k                                | l                                    |
|                    | BSE-2 (2% / 50 años)  | m   | n                                  | o                                | p                                    |

*Nota: El objetivo básico de seguridad para los edificios de estudio esta señalado en color verde.*

Recuperado de NEC-SE-RE, (p. 22), 2015.

### ***Disposiciones de la norma FEMA 356 para la evaluación del desempeño***

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias FEMA emitió en el año 2000, el documento *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* (FEMA 356, 2000). Este documento es una actualización de su versión previa, el FEMA 273 (1997). La Figura 16 muestra los niveles de amenaza, niveles de desempeño de los edificios y los objetivos de desempeño sísmico definidos en el FEMA 356. Los niveles de desempeño en el FEMA 356 se definen en función del daño sísmico presentado de los elementos estructurales y no estructurales producidos durante un sismo. El FEMA 356 define 4 niveles de desempeño de los edificios: Operacional (O), Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de la Vida (LS) y Prevención del Colapso (CP).

De acuerdo al (FEMA 356, 2000), en el nivel operacional el daño general del edificio es muy leve, los elementos estructurales y no estructurales presentan daños mínimos o nulos y es adecuado el uso de la edificación. En el nivel de ocupación inmediata el daño general es leve, la estructura mantiene la resistencia y la rigidez original, los elementos estructurales presentan un daño mínimo o nulo y los componentes no estructurales presenten daño menor, además, es recomendable realizar un mantenimiento previo al uso normal de la edificación. En el nivel de seguridad de la vida, el daño general en el edificio es moderado, la estructura mantiene algo de resistencia y rigidez; y los daños en los elementos estructurales y no estructurales son extensos, por lo tanto, el edificio requerirá de reparaciones antes de su ocupación. Y en el nivel de prevención del colapso el daño general es severo, la estructura no colapsa, pero mantiene muy poca resistencia y rigidez, por lo que se presenta un riesgo para la seguridad humana y grandes pérdidas económicas.

Los niveles de amenaza sísmica en el FEMA 356 son definidos sobre una base probabilística, en términos de probabilidad de excedencia en un período de 50 años. Este documento define 4 niveles de amenaza sísmica (distintos a los de Vision 2000): 50%/50 años, 20%/50 años, 10%/50 años (denominado BSE-1) y 2%/50 años (denominado BSE-2). La

Figura 17 muestra los niveles de amenaza sísmica y los períodos de retorno asociados de acuerdo con el FEMA 356.

El FEMA 356 define 3 niveles de objetivos de desempeño para las estructuras: El objetivo de seguridad básico (BSO), el objetivo esencial y el objetivo crítico de seguridad. El objetivo de seguridad básico consiste en verificar que los edificios cumplan  $k + p$  en la Figura 16, esto es, para el nivel BSE-1 el nivel de desempeño sea LS y para el nivel BSE-2 el nivel de desempeño sea CP. Los edificios que cumplen con el BSO son esperados que experimenten poco daño en sismos frecuentes y moderados, pero significativamente mayor daño y potenciales pérdidas económicas desde sismos severos e infrecuentes (FEMA 356, 2000).

### Figura 16

*Niveles de amenaza y niveles de desempeño según FEMA 356.*

|                         |                      | Target Building Performance Levels  |   |                                     |   |
|-------------------------|----------------------|-------------------------------------|---|-------------------------------------|---|
|                         |                      | Operational Performance Level (1-A) | Immediate Occupancy Performance Level (1-B) | Life Safety Performance Level (3-C) | Collapse Prevention Performance Level (5-E) |
| Earthquake Hazard Level | 50%/50 year          | a                                   | b   | c                                   | d   |
|                         | 20%/50 year          | e                                   | f   | g                                   | h   |
|                         | BSE-1 (~10%/50 year) | i                                   | j   | k                                   | l   |
|                         | BSE-2 (~2%/50 year)  | m                                   | n   | o                                   | p   |

*Nota:* El objetivo básico de seguridad para los edificios de estudio esta señalado en color verde.

Recuperado del FEMA 356, (p. 38), 2000.

## Figura 17

*Niveles de amenaza sísmica según FEMA 356.*

| <b>Earthquake having probability of exceedance</b> | <b>Mean return period (years)</b> |
|--|-----------------------------------|
| 50%/50 year  | 72                                |
| 20%/50 year  | 225                               |
| 10%/50 year  | 474                               |
| 2%/50 year   | 2 475                             |

*Nota:* Recuperado del FEMA 356, (p. 37), 2000.

De acuerdo al FEMA 356 para encontrar la respuesta de la estructura usando un procedimiento estático no lineal, las fuerzas laterales se deben aplicar hasta un desplazamiento objetivo  $\delta_t$  (target displacement), el cual es el desplazamiento máximo que probablemente será experimentado por la estructura bajo el nivel de amenaza sísmica seleccionada. De acuerdo con el FEMA 356, el desplazamiento objetivo se puede calcular como:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (1)$$

donde  $S_a$ ,  $T_e$  y  $C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$  y  $C_3$  respectivamente, representan la aceleración espectral, el período fundamental de la estructura, y coeficientes empíricos que relacionan la respuesta de desplazamiento de una estructura no lineal de varios pisos con un sistema lineal de un grado de libertad.

Las demandas en el desplazamiento objetivo (fuerzas, rotaciones, derivas) son comparadas contra valores aceptables prescritos para cada estado de desempeño. Estos valores aceptables dependen del material de construcción y del tipo de miembro estructural. La Figura 18 muestra los parámetros de modelación y los criterios de aceptación para el caso de miembros controlados por flexión.

## Figura 18

Parámetros de modelación y criterios de aceptación según FEMA 356.

**Table 6-18 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Members Controlled by Flexure**

| Conditions                                  | Plastic Hinge Rotation (radians) |                                | Residual Strength Ratio | Acceptable Plastic Hinge Rotation (radians) |                |        |                        |       |       |       |
|---|----------------------------------|--------------------------------|-------------------------|---|----------------|--------|------------------------|-------|-------|-------|
|   |                                  |                                |                         | Performance Level                           |                |        |                        |       |       |       |
|   | a                                | b                              | c                       | IO  | Component Type |        |                        |       |       |       |
|   |                                  |                                |                         |   | Primary        |        | Secondary <sup>4</sup> |       |       |       |
|   |                                  |                                |                         | LS  | CP             | LS     | CP                     |       |       |       |
| <b>I. Shear walls and wall segments</b>     |                                  |                                |                         |   |                |        |                        |       |       |       |
| $\frac{(A_s - A'_s) f_y + P}{t_w l_w f'_c}$ | Shear                            | Confined Boundary <sup>1</sup> |                         |   |                |        |                        |       |       |       |
| $\frac{t_w l_w f'_c}{t_w l_w f'_c}$         |                                  |                                |                         |   |                |        |                        |       |       |       |
| ≤ 0.1                                       | ≤ 3                              | Yes                            | 0.015                   | 0.020                                       | 0.75           | 0.005  | 0.010                  | 0.015 | 0.015 | 0.020 |
| ≤ 0.1                                       | ≥ 6                              | Yes                            | 0.010                   | 0.015                                       | 0.40           | 0.004  | 0.008                  | 0.010 | 0.010 | 0.015 |
| ≥ 0.25                                      | ≤ 3                              | Yes                            | 0.009                   | 0.012                                       | 0.60           | 0.003  | 0.006                  | 0.009 | 0.009 | 0.012 |
| ≥ 0.25                                      | ≥ 6                              | Yes                            | 0.005                   | 0.010                                       | 0.30           | 0.0015 | 0.003                  | 0.005 | 0.005 | 0.010 |
| ≤ 0.1                                       | ≤ 3                              | No                             | 0.008                   | 0.015                                       | 0.60           | 0.002  | 0.004                  | 0.008 | 0.008 | 0.015 |
| ≤ 0.1                                       | ≥ 6                              | No                             | 0.006                   | 0.010                                       | 0.30           | 0.002  | 0.004                  | 0.006 | 0.006 | 0.010 |
| ≥ 0.25                                      | ≤ 3                              | No                             | 0.003                   | 0.005                                       | 0.25           | 0.001  | 0.002                  | 0.003 | 0.003 | 0.005 |
| ≥ 0.25                                      | ≥ 6                              | No                             | 0.002                   | 0.004                                       | 0.20           | 0.001  | 0.001                  | 0.002 | 0.002 | 0.004 |

Nota: Recuperado de FEMA 356, (p. 258), 2000.

### Disposiciones de la norma ASCE 41-17 para evaluación del desempeño

La norma ASCE 41-17 (2017) está basado en el (FEMA 356, 2000). La Figura 19 muestra los niveles de amenaza, niveles de desempeño de los edificios y los objetivos de desempeño sísmico definidos en el (ASCE 41-17, 2017), como se observa, los niveles de amenaza sísmica son diferentes a los del FEMA 356. Así, por ejemplo, el nivel BSE-1 del FEMA 356 usa un 10% en 50 años, mientras que el ASCE 41-17 usa 20% en 50 años. Adicionalmente, el ASCE 41-17 define 5 objetivos de desempeño sísmico para los edificios (dos más que el FEMA 356). El objetivo de seguridad básico consiste en verificar que los edificios cumplan g + I en la Figura 19.

## Figura 19

Niveles de amenaza y niveles de desempeño según ASCE 41-17.

| Target Building Performance Levels |                                     |   |                                     |   |
|------------------------------------|-------------------------------------|---|-------------------------------------|---|
| Seismic Hazard Level               | Operational Performance Level (1-A) | Immediate Occupancy Performance Level (1-B) | Life Safety Performance Level (3-C) | Collapse Prevention Performance Level (5-D) |
| 50%/50 years                       | a                                   | b   | c                                   | d   |
| BSE-1E(20%/50 years)               | e                                   | f   | g                                   | h   |
| BSE-2E(5%/50 years)                | i                                   | j   | k                                   | l   |
| BSE-2 N(ASCE 7 MCE <sub>R</sub> )  | m                                   | n   | o                                   | p   |

Notes: Each cell in the above matrix represents a discrete Performance Objective. The Performance Objectives in the matrix above can be used to represent three types of Performance Objectives, as discussed below, that might be selected for a building that is assigned to Risk Category I or II, as follows:

*Nota:* El objetivo básico de seguridad para los edificios de estudio esta señalado en color verde.

Recuperado de ASCE 41-17, (p. 396), 2017.

### **Comparación de la amenaza sísmica entre las normas NEC 15 SE-RE, ASCE 41-17 y FEMA 356.**

La Tabla 2 muestra una comparación de los niveles de amenaza sísmica del FEMA 356, ASCE 41-17 y NEC 15 -SE-RE. Como se observa en la tabla, los niveles de amenaza sísmica del FEMA 356 y de la NEC 15 -SE-RE son iguales. Mientras que, el ASCE 41-17 y la NEC 15-SE-RE cambian únicamente para el caso de un sismo raro (fila 3 y fila 4 en la Tabla 2). Para esta investigación se usará las recomendaciones del FEMA 356 para la evaluación de los edificios de estudio, con el propósito de cumplir con los niveles de amenaza exigidos en la NEC 15 –SE-RE. Vale la pena mencionar que los niveles de desempeño en las tres normativas son iguales, esto es, nivel operacional, ocupación inmediata, seguridad de la vida y prevención del colapso.

**Tabla 2**

*Comparación de los niveles de amenaza sísmica.*

| <b>Niveles de Amenaza Sísmica</b> |                                    |                      |
|-----------------------------------|------------------------------------|----------------------|
| <b>FEMA 356</b>                   | <b>ASCE 41-17</b>                  | <b>NEC-15 SE-RE</b>  |
| 50%/50 year                       | 50%/50 year                        | 50%/50 year          |
| 20%/50 year                       | BSE-1 E (20%/50 year)              | 20%/50 year          |
| BSE-1 (10%/50 year)               | BSE-2 E (5%/50 year)               | BSE-1 (~10%/50 year) |
| BSE-2 (2%/50 year)                | BSE-2 N (ASCE 7 MCE <sub>p</sub> ) | BSE-2 (~2%/50 year)  |

*Nota:* Recuperado del FEMA 356, (p. 38), 2000; ASCE 41-17, (p. 396), 2017 y NEC-SE-RE, (p. 22), 2015.

### **Ductilidad de desplazamiento**

La ductilidad de una estructura es la capacidad de sufrir una deformación creciente más allá de la deformación de fluencia inicial mientras aún soporta la carga (ACI Comité 442, 1982).

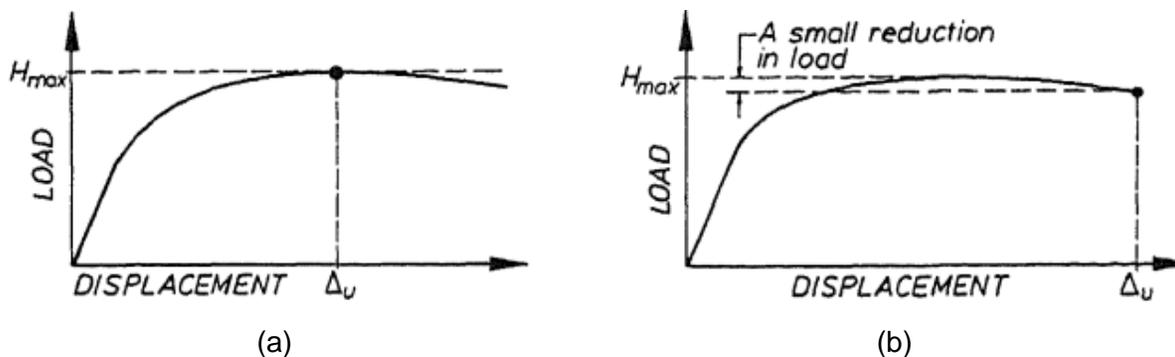
Una medida de la ductilidad de una estructura es el factor de ductilidad que se obtiene mediante la ecuación 2, donde  $\Delta_u$  es el desplazamiento máximo y  $\Delta_y$  el desplazamiento de fluencia.

$$u = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2)$$

De acuerdo con (Park, 1988), existen varios supuestos para obtener el valor del desplazamiento máximo, entre los cuales se tiene el que corresponde al valor máximo de la relación carga-desplazamiento (Figura 20a), sin embargo, las estructuras tienen una capacidad de deformación posterior al máximo de la curva sin reducción significativa de la resistencia, de tal manera se considera más adecuado el valor obtenido con una reducción de la carga como se indica en la Figura 20b.

**Figura 20**

*Desplazamientos máximos.*

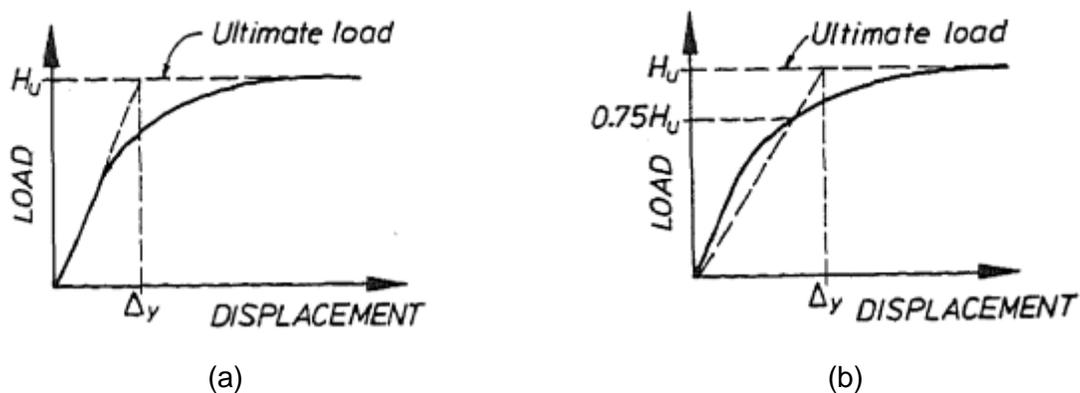


*Nota:* Recuperado de Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, (p.607), por R. Park. 1988.

Para el cálculo del desplazamiento de fluencia (Park, 1988) presenta como alternativas las indicadas en la Figura 21, en donde se puede observar el cálculo del valor del desplazamiento de fluencia equivalente al sistema real, con la misma rigidez elástica y carga (Figura 21a), mientras que en la Figura 21b se tiene un cálculo más real para estructuras de hormigón armado el cual consiste en una rigidez reducida obtenido de la rigidez secante al 75% de la carga última.

**Figura 21**

*Desplazamientos de fluencia.*



*Nota:* Recuperado de Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, (p.607), por R. Park. 1988.

De acuerdo con (Park & Paulay, 1980), el valor típico para el factor de ductilidad de desplazamiento varía entre 3 y 5, por lo cual, el valor adecuado del factor de ductilidad es 4 para los edificios de hormigón armado.

### Sobrerresistencia

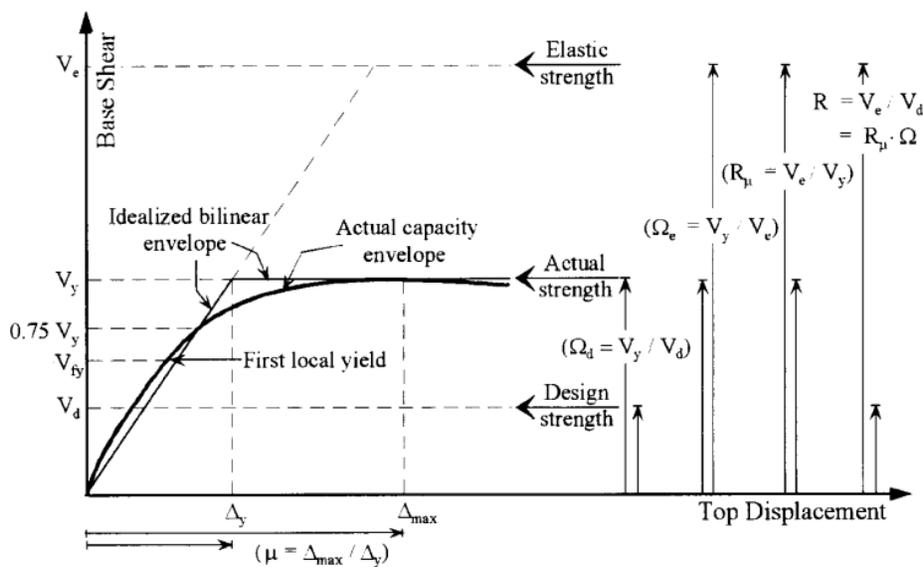
La sobrerresistencia se refiere a la reserva de resistencia que tiene una estructura debido a factores como las dimensiones de los elementos estructurales, cargas, relación de esfuerzo deformación del concreto y del acero, entre otros (Park & Paulay, 1980).

El factor de sobrerresistencia se obtiene de la ecuación 3, donde  $V_y$  es el cortante máximo en la base y  $V_d$  el cortante base de diseño como se indica en la Figura 22.

$$\Omega = \frac{V_y}{V_d} \quad (3)$$

**Figura 22**

*Parámetros de sobrerresistencia.*



*Nota:* Recuperado de The structural design of tall buildings, (p.117), por Elnashai & Mwafy, 2002.

## Capítulo III

### Edificios de Estudio y Diseño

#### Introducción

En este capítulo se muestra los materiales, la geometría y las dimensiones en planta y en elevación de las estructuras de los edificios considerados en esta investigación. Además, se muestra el dimensionamiento de los miembros estructurales (vigas y columnas). El dimensionamiento se llevó a cabo usando la norma NEC-15 y las recomendaciones del ACI 352RS-02.

#### Descripción de materiales

##### *Hormigón*

En todos los arquetipos se consideró un hormigón con una resistencia a la compresión a los 28 días  $210 \text{ kg/cm}^2$  y un módulo de elasticidad determinado por la ecuación 4.

$$E_c = 15100\sqrt{f'_c} \quad (4)$$

Donde:

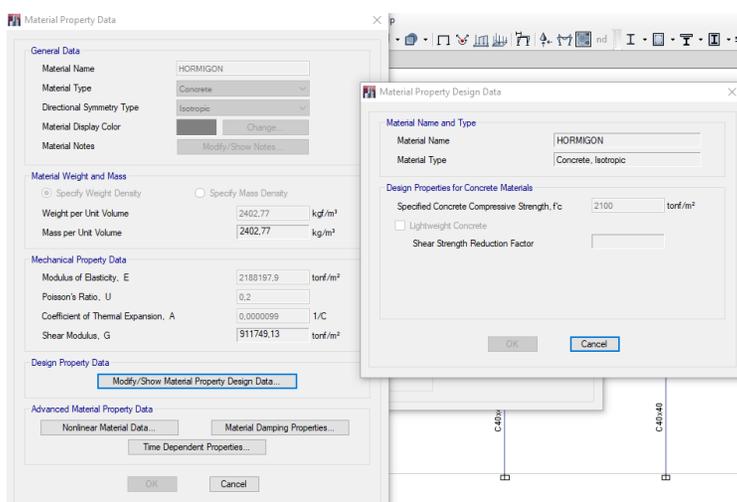
$E_c$     Módulo de elasticidad del hormigón ( $\text{kg/cm}^2$ )

$f'_c$     Resistencia a la compresión del hormigón ( $\text{kg/cm}^2$ )

$$E_c = 15100\sqrt{210}$$

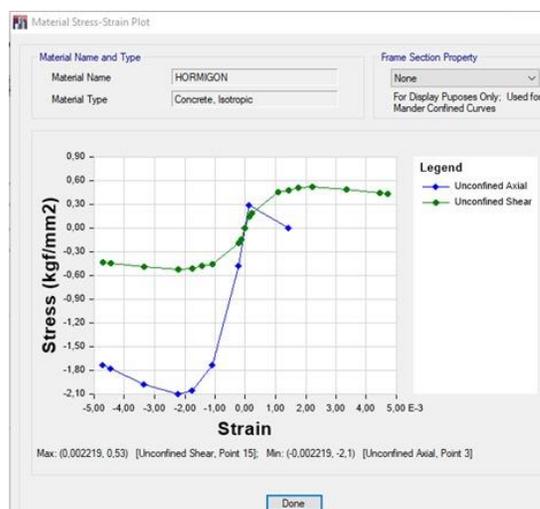
$$E_c = 218819.7889 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 2188197.9 \text{ Tonf/m}^2$$

**Figura 23***Propiedades del hormigón*

*Nota:* Recuperado del software ETABS.

Para la definición de la curva esfuerzo deformación se consideró el modelo de Mander, el mismo que fue utilizado por defecto en el software ETABS. La Figura 24 muestra dos curvas del hormigón confinado, una para axial y otra para cortante. Para la curva axial se toma la resistencia a tensión del hormigón.

**Figura 24***Modelo de Mander para curvas de esfuerzo deformación del hormigón.*

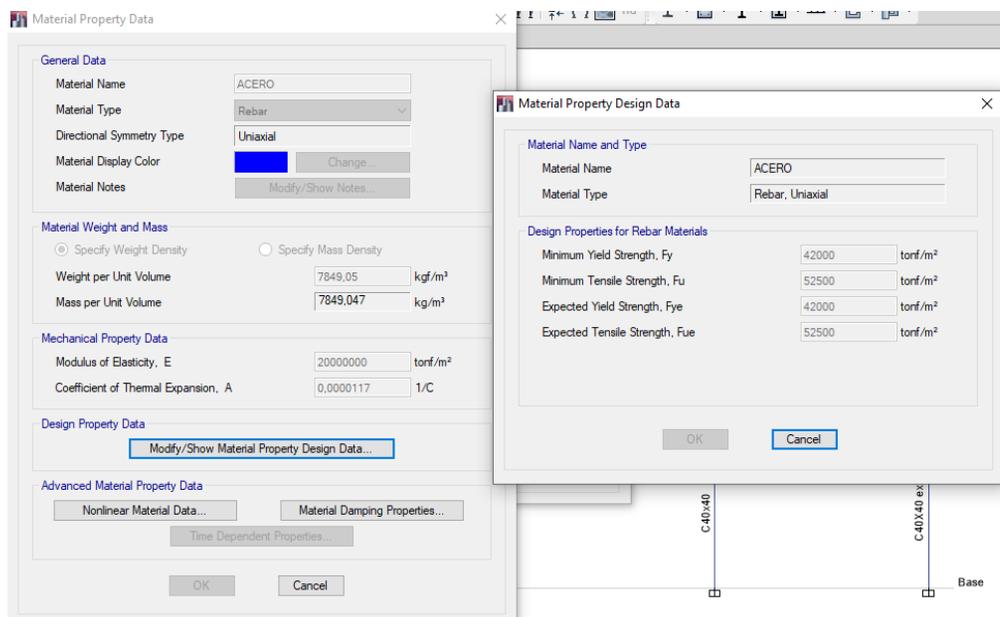
*Nota:* Recuperado de CSI ETABS, 2013.

## Acero de refuerzo

En todos los arquetipos se consideró un acero de refuerzo con esfuerzos de fluencia  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$  y una resistencia mínima a la tracción  $f_{u_e} = 5250 \text{ kg/cm}^2$ . Con el fin de obtener resultados más certeros se ha tomado en consideración que las resistencias esperadas son iguales a las resistencias reales.

### Figura 25

*Propiedades del acero.*

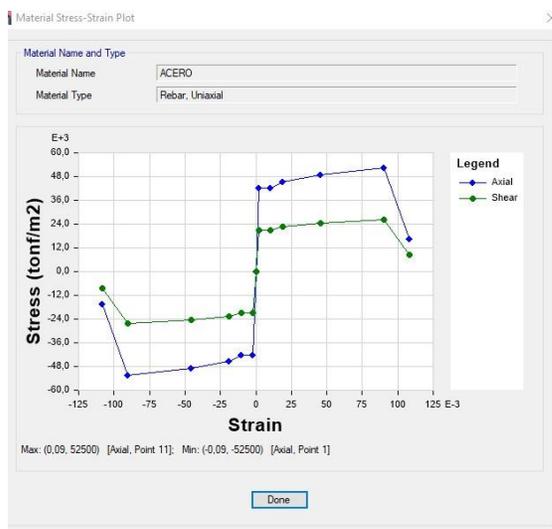


*Nota:* Recuperado de CSI ETABS, 2013.

Para la definición de la curva esfuerzo deformación del acero se consideró el modelo simple, el mismo que fue utilizado por defecto en el software ETABS. La Figura 26 muestra dos curvas del acero de refuerzo, una para axial y otra para cortante, las mismas que presentan un comportamiento similar para distintos valores de esfuerzo.

## Figura 26

Modelo simple para curvas de esfuerzo deformación del acero de refuerzo.



Nota: Recuperado de CSI ETABS, 2013.

## Geometría de los edificios de estudio

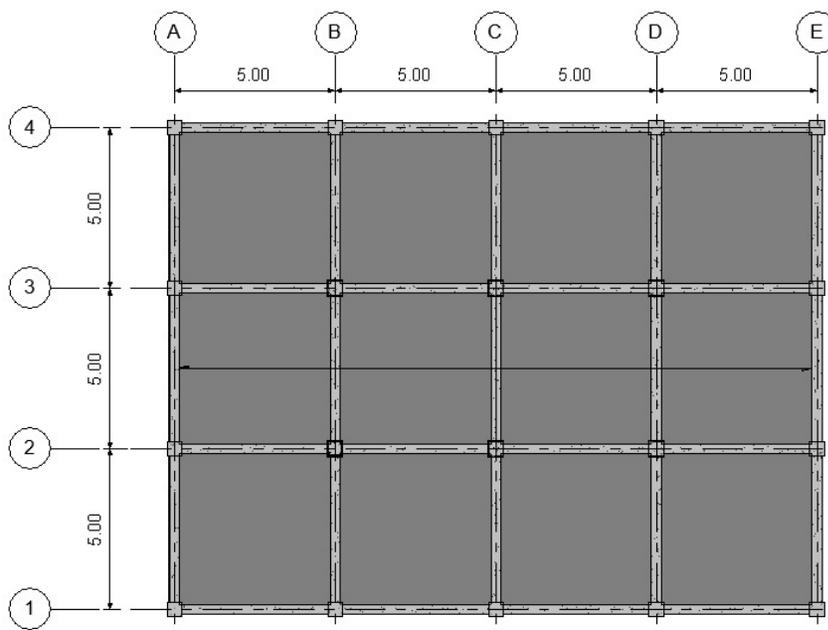
Los edificios residenciales utilizados para objeto de estudio son de 2, 4 y 8 pisos. Estos edificios son representativos de las edificaciones residenciales de pórticos de hormigón armado que se construyen en el Ecuador. Los edificios de 2 y 4 pisos representan los edificios residenciales de baja altura, mientras que el edificio de 8 pisos representa los edificios residenciales de mediana altura. Los edificios se consideraron que están ubicados en Quito, con un tipo de suelo C de acuerdo con el estudio de microzonificación sísmica de Quito (Aguilar, 2017).

Las tres estructuras de edificaciones cuentan con una misma geometría regular en planta con cuatro claros en dirección longitudinal y tres claros en dirección transversal, con luces constantes de 5 m y un área en planta de 300 m<sup>2</sup> (Figura 27). La altura de entre piso de las edificaciones es de 3.5 m para el primer piso y 3.1 m para los pisos restantes (Figura 28). El espesor de la losa está definido como 20 cm y permanece constante en elevación. Las dimensiones iniciales de las vigas y columnas de los tres edificios se muestran en la Tabla 3,

estas dimensiones se obtuvieron a partir de un prediseño de los elementos. La resistencia a compresión del hormigón fue de  $210 \text{ kg/cm}^2$  y la resistencia a la fluencia del acero fue de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ .

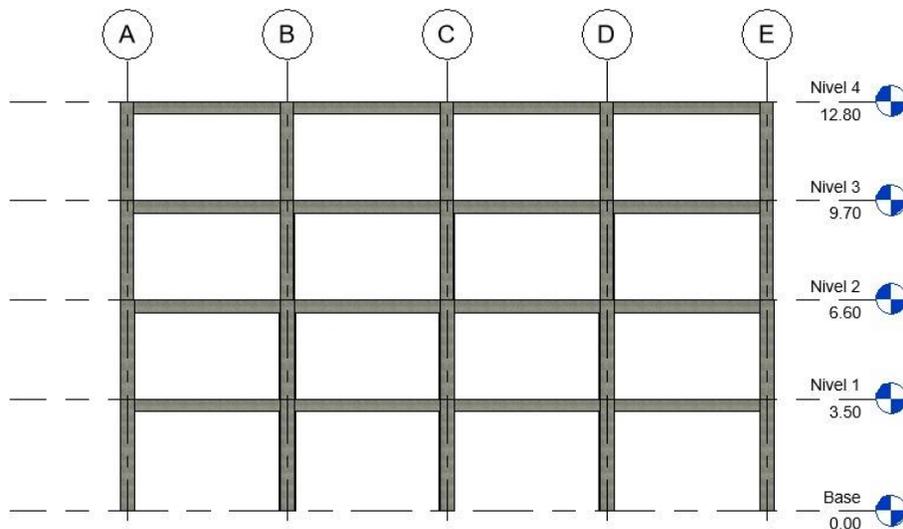
**Figura 27**

*Vista en planta de los edificios de estudio.*



**Figura 28**

*Vista en elevación del edificio de 4 pisos.*



**Tabla 3**

*Dimensiones iniciales establecidas de los elementos estructurales de los edificios de estudio.*

| <b>Edificio</b> | <b>Piso</b> | <b>Columnas Exteriores</b> | <b>Columnas Interiores</b> | <b>Vigas</b> |
|-----------------|-------------|----------------------------|----------------------------|--------------|
| <b>2 pisos</b>  | 1           | 30x30                      | 30x30                      | 30x40        |
|                 | 2           | 30x30                      | 30x30                      | 30x40        |
| <b>4 pisos</b>  | 1           | 40x40                      | 40x40                      | 30x40        |
|                 | 2           | 40x40                      | 40x40                      | 30x40        |
|                 | 3           | 40x40                      | 40x40                      | 30x40        |
|                 | 4           | 40x40                      | 40x40                      | 30x40        |
| <b>8 pisos</b>  | 1           | 60x60                      | 70x70                      | 40x65        |
|                 | 2           | 60x60                      | 70x70                      | 40x65        |
|                 | 3           | 50x50                      | 60x60                      | 40x65        |
|                 | 4           | 50x50                      | 60x60                      | 40x60        |
|                 | 5           | 45x45                      | 50x50                      | 40x60        |
|                 | 6           | 45x45                      | 50x50                      | 40x55        |
|                 | 7           | 40x40                      | 45x45                      | 40x55        |
|                 | 8           | 40x40                      | 45x45                      | 40x45        |

Para considerar el agrietamiento se usó una rigidez reducida de  $0.8 I_g$  para columnas y  $1I_g$  para vigas conforme a la recomendación de (Nilson, 2001), el cual considera la contribución de la losa como una viga descolgada tipo T, estimando que la inercia para una viga tipo T es dos veces el valor de  $I_g$  para el alma, siendo  $I_g$  el momento de inercia bruto de la sección. La justificación de esta suposición se encuentra detallada en la sección de Anexos.

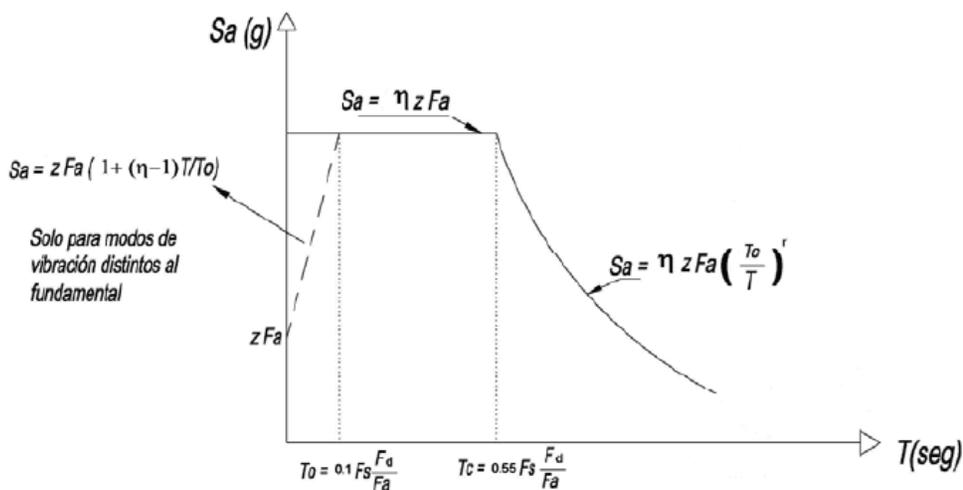
## Cargas aplicadas y análisis estructural

Para el análisis estructural se consideraron tres tipos de carga: muerta, viva y sísmica. La carga muerta incluye el peso propio de la estructura, el peso de los terminados de piso ( $70 \text{ kg/m}^2$ ) y el peso de la mampostería ( $150 \text{ kg/m}^2$ ). Para la carga viva se usó un valor de  $200 \text{ kg/m}^2$  según lo indicado en la Norma Ecuatoria de la Construcción, capítulo Cargas no sísmicas (NEC-15, 2015) para edificaciones de uso residencial. El valor de carga viva es igual para los entrepisos y el piso de cubierta, debido a que se consideró un piso accesible de cubierta. Para la carga sísmica se utilizó el espectro de diseño de la Norma Ecuatoria de la Construcción, capítulo Peligro sísmico (NEC-15, 2015).

La Figura 29 muestra el espectro de diseño utilizado junto con los parámetros que definen la pseudo aceleración espectral  $S_a$ . La Tabla 4 muestra los valores utilizados para estos parámetros.

### Figura 29

*Espectro de diseño en aceleraciones.*



*Nota:* Recuperado de NEC-SE-DS, (p.33), 2015.

**Tabla 4***Parámetros del espectro de diseño.*

| <b>Parámetro</b>                                 | <b>Variable</b> | <b>Valor</b> | <b>Unidad</b> | <b>NEC-SE-DS</b>  |
|--|-----------------|--------------|---------------|-------------------|
| <b>Factor de importancia</b>                     | I               | 1            | s.u           | Sección 4.1       |
| <b>Factor de reducción de respuesta</b>          | R               | 8            | s.u           | Sección 6.3.3 – d |
| <b>Zonificación Sísmica</b>                      | I-VI            | V            |               | Sección 3.1.1     |
| <b>Factor de aceleración de la zona sísmica</b>  | Z               | 0,400        | s.u           | Sección 3.1.1     |
| <b>Relación de amplificación espectral</b>       | n               | 2,480        | s.u           | Sección 3.3.1     |
| <b>Coeficiente Ct</b>                            | Ct              | 0,055        | s.u           | Sección 6.3.3 – a |
| <b>Coeficiente para cálculo del periodo</b>      | $\alpha$        | 0,900        | s.u           | Sección 6.3.3 – a |
| <b>Tipo de Suelo</b>                             |                 | C            |               | Sección 3.2.1     |
| <b>Factor de sitio Fa</b>                        | Fa              | 1,20         | s.u           | Sección 3.2.2 – a |
| <b>Factor de sitio Fd</b>                        | Fd              | 1,11         | s.u           | Sección 3.2.2 – b |
| <b>Factor de comportamiento inelástico suelo</b> | Fs              | 1,11         | s.u           | Sección 3.2.2 – c |
| <b>Factor asociado al periodo de retorno</b>     | r               | 1,00         | s.u           | Sección 3.3.1     |
| <b>Factor de irregularidad en planta</b>         | $\Phi_p$        | 1,00         | s.u           | Sección 5.2.3     |
| <b>Factor de irregularidad en elevación</b>      | $\Phi_e$        | 1,00         | s.u           | Sección 5.2.3     |

La Tabla 5 muestra las combinaciones de carga utilizadas para el diseño de los miembros estructurales de los edificios de estudio. Estas combinaciones son las requeridas por la norma NEC-15 (2015). Adicionalmente, la combinación de carga 3 incluye la reducción de la carga viva según lo recomendado por la norma NEC-15 (2015).

**Tabla 5**

*Combinaciones según NEC-15.*

| <b>Nombre</b>  | <b>Combinación</b>    |
|----------------|-----------------------|
| <b>Combo 1</b> | 1.4 D                 |
| <b>Combo 2</b> | 1.2 D + 1.6 L         |
| <b>Combo 3</b> | 1.2 D + 0.5 L + 1.0 E |
| <b>Combo 4</b> | 0.9 D + 1.0 E         |

*Nota:* Para las combinaciones 3 y 4 se obtuvieron 4 casos debido a que se realizó las combinaciones para el para el sismo en “x” y “y” tanto positivo como negativo.

Para el análisis estructural se utiliza el software ETABS, el cual es un programa informático creado por la compañía Computers and Structures, Inc. (CSI). Este programa es utilizado para el diseño y análisis de estructuras de edificaciones, su interfaz dinámico y sencillo de manejar permite modelar desde estructuras simples hasta edificaciones de gran complejidad, además de contar con comportamientos no lineales (Estrada & Verde, 2020).

El procedimiento de análisis estático lineal simplifica el comportamiento de la estructura siguiendo los parámetros determinados en la ley de Hooke, estableciendo la proporcionalidad esfuerzo-deformación y evaluando únicamente el rango elástico debido a que las estructuras analizadas en el presente proyecto poseen una regularidad en planta y en elevación. Por lo cual se utilizó el procedimiento especificado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15, 2015) para el cálculo de los desplazamientos, las tensiones, las deformaciones unitarias y las fuerzas de reacción bajo el efecto de cargas aplicadas (Calcina, 2017).

El modelo de las estructuras en el software ETABS comprenden losas tipo membrana con diafragma rígido que no presentan rigidez fuera de su plano ayudando a distribuir las cargas hacia las vigas para cada entrepiso. Para el cálculo de la masa sísmica se utilizó el 100% de la carga muerta de acuerdo a la indicado en la norma (NEC-15, 2015).

En la Tabla 6 se indican los valores del periodo fundamental (T), cortante basal (V), peso de la estructura (W) y derivas de piso ( $\Delta$ ) de los edificios de estudio. El periodo fundamental se obtuvo mediante el software ETABS, en donde se observa que conforme aumenta la altura de la edificación, el valor del periodo fundamental también aumenta, de esta manera el período fundamental del edificio de 8 pisos varia en un 38% con respecto al edificio de 4 pisos y un 157% con respecto al de 2 pisos. El cortante basal se calculó mediante la ecuación 5, utilizando los parámetros indicados en la Tabla 4, se puede observar que el cortante en la base del edificio de 8 pisos tiene una variación del 45% con respecto al edificio de 4 pisos y una variación del 113% con respecto al edificio de dos pisos. El peso de la estructura corresponde al total de la carga muerta de la edificación. Y las derivas de piso obtenidas del ETABS indican que los valores son menores al límite del 2% establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15, 2015), además se observa que el edificio de 8 pisos tiene menor deriva de piso debido a que su rigidez es mayor.

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_P * \phi_E} * W \quad (5)$$

**Tabla 6**

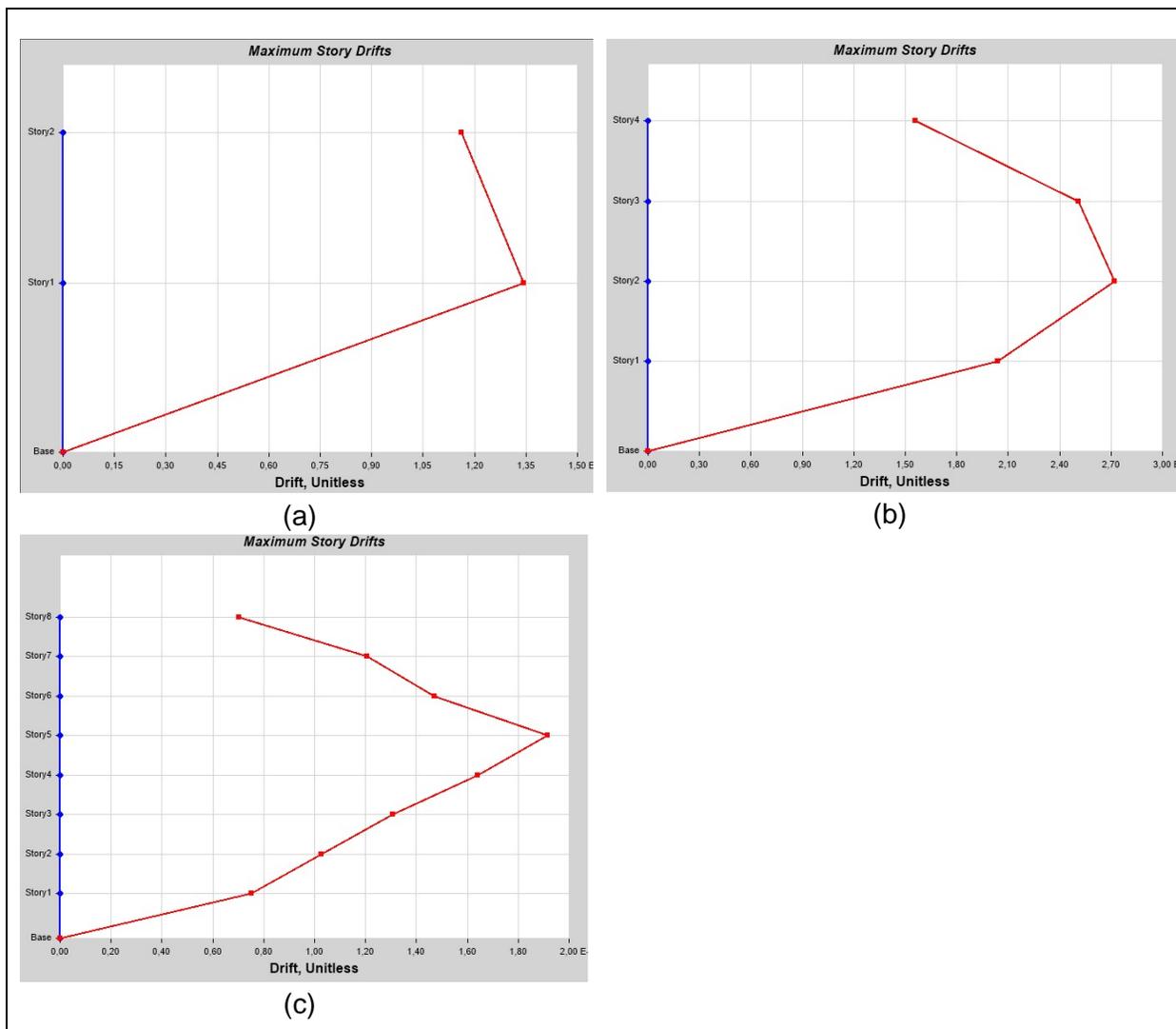
*Características dinámicas de los edificios de estudio.*

| <b>Edificio</b> | <b>H (m)</b> | <b>T (s)</b> | <b>W (Tn)</b> | <b>V (Tn)</b> | <b><math>\Delta</math> (%)</b> |
|-----------------|--------------|--------------|---------------|---------------|--------------------------------|
| <b>2 pisos</b>  | 6.60         | 0.469        | 438.09        | 65.19         | 0.81                           |
| <b>4 pisos</b>  | 12.80        | 0.875        | 928.36        | 138.14        | 1.63                           |
| <b>8 pisos</b>  | 25.20        | 1.205        | 2400.51       | 200.96        | 1.15                           |

En la Figura 30 se presenta las derivas de piso obtenidas del análisis modal espectral para cada edificio.

**Figura 30**

Derivas de piso de los edificios de estudio: a) 2 pisos, b) 4 pisos, c) 8 pisos.



Nota: Recuperado de CSI ETABS, 2013.

### Dimensionamiento de los miembros estructurales de los edificios de estudio

A partir del predimensionamiento de los elementos estructurales mostrados en la Tabla 3 se procedió a realizar el diseño a flexión y cortante para vigas y columnas de acuerdo a las recomendaciones de la norma (NEC-15, 2015) y el diseño de conexiones viga-columna del Código ACI-ASCE 352.

El diseño a flexión consiste en determinar la cantidad de acero de refuerzo requerido en los elementos estructurales, tomando en cuenta que para vigas el refuerzo longitudinal mínimo tiene que ser el máximo entre  $\frac{14}{f_y} b_w d$  y  $\frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b_w d$ , mientras que para las columnas la cuantía tiene que ser mayor o igual al 0.01 y menor o igual al 0.03. Para el diseño a cortante de las vigas y columnas se debe comprobar que los elementos estructurales resistan a corte al cumplir con la expresión  $V_u < \phi V_n$ , donde  $V_u$  es el esfuerzo de corte solicitante mayorado,  $V_n$  es la resistencia nominal a cortante de la viga y  $\phi$  es el factor de reducción de resistencia a cortante, el cual tiene un valor de 0.75. El acero de refuerzo y valores de cortante de los elementos estructurales se lo obtuvo del software ETABS.

En la Tabla 7 y Tabla 8 se indica el cumplimiento del diseño a flexión y diseño a cortante respectivamente, para lo cual se ha tomado de ejemplo la columna B2 y la viga 1-2 del eje B del primer piso de cada edificio de estudio. Se puede observar que para el diseño a flexión de la viga el refuerzo longitudinal mínimo que predomina es con la expresión  $\frac{14}{f_y} b_w d$ , la misma que se utilizó para controlar el refuerzo mínimo calculado para el acero de refuerzo superior y acero de refuerzo inferior, a partir del cual se realizó el armado correspondiente.

**Tabla 7**

*Diseño a flexión de los elementos estructurales de los edificios de estudio.*

| Edificio       | Columna (B2)             |                          |         | Viga (Vano 1-2) |  |   |  |  |    |
|----------------|--------------------------|--------------------------|---------|-----------------|--|---|--|--|----|
|                | Ac<br>(cm <sup>2</sup> ) | As<br>(cm <sup>2</sup> ) | Cuantía |                 | $\frac{14}{f_y} b_w d$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $\frac{f'_c}{4f_y} b_w d$<br>(cm <sup>2</sup> ) | As+<br>calculado<br>(cm <sup>2</sup> ) | As-<br>calculado<br>(cm <sup>2</sup> ) |    |
| <b>2 pisos</b> | 1600                     | 20.36                    | 0.0127  | Ok              | 3.40   | 0.88  | 3.86                                   | 9.17                                   | Ok |
| <b>4 pisos</b> | 2500                     | 25.13                    | 0.0101  | Ok              | 3.97   | 1.03  | 7.16                                   | 13.45                                  | Ok |
| <b>8 pisos</b> | 4900                     | 58.90                    | 0.0120  | Ok              | 7.87   | 2.04  | 7.90                                   | 10.71                                  | Ok |

**Tabla 8**

*Diseño a cortante de los elementos estructurales de los edificios de estudio.*

| Edificio       | Columna (B2) |            |                        |                    | Viga (Vano 1-2) |            |                        |                    |
|----------------|--------------|------------|------------------------|--------------------|-----------------|------------|------------------------|--------------------|
|                | Vu<br>(Tn)   | Vn<br>(Tn) | $\emptyset Vn$<br>(Tn) | Vu< $\emptyset Vn$ | Vu<br>(Tn)      | Vn<br>(Tn) | $\emptyset Vn$<br>(Tn) | Vu< $\emptyset Vn$ |
| <b>2 pisos</b> | 3.63         | 16.66      | 12.50                  | Ok                 | 5.92            | 13.57      | 10.17                  | Ok                 |
| <b>4 pisos</b> | 9.27         | 27.75      | 20.82                  | Ok                 | 10.78           | 17.62      | 13.22                  | Ok                 |
| <b>8 pisos</b> | 14.67        | 49.21      | 36.91                  | Ok                 | 14.20           | 24.69      | 18.52                  | Ok                 |

El diseño de las conexiones viga-columna se lo realiza de acuerdo a las recomendaciones del (ACI-ASCE 352, 2010), los chequeos realizados fueron de adherencia, anclaje, corte, confinamiento y ubicación de las rótulas plásticas. El diseño por adherencia consiste en controlar los esfuerzos de adherencia, reduciendo el desplazamiento de las barras en la formación de rótulas plásticas, para lo cual, se debe cumplir con las siguientes expresiones  $h_c \geq 20 \emptyset_{viga}$  y  $h_v \geq 20 \emptyset_{columna}$ . El diseño por anclaje consiste en controlar la longitud de anclaje de los nudos exteriores y esquineros, de tal manera que, la longitud de anclaje requerida debe ser menor a la longitud de anclaje proporcionada, el cálculo se lo realiza mediante la ecuación 6, en donde  $f_y$  y  $f'_c$  expresado en MPa y  $\emptyset_{viga}$  en mm.

$$l_{ah} = \frac{f_y \emptyset_{viga}}{4.2 \sqrt{f'_c}} \quad (6)$$

El diseño a corte debe cumplir con la expresión  $\emptyset Vn \geq Vj$ , donde  $\emptyset$  es el factor de reducción de capacidad,  $Vn$  es el cortante resistido por el nudo y  $Vj$  es el cortante aplicado al nudo. El confinamiento se produce cuando los elementos de confinamiento llegan a todas las caras del nudo, para asegurar el confinamiento se procede a calcular el espaciamiento de centro a centro entre estribos de confinamiento denominado  $sh$ , en el cual, se debe tomar el

menor valor entre  $\frac{b_c}{4}$ ,  $6d_b$ ,  $150mm$ , posteriormente se realiza el cálculo de área total de reforzamiento transversal de los estribos de confinamiento ( $A_{sh}$ ) con la ecuación 7, donde  $f_y$  y  $f'_c$  expresado en MPa.

$$A_{sh} = 0.3 \frac{shb'_c f'_c}{f_{yh}} \left( \frac{Ag}{Ac} - 1 \right) \quad (7)$$

Para la ubicación de las rótulas plásticas debe cumplir con la expresión  $\frac{\Sigma M_{nc}}{\Sigma M_{nv}} \geq 1.2$ , donde  $M_{nc}$  y  $M_{nv}$  se calcularon con la ecuación 8, siendo  $A_s$  el área del acero de refuerzo,  $\alpha$  el factor amplificador de esfuerzos,  $f_y$  el esfuerzo de fluencia,  $d$  la distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal a tracción y  $a = \frac{A_s \alpha f_y}{0.85 f'_c b}$ .

$$M_n = A_s \alpha f_y \left( d - \frac{a}{2} \right). \quad (8)$$

En la Tabla 9 se puede observar las dimensiones y armados finales de las columnas exteriores y columnas interiores luego de la verificación de las conexiones vigas-columnas.

**Tabla 9**

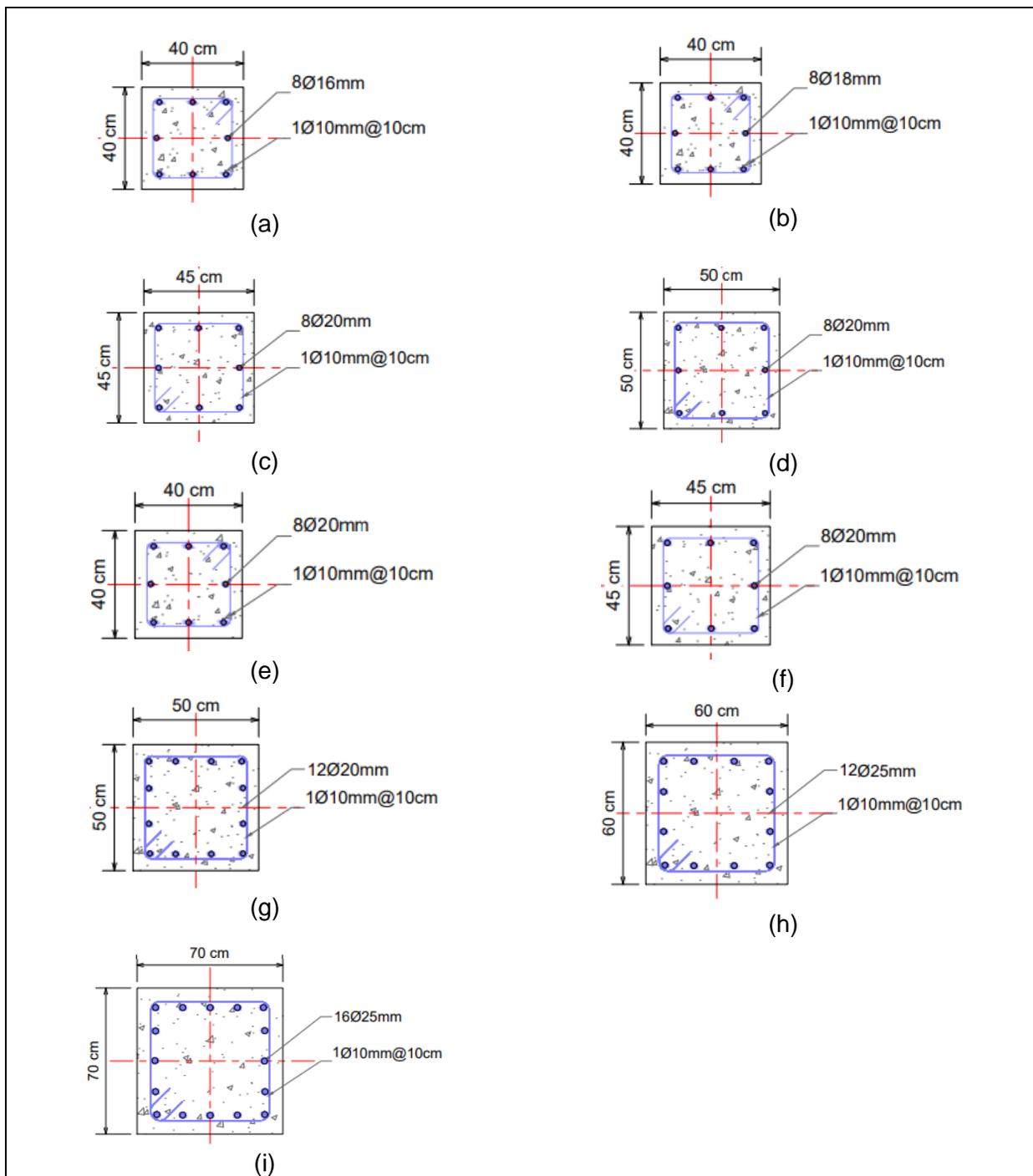
*Dimensiones y armados finales de las columnas de los edificios de estudio.*

| <b>Edificio</b> | <b>Piso</b> | <b>Columnas Exteriores</b> |         | <b>Columnas Interiores</b> |         |
|-----------------|-------------|----------------------------|---------|----------------------------|---------|
| <b>2 pisos</b>  | 1           | 40x40                      | 8Φ16mm  | 40x40                      | 8Φ18mm  |
|                 | 2           | 40x40                      | 8Φ16mm  | 40x40                      | 8Φ18mm  |
| <b>4 pisos</b>  | 1           | 45x45                      | 8Φ20mm  | 50x50                      | 8Φ20mm  |
|                 | 2           | 45x45                      | 8Φ20mm  | 50x50                      | 8Φ20mm  |
|                 | 3           | 40x40                      | 8Φ18mm  | 45x45                      | 8Φ20mm  |
|                 | 4           | 40x40                      | 8Φ18mm  | 40x40                      | 8Φ18mm  |
| <b>8 pisos</b>  | 1           | 60x60                      | 12Φ25mm | 70x70                      | 16Φ25mm |
|                 | 2           | 60x60                      | 12Φ25mm | 70x70                      | 16Φ25mm |
|                 | 3           | 50x50                      | 12Φ20mm | 60x60                      | 12Φ25mm |
|                 | 4           | 50x50                      | 12Φ20mm | 60x60                      | 12Φ25mm |
|                 | 5           | 50x50                      | 12Φ20mm | 50x50                      | 12Φ20mm |
|                 | 6           | 50x50                      | 12Φ20mm | 50x50                      | 12Φ20mm |
|                 | 7           | 40x40                      | 8Φ20mm  | 45x45                      | 8Φ20mm  |
|                 | 8           | 40x40                      | 8Φ20mm  | 45x45                      | 8Φ20mm  |

La Figura 31 muestra el detalle del armado de las columnas para cada uno de los edificios. El edificio de dos pisos tiene dos tipos de columnas para los dos pisos, las columnas exteriores de 40x40 con armado de 8Φ16mm (Figura 31a) y columnas interiores de 40x40 con armado de 8Φ18mm (Figura 31b). Para el edificio de cuatro pisos se tiene tres tipos de columnas que corresponden a la Figura 31 (b), (c) y (d). En el edificio de ocho pisos se tiene cinco tipos de columnas como se muestra en la Figura 31 (e), (f), (g), (h), (i). El recubrimiento colocado al centro de las varillas es de 6cm.

Figura 31

Detalle de armado de columnas de los edificios de estudio.



En la Tabla 10 se puede observar las dimensiones y armados finales de las vigas interiores en la dirección del análisis pushover, eje B. Las secciones de las vigas son iguales para todos los ejes en sentido X y sentido Y en cada piso.

**Tabla 10**

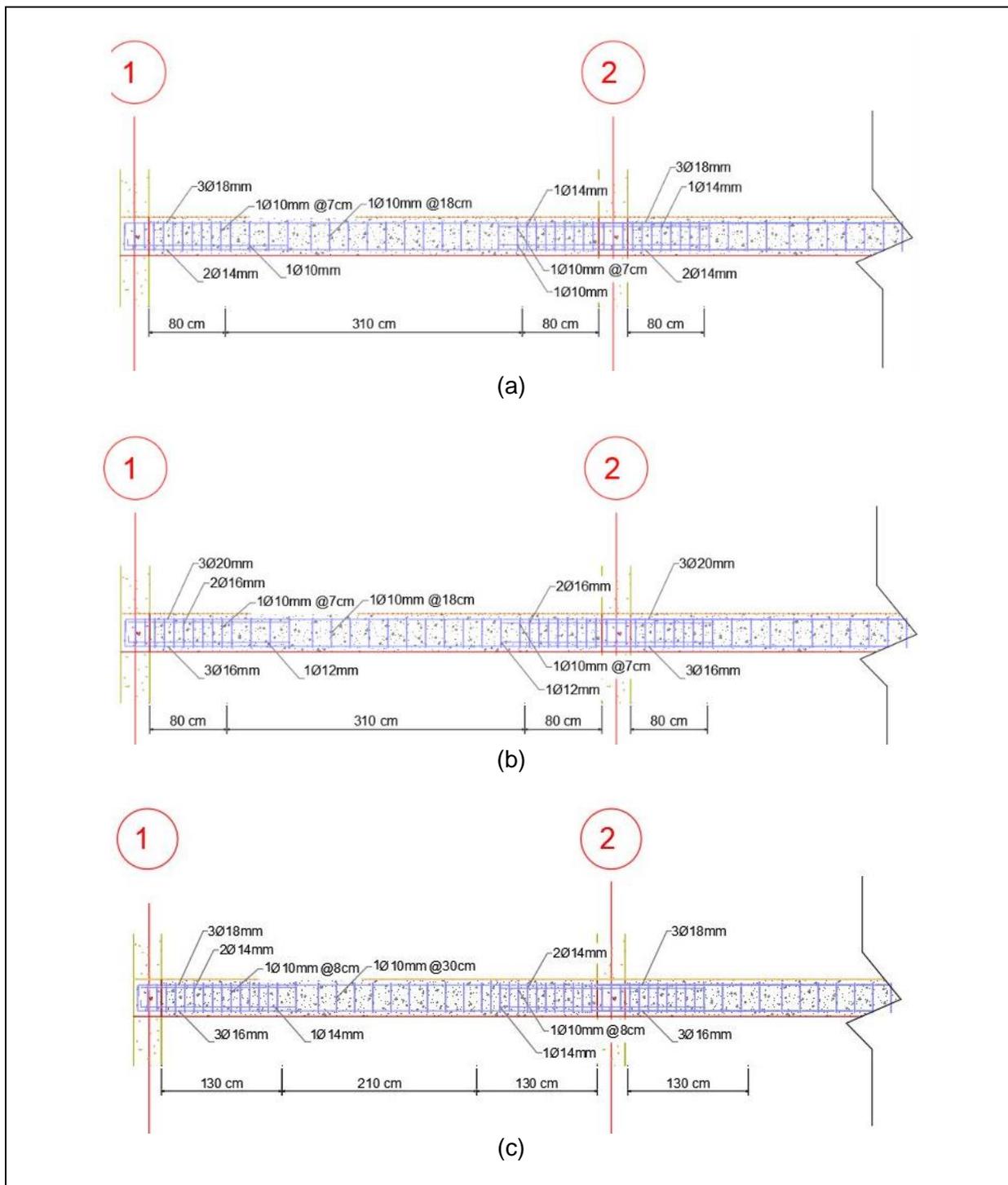
*Dimensiones y armados finales de las vigas interiores de los edificios de estudio.*

| <b>Edificio</b> | <b>Piso</b> | <b>Sección</b> | <b>Armado Superior</b> | <b>Armado Inferior</b> |
|-----------------|-------------|----------------|------------------------|------------------------|
| <b>2 pisos</b>  | 1           | 30x40          | 3Φ18mm+1Φ14mm          | 2Φ14mm+1Φ10mm          |
|                 | 2           | 30x40          | 3Φ14mm+1Φ10mm          | 3Φ12mm                 |
| <b>4 pisos</b>  | 1           | 35x40          | 3Φ20mm+2Φ16mm          | 3Φ16mm+1Φ12mm          |
|                 | 2           | 35x40          | 3Φ20mm+2Φ16mm          | 3Φ16mm                 |
|                 | 3           | 30x40          | 3Φ18mm+1Φ16mm          | 3Φ14mm                 |
|                 | 4           | 30x40          | 3Φ14mm+1Φ10mm          | 3Φ12mm                 |
| <b>8 pisos</b>  | 1           | 40x65          | 3Φ18mm+2Φ14mm          | 3Φ16mm+1Φ14mm          |
|                 | 2           | 40x65          | 3Φ18mm+2Φ14mm          | 3Φ16mm+1Φ14mm          |
|                 | 3           | 40x65          | 3Φ20mm+1Φ18mm          | 3Φ16mm+2Φ12mm          |
|                 | 4           | 40x60          | 3Φ18mm+1Φ16mm          | 3Φ14mm+2Φ12mm          |
|                 | 5           | 40x60          | 3Φ18mm+1Φ14mm          | 3Φ14mm+1Φ12mm          |
|                 | 6           | 40x55          | 3Φ18mm+1Φ14mm          | 3Φ14mm+1Φ12mm          |
|                 | 7           | 40x55          | 3Φ16mm+1Φ12mm          | 3Φ12mm+1Φ10mm          |
|                 | 8           | 40x45          | 3Φ14mm+1Φ10mm          | 2Φ12mm+1Φ10mm          |

La Figura 32 muestra el detalle del armado de las vigas del eje B del primer piso para cada uno de los edificios. Las vigas tienen un recubrimiento de 6 cm colocado al centro de las varillas.

**Figura 32**

Detalle del armado de las vigas interiores de los edificios de estudio. a) 2 pisos, b) 4 pisos y c) 8 pisos.



En la Tabla 11 se puede observar las dimensiones y armados finales de las vigas exteriores en la dirección del análisis pushover, eje A.

**Tabla 11**

*Dimensiones y armados finales de las vigas exteriores de los edificios de estudio.*

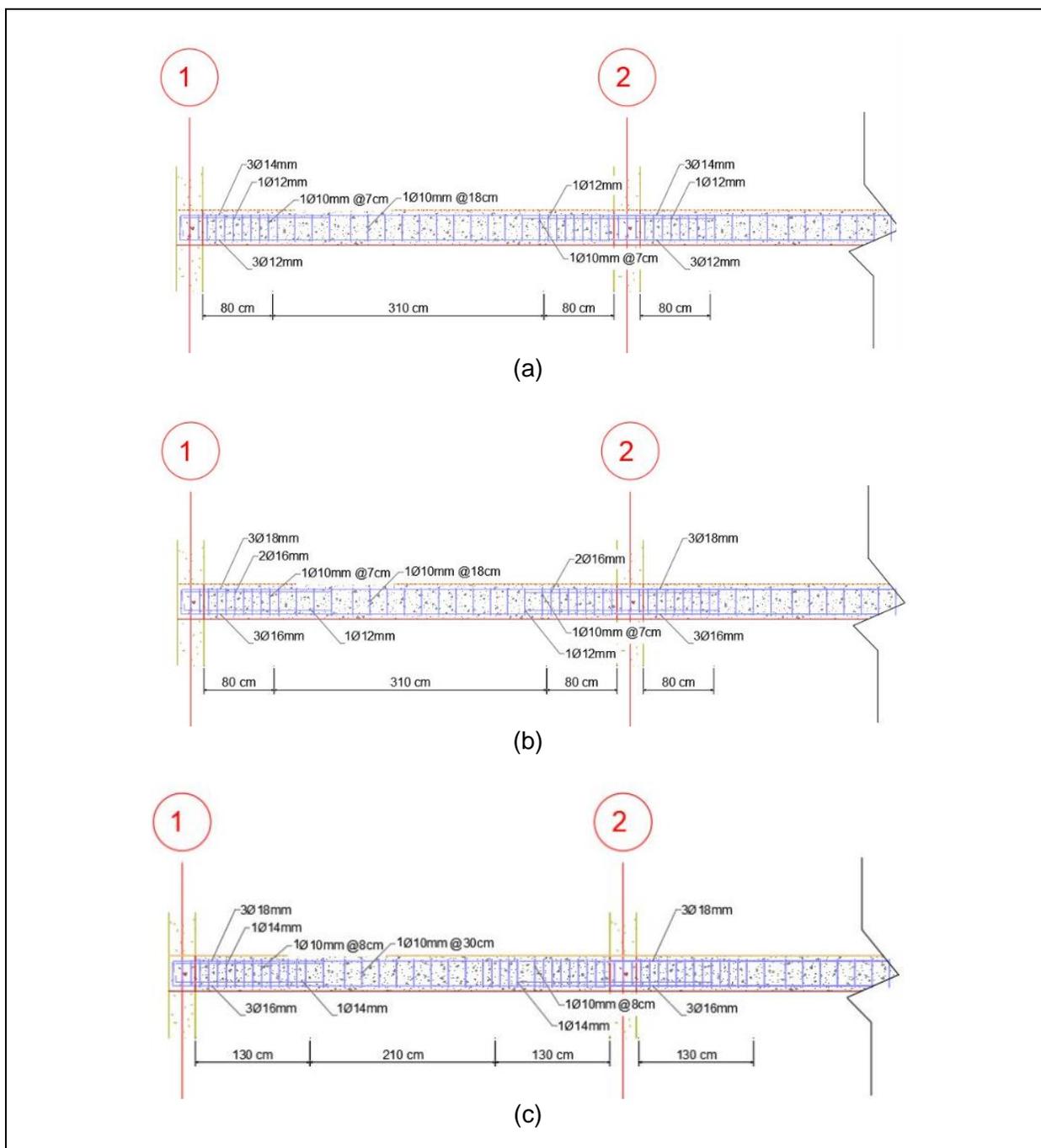
| <b>Edificio</b> | <b>Piso</b> | <b>Sección</b> | <b>Armado Superior</b> | <b>Armado Inferior</b> |
|-----------------|-------------|----------------|------------------------|------------------------|
| <b>2 pisos</b>  | 1           | 30x40          | 3Φ14mm+1Φ12mm          | 3Φ12mm                 |
|                 | 2           | 30x40          | 3Φ12mm+1Φ10mm          | 2Φ12mm+1Φ10mm          |
| <b>4 pisos</b>  | 1           | 35x40          | 3Φ18mm+2Φ16mm          | 3Φ16mm+1Φ12mm          |
|                 | 2           | 35x40          | 3Φ18mm+2Φ14mm          | 3Φ14mm+2Φ12mm          |
|                 | 3           | 30x40          | 3Φ16mm+1Φ14mm          | 3Φ12mm+1Φ10mm          |
|                 | 4           | 30x40          | 2Φ14mm+1Φ12mm          | 2Φ12mm+1Φ10mm          |
| <b>8 pisos</b>  | 1           | 40x65          | 3Φ18mm+1Φ14mm          | 3Φ16mm+1Φ14mm          |
|                 | 2           | 40x65          | 3Φ18mm+1Φ14mm          | 3Φ16mm+1Φ14mm          |
|                 | 3           | 40x65          | 3Φ18mm+2Φ14mm          | 3Φ16mm+1Φ14mm          |
|                 | 4           | 40x60          | 3Φ16mm+2Φ12mm          | 3Φ14mm+2Φ12mm          |
|                 | 5           | 40x60          | 3Φ16mm+2Φ12mm          | 3Φ14mm+2Φ12mm          |
|                 | 6           | 40x55          | 3Φ16mm+2Φ12mm          | 3Φ14mm+1Φ12mm          |
|                 | 7           | 40x55          | 3Φ14mm+2Φ10mm          | 3Φ12mm                 |
|                 | 8           | 40x45          | 3Φ12mm+1Φ10mm          | 2Φ12mm                 |

La Figura 33 muestra el detalle del armado de las vigas del eje A del primer piso para cada uno de los edificios. El armado de la viga del edificio de 2 pisos se lo observa en la Figura 33a, en la Figura 33b se tiene el armado de la viga del edificio de 4 pisos y en la Figura 33c se muestra el armado de la viga para el edificio de 8 pisos.

Para los diagramas de interacción se ha tomado como columna de ejemplo la columna B2 del primer piso de cada edificio de estudio, los cuales se muestran en la Figura 34.

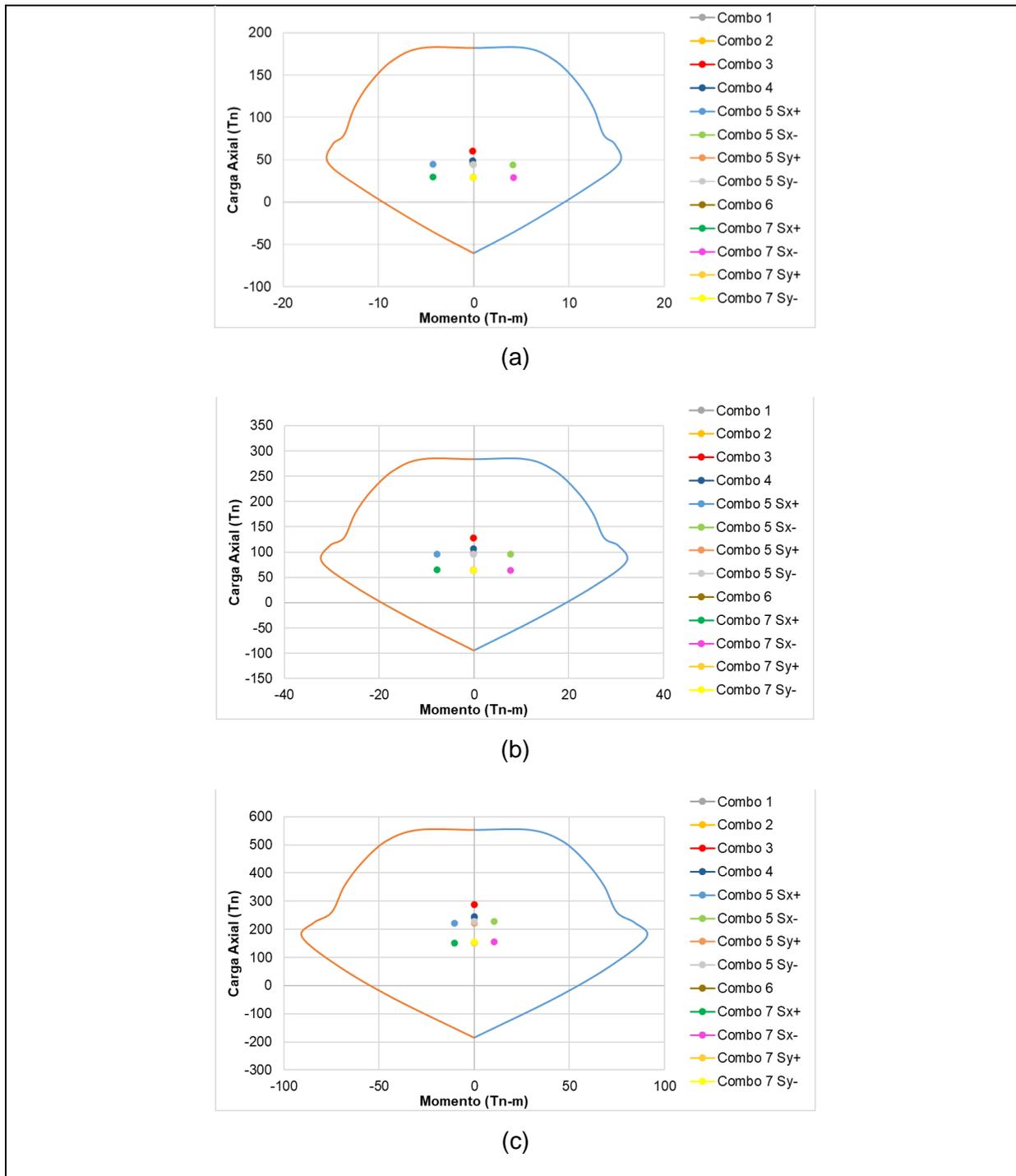
### Figura 33

Detalle del armado de las vigas exteriores de los edificios de estudio. a) 2 pisos, b) 4 pisos y c) 8 pisos.



**Figura 34**

Diagramas de Interacción de las columnas B2 de los edificios de estudio. (a) 2 pisos, (b) 4 pisos y (c) 8 pisos.



## Capítulo IV

### Modelación no Lineal de los Edificios en Etabs

#### Introducción

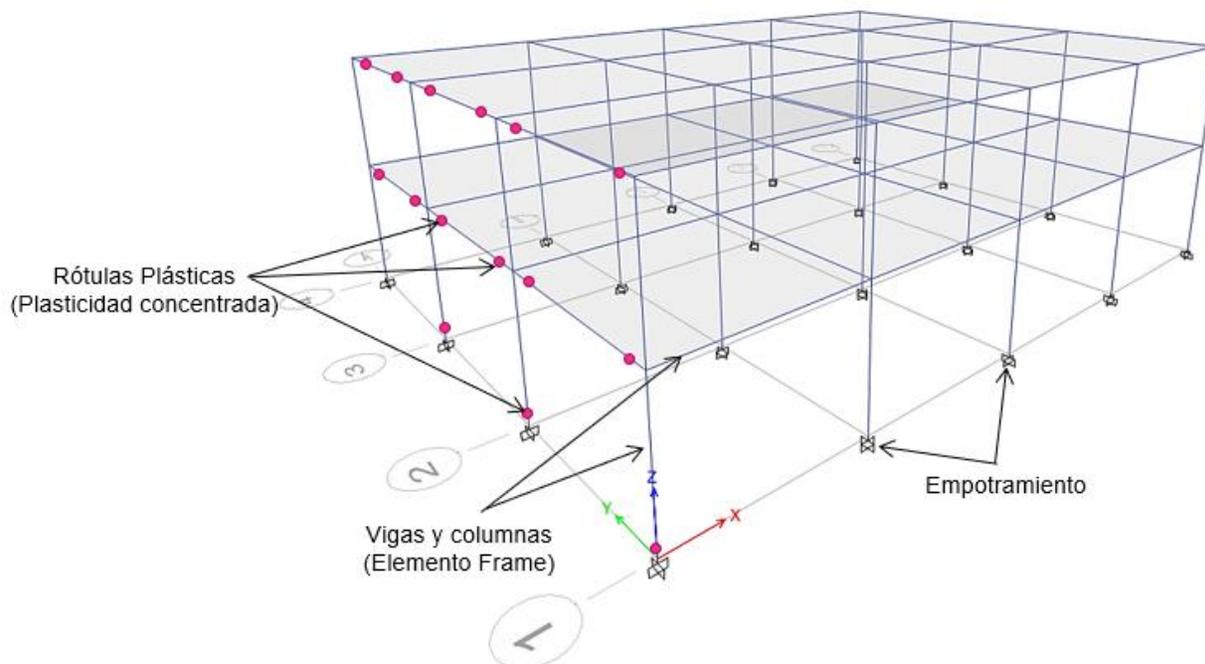
En este capítulo se describe la modelación no lineal de los tres edificios de estudio. Para el análisis estático no lineal se seleccionó el programa ETABS debido a que es un software fácil de manejar y cuenta con comportamientos no lineales que permiten realizar el análisis estático no lineal de los edificios.

#### Descripción del modelo no lineal en ETABS

En la presente investigación se ha empleado el software ETABS para el análisis no lineal de los edificios de estudio. La Figura 35 muestra el modelo no lineal en 3D del edificio de 2 pisos en ETABS.

#### Figura 35

*Modelo no lineal en 3D del edificio de 2 pisos.*



Las vigas y columnas se modelaron usando el elemento Frame con rótulas en los extremos (plasticidad concentrada) disponible en ETABS. Las losas se modelaron con un comportamiento tipo membrana que solo proporciona la rigidez de la membrana en el plano de la sección ETABS.

La masa sísmica para las estructuras de las edificaciones considera el 100% de la carga muerta (peso propio, terminados y paredes) más el 25% de la carga viva como emplea la norma (FEMA 356, 2000).

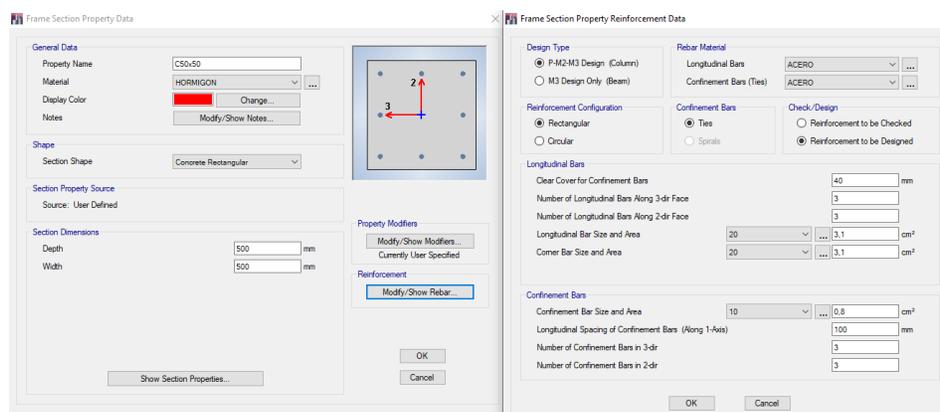
## Modelación de los elementos estructurales

### Columnas

Para definir el elemento estructural como una columna se debe indicar mediante la selección de tipo de diseño la opción P-M2-M3, la cual representa que la columna utiliza una rótula tipo momento y una carga axial, como se muestra en la Figura 31. Además, se observa la selección de la opción “reinforcement to be designed” debido a que esta opción sirve para obtener un armado referencial el cual cumpla con la normativa de diseño mientras que la opción de “reinforcement to be check” permite comprobar el armado, por lo que para el diseño se optó por utilizar la misma área referencial del programa ETABS.

**Figura 36**

*Modelación de columnas en el software ETABS.*



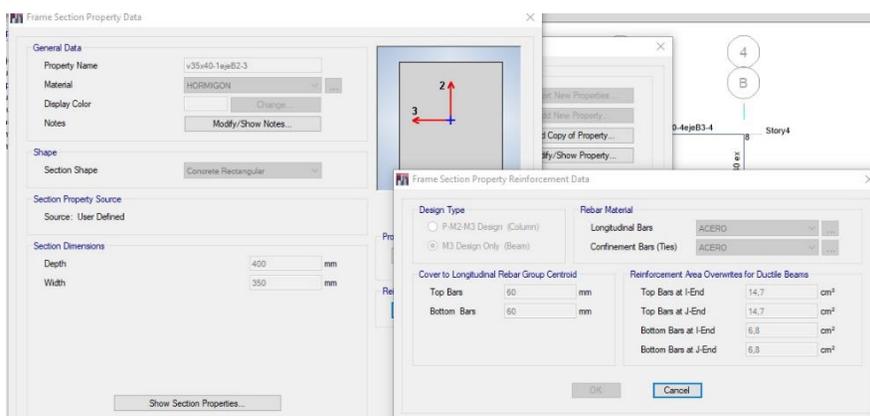
Nota: Recuperado de CSI ETABS, 2013.

## Vigas

Para las vigas se usó una rótula de momento. En la Figura 37 se observa las dimensiones de una de las vigas del edificio de 4 pisos. El área de acero de refuerzo calculado en las vigas de los edificios de estudio se usó para el análisis no lineal.

### Figura 37

Modelación de vigas en el software ETABS.



Nota: Recuperado de CSI ETABS, 2013.

## Propiedades de la curva carga-deformación

Las propiedades de las curvas carga-deformación de las rótulas plásticas se definieron de acuerdo con el (FEMA 356, 2000), ya que se usa un modelo de plasticidad concentrada. Las rótulas se ubican en los extremos de los miembros. En este estudio, las rótulas se ubicaron al 5% y 95% de acuerdo con (Pierral, 2016).

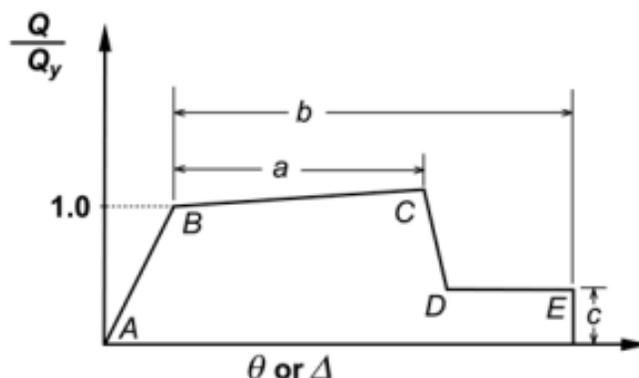
En la Figura 38 se muestran los parámetros de modelación a, b y c de la rótula plástica. Los valores de los parámetros de modelación y los criterios de aceptación para la evaluación del desempeño de columnas se presentan en la Figura 39, en donde se puede observar que ambos parámetros dependen de la carga axial aplicada (P) y el cortante (V). Los edificios de estudio presentan valores de 0.40 para el criterio de  $\frac{P}{A_g * f'_c}$  y valores menores a 3 para el criterio

de  $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ , por lo cual, los edificios de estudio tienen un valor de 0.012 para el nivel de

desempeño de seguridad de vida y 0.015 para el nivel de desempeño de prevención del colapso. Los valores de P y V usados para los tres edificios se muestran en la Tabla 12.

**Figura 38**

Diagrama de carga-deformación para rótulas plásticas.



Nota: Recuperado del FEMA 356, (p.220), 2000.

**Figura 39**

Parámetros y criterios de aceptación de columnas según FEMA 356.

**Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns**

| Conditions  | Modeling Parameters <sup>4</sup> |                               |                         | Acceptance Criteria <sup>4</sup> |                |       |           |       |       |       |
|---|----------------------------------|-------------------------------|-------------------------|----------------------------------|----------------|-------|-----------|-------|-------|-------|
|   | Plastic Rotation Angle, radians  |                               | Residual Strength Ratio | Plastic Rotation Angle, radians  |                |       |           |       |       |       |
|   |                                  |                               |                         | Performance Level                |                |       |           |       |       |       |
|   | a                                | b                             | c                       | IO                               | Component Type |       |           |       |       |       |
|   |                                  |                               |                         |                                  | Primary        |       | Secondary |       |       |       |
|   |                                  |                               |                         | LS                               | CP             | LS    | CP        |       |       |       |
| <b>i. Columns controlled by flexure<sup>1</sup></b> |                                  |                               |                         |                                  |                |       |           |       |       |       |
| $\frac{P}{A_g f'_c}$                                | Trans. Reinf. <sup>2</sup>       | $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ |                         |                                  |                |       |           |       |       |       |
| ≤ 0.1   | C                                | ≤ 3                           | 0.02                    | 0.03                             | 0.2            | 0.005 | 0.015     | 0.02  | 0.02  | 0.03  |
| ≤ 0.1   | C                                | ≥ 6                           | 0.016                   | 0.024                            | 0.2            | 0.005 | 0.012     | 0.016 | 0.016 | 0.024 |
| ≥ 0.4   | C                                | ≤ 3                           | 0.015                   | 0.025                            | 0.2            | 0.003 | 0.012     | 0.015 | 0.018 | 0.025 |
| ≥ 0.4   | C                                | ≥ 6                           | 0.012                   | 0.02                             | 0.2            | 0.003 | 0.01      | 0.012 | 0.013 | 0.02  |
| ≤ 0.1   | NC                               | ≤ 3                           | 0.006                   | 0.015                            | 0.2            | 0.005 | 0.005     | 0.006 | 0.01  | 0.015 |
| ≤ 0.1   | NC                               | ≥ 6                           | 0.005                   | 0.012                            | 0.2            | 0.005 | 0.004     | 0.005 | 0.008 | 0.012 |
| ≥ 0.4   | NC                               | ≤ 3                           | 0.003                   | 0.01                             | 0.2            | 0.002 | 0.002     | 0.003 | 0.006 | 0.01  |
| ≥ 0.4   | NC                               | ≥ 6                           | 0.002                   | 0.008                            | 0.2            | 0.002 | 0.002     | 0.002 | 0.005 | 0.008 |

Nota: Recuperado del FEMA 356, (p.229), 2000.

**Tabla 12**

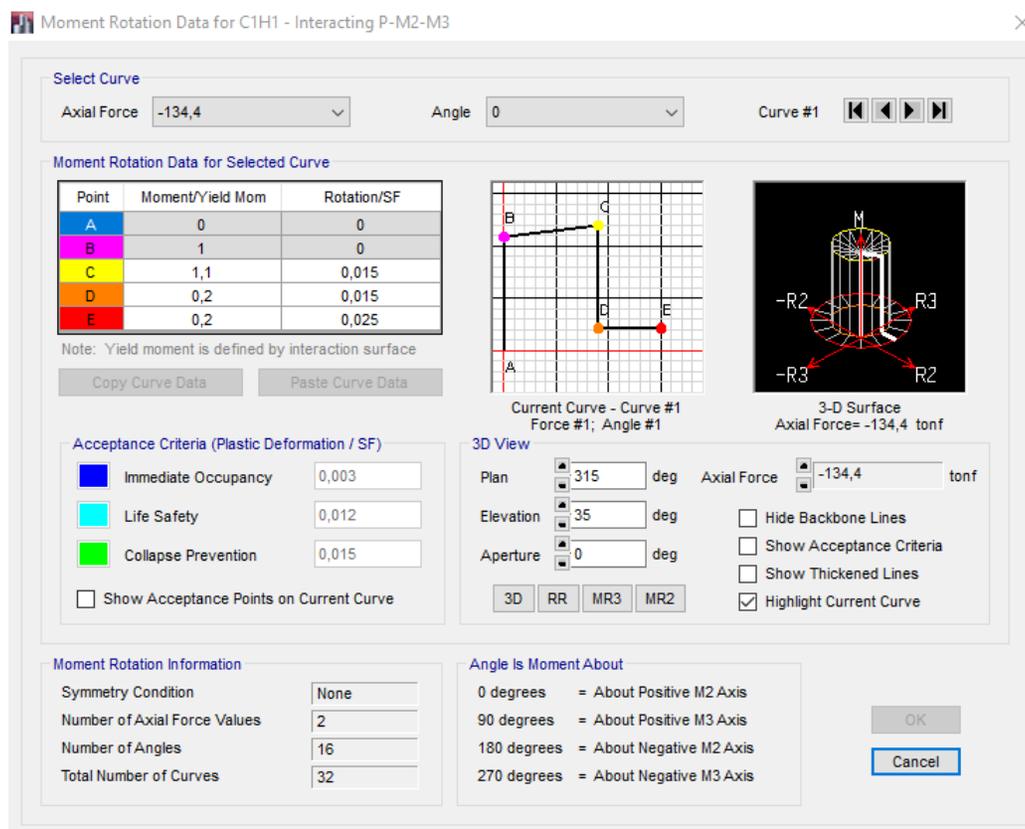
*Parámetros para columnas controladas por flexión.*

| <b>Edificio</b> | <b>Columna</b> | <b>P (kg)</b> | <b>Ag</b> | $\frac{P}{Ag * f'c}$ | <b>V (Kg)</b> | $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}}$ |
|-----------------|----------------|---------------|-----------|----------------------|---------------|------------------------------|
| <b>2 pisos</b>  | 40x40          | 134400        | 1600      | 0.400                | 5960          | 0.302                        |
|                 | 40x40          | 134400        | 1600      | 0.400                | 2890          | 0.147                        |
| <b>4 pisos</b>  | 45x45          | 170100        | 2025      | 0.400                | 6100          | 0.240                        |
|                 | 50x50          | 210000        | 2500      | 0.400                | 9200          | 0.289                        |
| <b>8 pisos</b>  | 40x40          | 134400        | 1600      | 0.400                | 4000          | 0.203                        |
|                 | 45x45          | 170100        | 2025      | 0.400                | 7260          | 0.285                        |
|                 | 50x50          | 210000        | 2500      | 0.400                | 8780          | 0.275                        |
|                 | 60x60          | 302400        | 3600      | 0.400                | 13460         | 0.287                        |
|                 | 70x70          | 411600        | 4900      | 0.400                | 14690         | 0.226                        |

La Figura 40 muestra los parámetros de criterios de aceptación calculados por el software ETABS, los cuales corresponden a los definidos en la Figura 39.

Figura 40

Rótulas plásticas de columnas.



Nota: Recuperado de CSI ETABS, 2013.

En la Figura 41 se muestra los valores de los parámetros de modelación a, b, c y los criterios de aceptación para la evaluación del desempeño de las vigas. Los edificios de estudio presentan valores menores a de 0.0 para el criterio de  $\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$  y valores menores a 3 para el criterio de  $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ , por lo cual, los edificios de estudio tienen un valor de 0.02 para el nivel de desempeño de seguridad de vida y 0.025 para el nivel de desempeño de prevención del colapso. El cálculo de los parámetros de modelación para determinar los criterios de aceptación se muestra en la Tabla 13.

Figura 41

Parámetros y criterios de aceptación de vigas según FEMA 356.

**Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams**

| Conditions  | Modeling Parameters <sup>3</sup> |                               |                         | Acceptance Criteria <sup>3</sup> |                |           |       |       |       |       |
|---|----------------------------------|-------------------------------|-------------------------|----------------------------------|----------------|-----------|-------|-------|-------|-------|
|   | Plastic Rotation Angle, radians  |                               | Residual Strength Ratio | Plastic Rotation Angle, radians  |                |           |       |       |       |       |
|   |                                  |                               |                         | Performance Level                |                |           |       |       |       |       |
|   | a                                | b                             | c                       | IO                               | Component Type |           | LS    | CP    |       |       |
|   |                                  |                               |                         |                                  | Primary        | Secondary |       |       |       |       |
| LS  | CP                               | LS                            | CP                      |                                  |                |           |       |       |       |       |
| <b>i. Beams controlled by flexure<sup>1</sup></b> |                                  |                               |                         |                                  |                |           |       |       |       |       |
| $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$                 | Trans. Reinf. <sup>2</sup>       | $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ |                         |                                  |                |           |       |       |       |       |
| ≤ 0.0   | C                                | ≤ 3                           | 0.025                   | 0.05                             | 0.2            | 0.010     | 0.02  | 0.025 | 0.02  | 0.05  |
| ≤ 0.0   | C                                | ≥ 6                           | 0.02                    | 0.04                             | 0.2            | 0.005     | 0.01  | 0.02  | 0.02  | 0.04  |
| ≥ 0.5   | C                                | ≤ 3                           | 0.02                    | 0.03                             | 0.2            | 0.005     | 0.01  | 0.02  | 0.02  | 0.03  |
| ≥ 0.5   | C                                | ≥ 6                           | 0.015                   | 0.02                             | 0.2            | 0.005     | 0.005 | 0.015 | 0.015 | 0.02  |
| ≤ 0.0   | NC                               | ≤ 3                           | 0.02                    | 0.03                             | 0.2            | 0.005     | 0.01  | 0.02  | 0.02  | 0.03  |
| ≤ 0.0   | NC                               | ≥ 6                           | 0.01                    | 0.015                            | 0.2            | 0.0015    | 0.005 | 0.01  | 0.01  | 0.015 |
| ≥ 0.5   | NC                               | ≤ 3                           | 0.01                    | 0.015                            | 0.2            | 0.005     | 0.01  | 0.01  | 0.01  | 0.015 |
| ≥ 0.5   | NC                               | ≥ 6                           | 0.005                   | 0.01                             | 0.2            | 0.0015    | 0.005 | 0.005 | 0.005 | 0.01  |

Nota: Recuperado del FEMA 356, (p.228), 2000.

Tabla 13

Parámetros para vigas controladas por flexión.

| Edificio | Viga  | $\rho$ | $\rho'$ | $\rho_{bal}$ | $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$ | V (Kg) | $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ |
|----------|-------|--------|---------|--------------|-----------------------------------|--------|-------------------------------|
| 2 pisos  | 30x40 | 0.0034 | 0.0071  | 0.0217       | -0.171                            | 5090   | 0.344                         |
|          | 35x40 | 0.0044 | 0.0072  | 0.0217       | -0.129                            | 5738   | 0.333                         |
| 4 pisos  | 30x40 | 0.0038 | 0.0084  | 0.0217       | -0.215                            | 5537   | 0.375                         |
|          | 40x65 | 0.0064 | 0.0067  | 0.0217       | -0.013                            | 6410   | 0.187                         |
| 8 pisos  | 40x60 | 0.0056 | 0.0071  | 0.0217       | -0.070                            | 6350   | 0.203                         |
|          | 40x55 | 0.0045 | 0.0061  | 0.0217       | -0.073                            | 6361   | 0.224                         |
|          | 40x45 | 0.0019 | 0.0035  | 0.0217       | -0.074                            | 4920   | 0.218                         |

La Figura 42 muestra los parámetros de criterios de aceptación calculados por el software ETABS, los cuales corresponden a los definidos en la Figura 41.

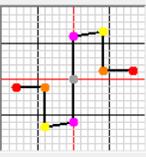
**Figura 42**

*Rótulas plásticas de vigas.*

Frame Hinge Property Data for B8H2 - Moment M3

**Displacement Control Parameters**

| Point | Moment/SF | Rotation/SF |
|-------|-----------|-------------|
| E-    | -0,2      | -0,047931   |
| D-    | -0,2      | -0,024483   |
| C-    | -1,1      | -0,024483   |
| B-    | -1        | 0           |
| A     | 0         | 0           |
| B     | 1         | 0           |
| C     | 1,1       | 0,025       |
| D     | 0,2       | 0,025       |
| E     | 0,2       | 0,05        |



Symmetric

**Type**

Moment - Rotation  
 Moment - Curvature  
 Hinge Length:   
 Relative Length

**Hysteresis Type and Parameters**

Hysteresis: Isotropic

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

**Load Carrying Capacity Beyond Point E**

Drops To Zero  
 Is Extrapolated

**Scaling for Moment and Rotation**

Use Yield Moment    Moment SF    Positive:     Negative:     tonf-m  
 Use Yield Rotation    Rotation SF    Positive:     Negative:

**Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)**

|  | Positive                           | Negative                               |
|--|------------------------------------|--|
| <span style="color: blue;">■</span> Immediate Occupancy  | <input type="text" value="0,01"/>  | <input type="text" value="-0,009483"/> |
| <span style="color: cyan;">■</span> Life Safety          | <input type="text" value="0,02"/>  | <input type="text" value="-0,018966"/> |
| <span style="color: green;">■</span> Collapse Prevention | <input type="text" value="0,025"/> | <input type="text" value="-0,024483"/> |

Show Acceptance Criteria on Plot

*Nota:* Recuperado de CSI ETABS, 2013.

## Cargas verticales y laterales

La carga vertical consistió en el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva de acuerdo con el (FEMA 356, 2000). La carga lateral fue proporcional al primer modo de vibración de acuerdo con (ATC 40, 1996). La ecuación 9 se usó para determinar los valores de carga lateral.

$$f_s = M * \emptyset * \Gamma_i * S a_i \quad (9)$$

Donde:

$f_s$ : Vector de fuerzas modales

$M$ : Matriz de masas

$\emptyset$ : Vector de los modos de vibración

$\Gamma_i$ : Factor de participación modal

$Sa_i$ : Aceleración del espectro

En la Tabla 14, se presenta los valores de carga lateral calculados a partir del primer modo de vibración. Los valores de W corresponden a la carga muerta de cada piso y los valores de V corresponden al cortante basal de cada edificio. Se observa que la carga lateral aumenta con la altura del edificio. Además, la Figura 43 muestra un patrón triangular de carga que es uniforme con la altura.

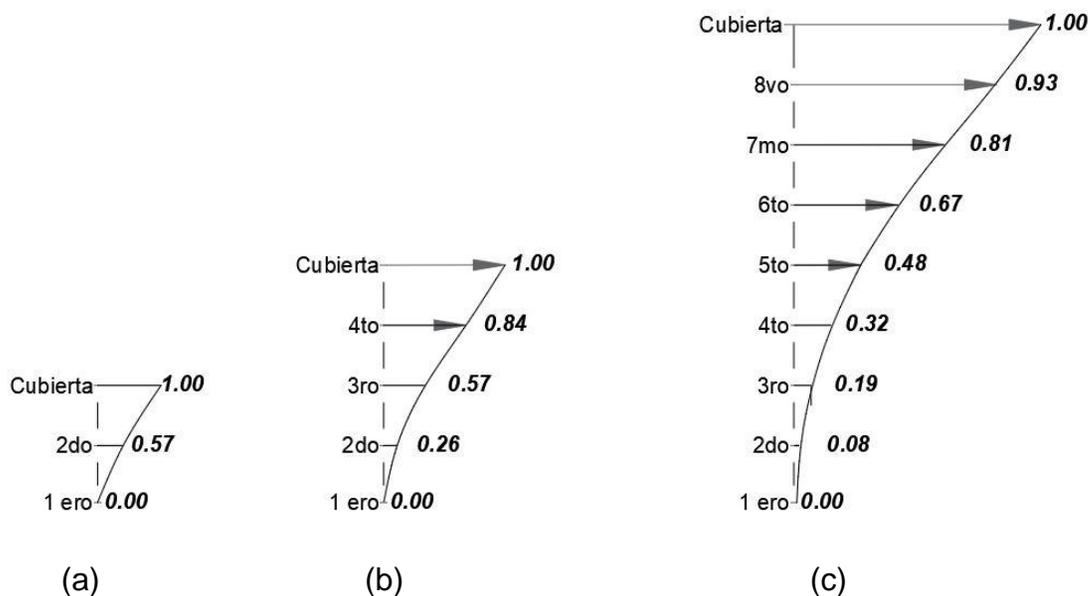
**Tabla 14**

*Carga lateral del primer modo de vibración.*

| <b>Edificio</b> | <b># piso</b> | <b>W (Tn)</b> | <b>V (Tn)</b> | <b><math>\Phi</math></b> | <b>Fs (Tn)</b> |
|-----------------|---------------|---------------|---------------|--------------------------|----------------|
| <b>2 pisos</b>  | 1             | 257.13        | 65.19         | 1.00                     | 26.88          |
|                 | 2             | 209.04        | 65.19         | 1.75                     | 38.31          |
| <b>4 pisos</b>  | 1             | 266.67        | 138.14        | 1.00                     | 14.71          |
|                 | 2             | 262.50        | 138.14        | 2.21                     | 32.01          |
|                 | 3             | 255.95        | 138.14        | 3.28                     | 46.32          |
|                 | 4             | 209.04        | 138.14        | 3.91                     | 45.10          |
| <b>8 pisos</b>  | 1             | 349.46        | 200.96        | 1.00                     | 4.53           |
|                 | 2             | 341.79        | 200.96        | 2.20                     | 9.77           |
|                 | 3             | 324.51        | 200.96        | 3.74                     | 15.73          |
|                 | 4             | 317.06        | 200.96        | 5.66                     | 23.28          |
|                 | 5             | 312.15        | 200.96        | 7.91                     | 31.99          |
|                 | 6             | 304.70        | 200.96        | 9.63                     | 38.02          |
|                 | 7             | 293.19        | 200.96        | 11.02                    | 41.90          |
|                 | 8             | 233.29        | 200.96        | 11.82                    | 35.74          |

### Figura 43

Patrón triangular de carga lateral de los tres edificios de estudio.



Las cargas laterales ingresados en el software ETABS se muestran en la Figura 44, en donde se ha tomado como ejemplo del edificio de 4 pisos.

### Figura 44

Carga Lateral en ETABS del edificio de 4 pisos.

User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

| Story  | Diaphragm | F <sub>x</sub><br>tonf | F <sub>y</sub><br>tonf | M <sub>z</sub><br>tonf-m |
|--------|-----------|------------------------|------------------------|--------------------------|
| Story4 | D4        | 0                      | 32.21                  | 0                        |
| Story3 | D3        | 0                      | 33.09                  | 0                        |
| Story2 | D2        | 0                      | 22.86                  | 0                        |
| Story1 | D1        | 0                      | 10.51                  | 0                        |

Nota: Recuperado de CSI ETABS, 2013.

### Desplazamiento objetivo en cada nivel de desempeño sísmico

De acuerdo con (Moghadam & Tso, 2000), el desplazamiento objetivo es una estimación del desplazamiento superior del edificio cuando se expone a la excitación sísmica de diseño. El cálculo del desplazamiento para el nivel de desempeño de seguridad de vida y prevención del colapso se lo realiza mediante la ecuación 1 reescrita a continuación.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

En el código de la (FEMA 356, 2000) se presentan las tablas que se requiere para conocer los factores  $C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$  y  $C_3$  para el cálculo del desplazamiento. Además, el software ETABS indica los valores de  $K_i$ ,  $K_e$  y  $T_i$  para realizar el cálculo de  $T_e$  con la ecuación 10 que se muestra a continuación.

$$T_e = T_i * \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (10)$$

Donde:

$T_e$ : Período fundamental efectivo

$T_i$ : Período fundamental elástico

$K_i$ : Rigidez lateral elástica

$K_e$ : Rigidez lateral efectiva

Al igual que los datos anteriores, el valor de  $V_y$  y  $W$  se lo obtiene del software ETABS, mientras que el valor de  $S_a$  se lo obtiene del espectro de aceleraciones. El valor de  $R$  se calcula con la ecuación 11 y los factores  $C_m$ ,  $C_0$  y  $C_2$  se obtienen de las Figuras 45, 46 y 47 respectivamente, presentadas a continuación.

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} * C_m \quad (11)$$

Donde:

$R$ : Radio de fuerza

Sa: Espectro de respuesta elástico de aceleración

Vy: Límite elástico

W: Peso sísmico

Cm: Factor de masa efectiva

## Figura 45

Factor  $C_m$ .

| No. of Stories | Concrete Moment Frame | Concrete Shear Wall | Concrete Pier-Spandrel | Steel Moment Frame | Steel Concentric Braced Frame | Steel Eccentric Braced Frame | Other |
|----------------|-----------------------|---------------------|------------------------|--------------------|-------------------------------|------------------------------|-------|
| 1-2            | 1.0                   | 1.0                 | 1.0                    | 1.0                | 1.0                           | 1.0                          | 1.0   |
| 3 or more      | 0.9                   | 0.8                 | 0.8                    | 0.9                | 0.9                           | 0.9                          | 1.0   |

1.  $C_m$  shall be taken as 1.0 if the fundamental period,  $T$ , is greater than 1.0 second.

Nota: Recuperado del FEMA 356, (p.109), 2000.

## Figura 46

Factor  $C_0$ .

| Number of Stories | Shear Buildings <sup>2</sup>            |                            | Other Buildings  |
|-------------------|---|----------------------------|------------------|
|                   | Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3) | Uniform Load Pattern (2.1) | Any Load Pattern |
| 1                 | 1.0                                     | 1.0                        | 1.0              |
| 2                 | 1.2                                     | 1.15                       | 1.2              |
| 3                 | 1.2                                     | 1.2                        | 1.3              |
| 5                 | 1.3                                     | 1.2                        | 1.4              |
| 10+               | 1.3                                     | 1.2                        | 1.5              |

1. Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.

2. Buildings in which, for all stories, interstory drift decreases with increasing height.

Nota: Recuperado del FEMA 356, (p.117), 2000.

## Figura 47

Factor  $C_2$ .

**Table 3-3 Values for Modification Factor  $C_2$**

| Structural Performance Level | $T \leq 0.1$ second <sup>3</sup> |                             | $T \geq T_S$ second <sup>3</sup> |                             |
|------------------------------|----------------------------------|-----------------------------|----------------------------------|-----------------------------|
|                              | Framing Type 1 <sup>1</sup>      | Framing Type 2 <sup>2</sup> | Framing Type 1 <sup>1</sup>      | Framing Type 2 <sup>2</sup> |
| Immediate Occupancy          | 1.0                              | 1.0                         | 1.0                              | 1.0                         |
| Life Safety                  | 1.3                              | 1.0                         | 1.1                              | 1.0                         |
| Collapse Prevention          | 1.5                              | 1.0                         | 1.2                              | 1.0                         |

1. Structures in which more than 30% of the story shear at any level is resisted by any combination of the following components, elements, or frames: ordinary moment-resisting frames, concentrically-braced frames, frames with partially-restrained connections, tension-only braces, unreinforced masonry walls, shear-critical, piers, and spandrels of reinforced concrete or masonry.
2. All frames not assigned to Framing Type 1.
3. Linear interpolation shall be used for intermediate values of  $T$ .

Nota: Recuperado del FEMA 356, (p.117), 2000.

El cálculo del factor  $C_1$  depende del periodo, si  $T_e \geq T_s$  el valor asignado es 1.0, caso contrario si  $T_e < T_s$  se utiliza la ecuación 12.

$$C_1 = \frac{[1.0 + (R - 1) * T_s/T_e]}{R} \quad (12)$$

El factor  $C_3$  está relacionado con la rigidez posterior a la fluencia, si dicha rigidez es positiva se toma el valor de 1.0, mientras que si la rigidez es negativa se utiliza la ecuación 13 para el cálculo. En los edificios de estudio la rigidez es positiva por lo cual se ha tomado el valor de 1.0 para los tres edificios.

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R - 1)^{3/2}}{T_e} \quad (13)$$

En la Tabla 15 se puede observar los parámetros previos para el cálculo del desplazamiento objetivo descritos anteriormente. Para el cálculo del desplazamiento objetivo se utiliza la ecuación 1, en donde se ha tomado en cuenta los niveles de desempeño de seguridad de vida y prevención del colapso como se indica en la Tabla 16. Se puede observar que mientras mayor altura tiene el edificio, el periodo incrementa y el valor de  $S_a$  disminuye debido a la configuración del espectro de aceleraciones, sin embargo, el desplazamiento objetivo es

mayor para el edificio de 8 pisos. La diferencia entre los desplazamientos para los niveles de desempeño de seguridad de vida y prevención del colapso se debe únicamente al valor del coeficiente C2, ya que los valores seleccionados dependen del nivel de desempeño.

**Tabla 15**

*Parámetros para cálculo del desplazamiento objetivo.*

| <b>Edificio</b> | <b>Ki</b><br>(Tn/mm) | <b>Ke</b><br>(Tn/mm) | <b>Ti</b><br>(seg) | <b>Te</b><br>(seg) | <b>Sa</b><br>(g) | <b>Cm</b><br>(s.u) | <b>Vy</b><br>(Tn) | <b>W</b><br>(Tn) | <b>R</b><br>(s.u) |
|-----------------|----------------------|----------------------|--------------------|--------------------|------------------|--------------------|-------------------|------------------|-------------------|
| <b>2 pisos</b>  | 7.850                | 7.850                | 0.469              | 0.469              | 1.190            | 1.0                | 106.219           | 429.020          | 4.808             |
| <b>4 pisos</b>  | 4.898                | 4.898                | 0.875              | 0.875              | 0.768            | 0.9                | 182.499           | 931.949          | 3.531             |
| <b>8 pisos</b>  | 6.331                | 6.331                | 1.205              | 1.205              | 0.558            | 1.0                | 254.192           | 2281.725         | 5.084             |

**Tabla 16**

*Desplazamiento objetivo.*

| <b>Edificio</b> | <b>Desempeño</b><br><b>Objetivo</b> | <b>Te (s)</b> | <b>C0</b> | <b>C1</b> | <b>C2</b> | <b>C3</b> | <b>Sa</b> | <b><math>\delta_t</math></b><br>(mm) |
|-----------------|-------------------------------------|---------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|--------------------------------------|
| <b>2 pisos</b>  | <b>LS</b>                           | 0.469         | 1.20      | 1.162     | 1.14      | 1.00      | 1.190     | 104                                  |
|                 | <b>CP</b>                           | 0.469         | 1.20      | 1.162     | 1.26      | 1.00      | 1.190     | 114                                  |
| <b>4 pisos</b>  | <b>LS</b>                           | 0.875         | 1.35      | 1.000     | 1.10      | 1.00      | 0.768     | 217                                  |
|                 | <b>CP</b>                           | 0.875         | 1.35      | 1.000     | 1.20      | 1.00      | 0.768     | 237                                  |
| <b>8 pisos</b>  | <b>LS</b>                           | 1.205         | 1.46      | 1.000     | 1.10      | 1.00      | 0.558     | 323                                  |
|                 | <b>CP</b>                           | 1.205         | 1.46      | 1.000     | 1.20      | 1.00      | 0.558     | 353                                  |

## Capítulo V

### Evaluación del Desempeño Sísmico

#### Introducción

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos del análisis no lineal en dirección “Y”, debido a que en esta dirección se tiene una línea de defensa menor lo que conlleva a tener menor resistencia, convirtiéndole en el caso más desfavorable. Además, se evalúa el efecto de la altura en los niveles de desempeño de seguridad de vida y prevención del colapso y el efecto de la altura para el factor de ductilidad de desplazamiento y el factor de sobrerresistencia.

#### Resultados del análisis no lineal

De los resultados del análisis no lineal realizados en el software ETABS, se presentan las curvas pushover con los desplazamientos objetivos calculados en la sección anterior y el mecanismo de falla de cada edificio de estudio para los niveles de desempeño: 1) seguridad de vida y 2) prevención del colapso. De igual manera los factores de ductilidad y sobrerresistencia se calculan a partir de los parámetros obtenidos en las curvas pushover de acuerdo a las recomendaciones de (Park, 1988) mencionados en la sección de ductilidad de desplazamiento del capítulo II.

#### ***Resultados para el nivel de Seguridad de Vida***

Las estructuras de los tres edificios fueron analizadas para el nivel de seguridad de vida. En la Figura 48 se observa la curva Pushover correspondiente al edificio de 2 pisos con un desplazamiento objetivo de 104 mm para el nivel de seguridad de vida. El cortante máximo en la base que se indica en la curva es de 142.30 Tn para un desplazamiento de 147 mm. El mecanismo de colapso mostrado en la Figura 49 indica la presencia de articulaciones en todas las vigas del edificio y en la base de las columnas, las cuales están en color azul y celeste, por lo que indica que se encuentran en el rango entre ocupación inmediata y seguridad de vida, cumpliendo con los criterios de aceptación según el (FEMA 356, 2000). El daño esperado para

el edificio de dos pisos es leve, se presenta daños menores en los elementos no estructurales, por lo tanto, se permite el uso normal de la edificación.

### Figura 48

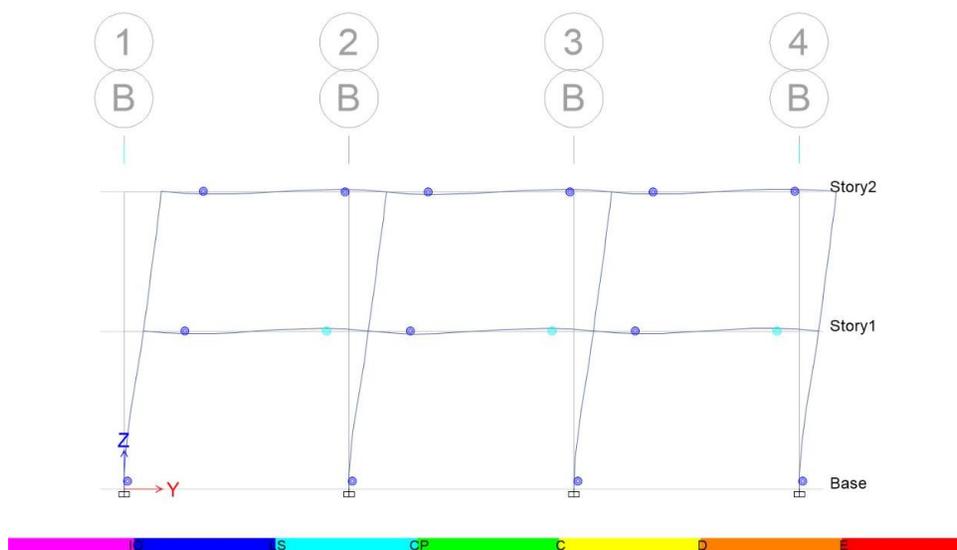
*Nivel de seguridad de vida para el edificio de 2 pisos.*



*Nota:* Recuperado de CSI ETABS, 2013.

### Figura 49

*Mecanismo de colapso de seguridad de vida del edificio de 2 pisos.*



*Nota:* Recuperado de CSI ETABS, 2013.

Para el edificio de 4 pisos la curva pushover presenta un valor máximo de corte basal de 210.94 Tn para un desplazamiento de 294 mm, sin embargo, el desplazamiento objetivo para el nivel de seguridad de vida que requiere el edificio es de 217 mm, como se observa en la Figura 50. El mecanismo de colapso mostrado en la Figura 51 muestra la presencia de articulaciones en color azul y color celeste para las vigas y únicamente color azul para las articulaciones en la base de las columnas, de tal manera que las articulaciones más críticas se encuentran en el rango de seguridad de vida y prevención del colapso. La estructura cumple con los criterios de aceptación por lo que el daño esperado es moderado y se requerirá reparaciones en el edificio para salvaguardar la vida de los ocupantes.

### Figura 50

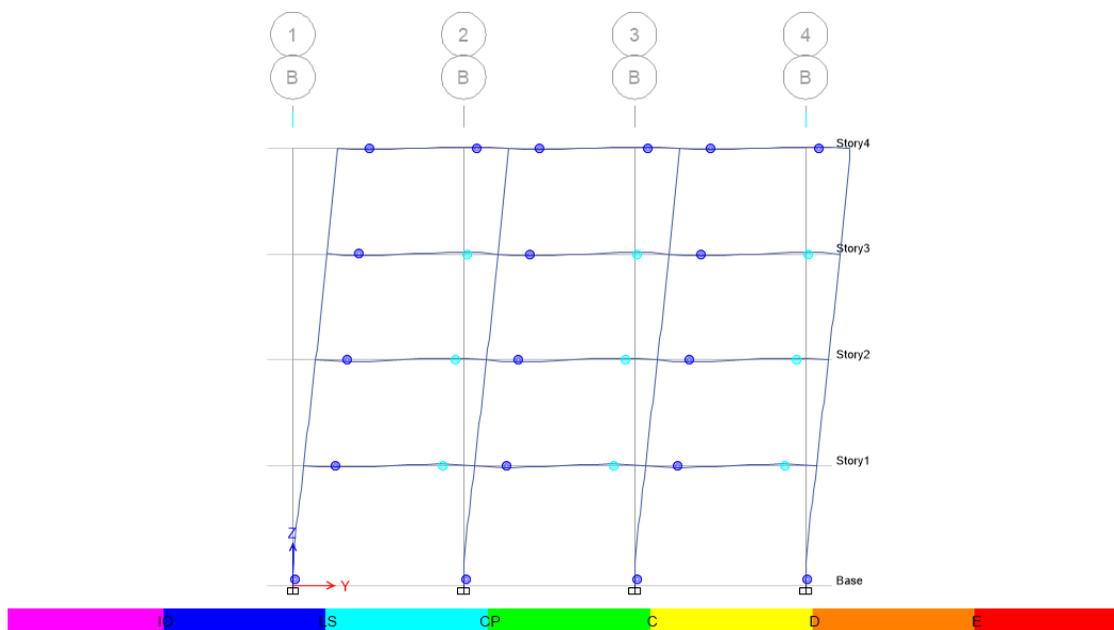
*Nivel de seguridad de vida para el edificio de 4 pisos.*



*Nota:* Recuperado de CSI ETABS, 2013.

## Figura 51

*Mecanismo de colapso de seguridad de vida del edificio de 4 pisos.*

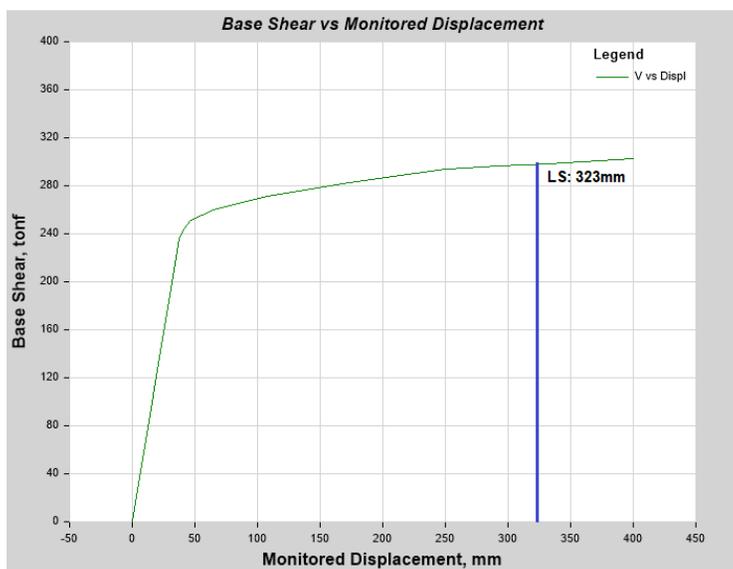


*Nota:* Recuperado de CSI ETABS, 2013.

En la Figura 52 se presenta la curva pushover del edificio de 8 pisos con un valor máximo de corte basal de 298.13 Tn para un desplazamiento de 355.37 mm, sin embargo, el desplazamiento objetivo para el nivel de seguridad del edificio es de 323 mm. El mecanismo de colapso mostrado en la Figura 53 muestra la presencia de articulaciones en color magenta y color azul para las vigas y únicamente color magenta para las articulaciones en la base de las columnas, de tal manera que las articulaciones más críticas se encuentran en el rango entre el nivel de seguridad de vida y prevención del colapso. La estructura cumple con los criterios de aceptación debido a que no sobrepasa el nivel de seguridad de vida, por lo que el daño esperado es similar al edificio de 2 pisos.

**Figura 52**

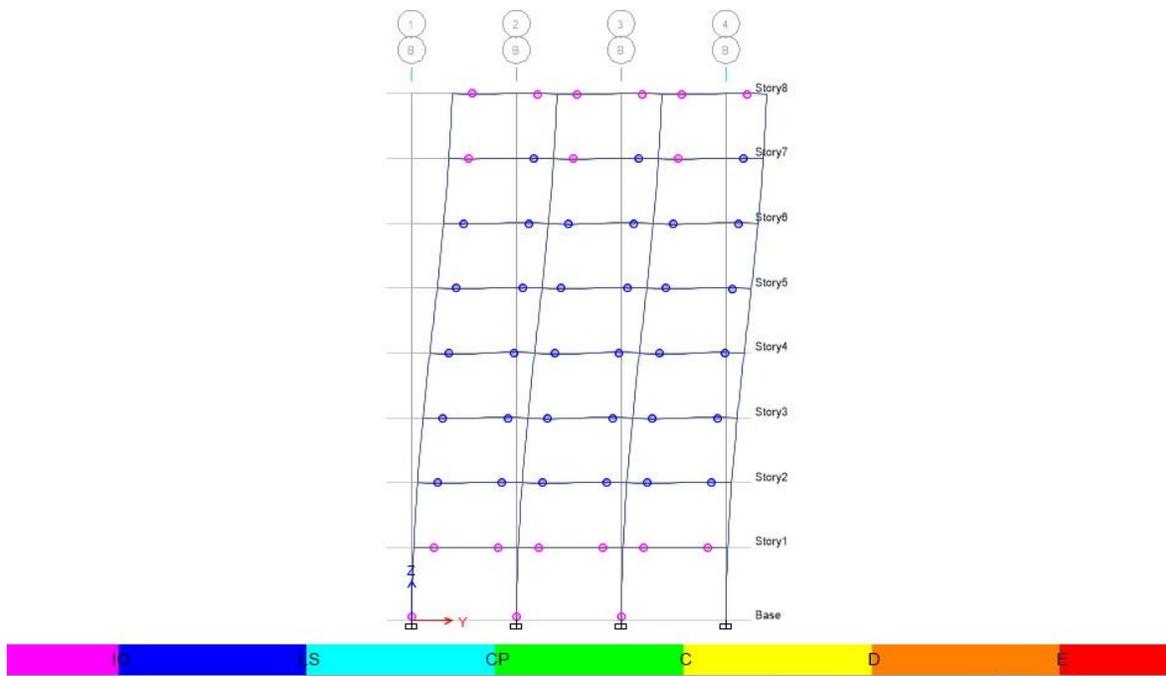
*Nivel de seguridad de vida para el edificio de 8 pisos.*



*Nota:* Recuperado de CSI ETABS, 2013.

**Figura 53**

*Mecanismo de colapso de seguridad de vida del edificio de 8 pisos.*



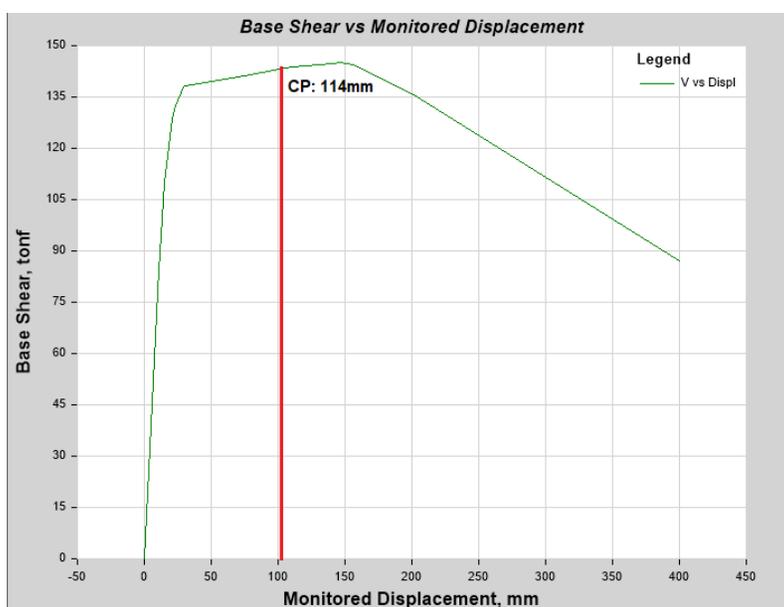
*Nota:* Recuperado de CSI ETABS, 2013.

### **Resultados para el nivel de Prevención del Colapso**

La revisión del nivel de prevención del colapso se realizó para cada una de las estructuras. En la Figura 54 se observa la curva pushover para el edificio de 2 pisos, con un valor de desplazamiento objetivo de 114 mm, el cual es menor al valor de desplazamiento en el punto máximo del cortante basal de la curva. El mecanismo de colapso mostrado en la Figura 55 muestra la presencia de articulaciones en color azul y color celeste para las vigas y en color azul para las articulaciones en la base de las columnas, por lo que en la revisión del nivel de prevención del colapso el edificio cumple con los criterios de aceptación al encontrarse en el rango del nivel de seguridad de vida y prevención del colapso. En este nivel el edificio presentara un daño moderado.

#### **Figura 54**

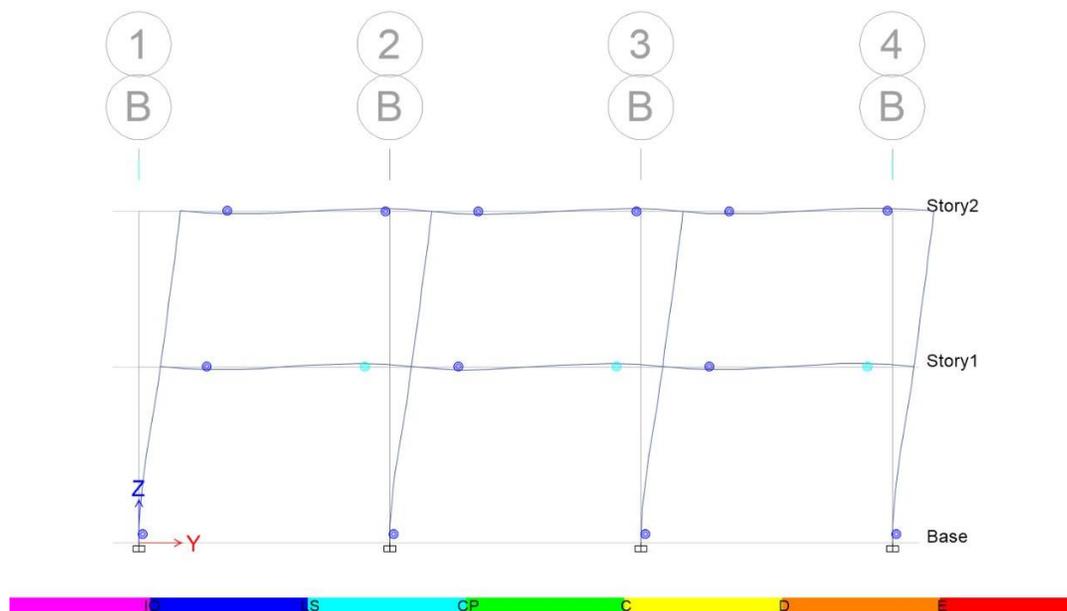
*Nivel de prevención del colapso para el edificio de 2 pisos.*



*Nota:* Recuperado de CSI ETABS, 2013.

**Figura 55**

*Mecanismo de colapso de prevención del colapso del edificio de 2 pisos.*

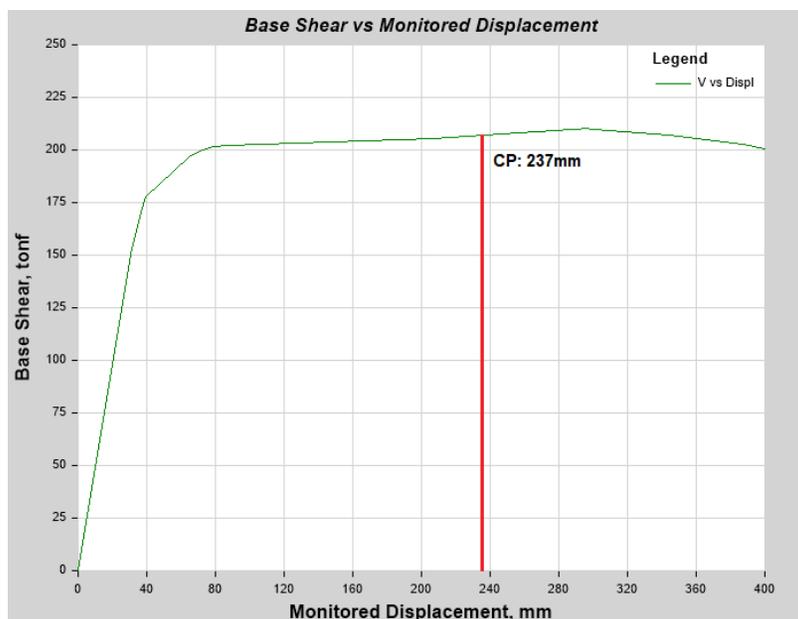


*Nota:* Recuperado de CSI ETABS, 2013.

En el edificio de 4 pisos el desplazamiento objetivo para el nivel de prevención del colapso tiene un valor de 237 mm, como se observa en la Figura 56. Al igual que para el nivel de seguridad de vida, las articulaciones de las vigas del edificio se encuentran en color azul y color celeste y únicamente color azul para las articulaciones en la base de las columnas como se muestra en la Figura 57. De tal manera que el comportamiento esperado de la edificación será moderado al cumplir con los criterios de aceptación al no sobrepasar el nivel de prevención del colapso.

**Figura 56**

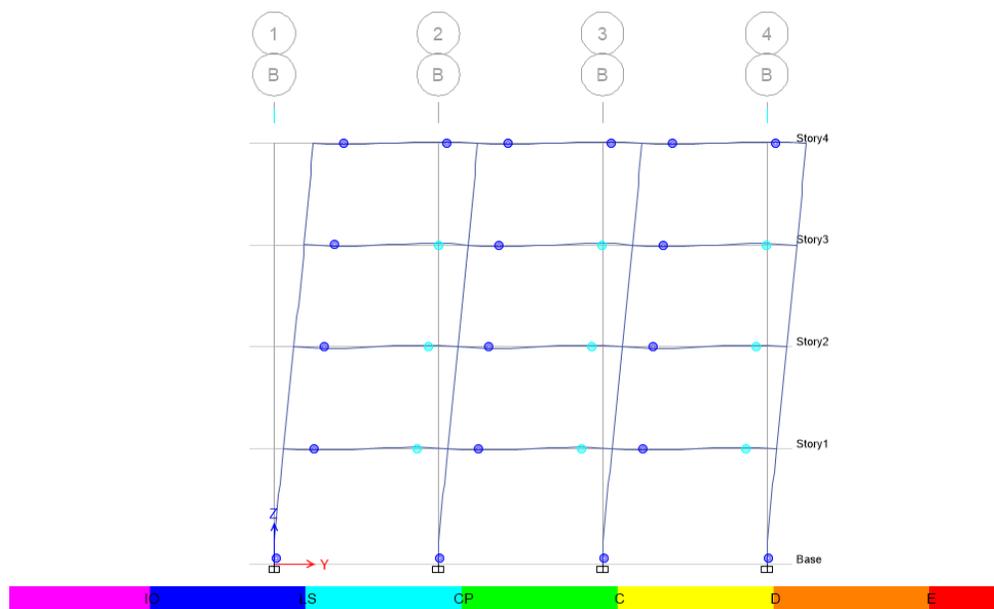
Nivel de prevención del colapso para el edificio de 4 pisos.



Nota: Recuperado de CSI ETABS, 2013.

**Figura 57**

Mecanismo de colapso de prevención del colapso del edificio de 4 pisos.



Nota: Recuperado de CSI ETABS, 2013.

Para el edificio de 8 pisos el nivel de prevención del colapso presenta un valor de desplazamiento objetivo de 353 mm, donde la curva aún no alcanza su valor máximo de cortante en la base como se observa en la Figura 58. El mecanismo de colapso mostrado en la Figura 59 muestra la presencia de articulaciones en color magenta, color azul y color celeste para las vigas y únicamente color magenta para las articulaciones en la base de las columnas, de tal manera que las articulaciones más críticas se presentan en los pisos 4 y 5 en donde el rango está entre el nivel de seguridad de vida y prevención del colapso. La estructura cumple con los criterios de aceptación debido a que no sobrepasa el nivel de prevención del colapso, por lo que el daño esperado es similar al edificio de 4 pisos.

### Figura 58

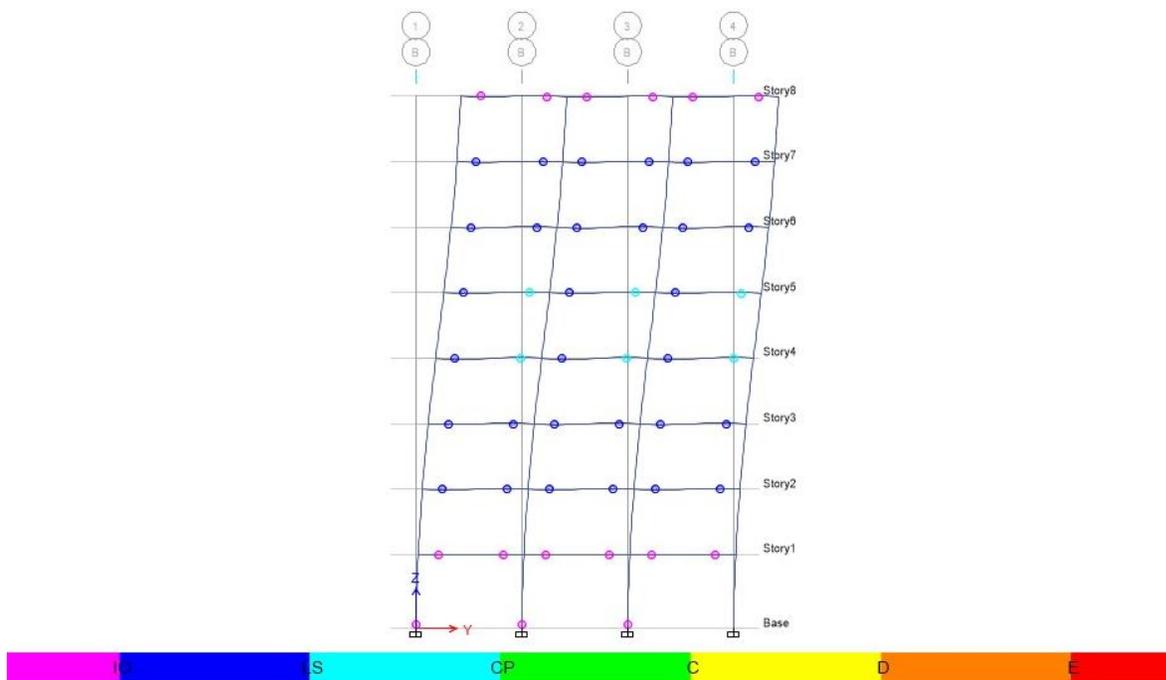
*Nivel de prevención del colapso para el edificio de 8 pisos.*



*Nota:* Recuperado de CSI ETABS, 2013.

**Figura 59**

*Mecanismo de colapso de prevención del colapso del edificio de 8 pisos.*



*Nota:* Recuperado de CSI ETABS, 2013.

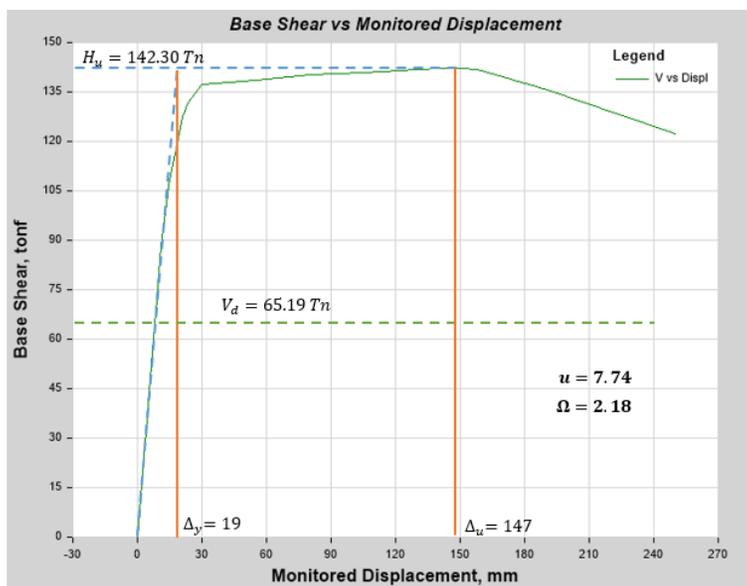
### **Factor de ductilidad de desplazamiento**

Los factores de ductilidad de los edificios se calculan de acuerdo a las Figuras 20a para el desplazamiento máximo de la relación carga-desplazamiento y Figura 21a para el desplazamiento de fluencia, de acuerdo a los modelos presentados por (Park, 1988)

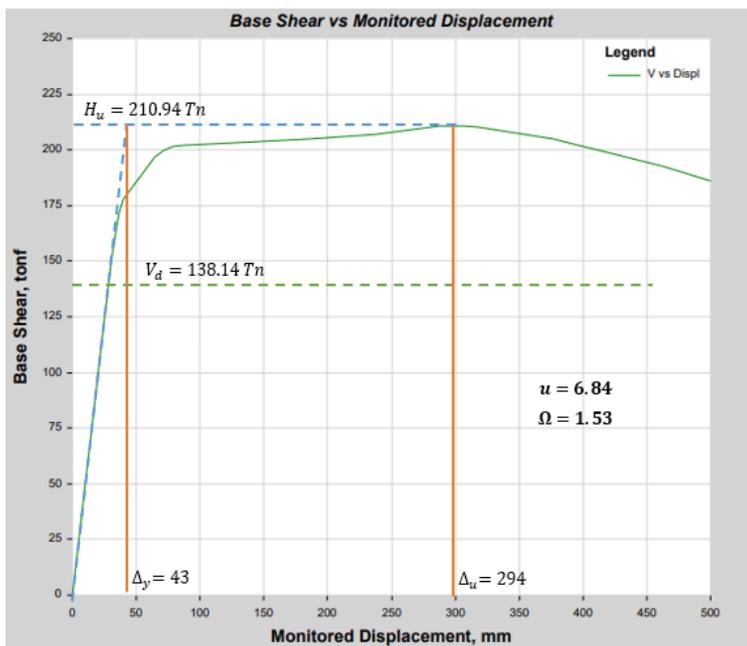
En la Figura 60 se presenta la construcción de la curva pushover de cada edificio, para la obtención de los parámetros requeridos en el cálculo del factor de ductilidad y factor de sobrerresistencia. El valor del desplazamiento último ( $\Delta_u$ ) corresponde al desplazamiento donde se tiene el 100% del cortante máximo en la base y el desplazamiento de fluencia ( $\Delta_y$ ) se lo obtiene del desplazamiento en la intersección de la recta tangente a la curva y el valor máximo del cortante en la base.

Figura 60

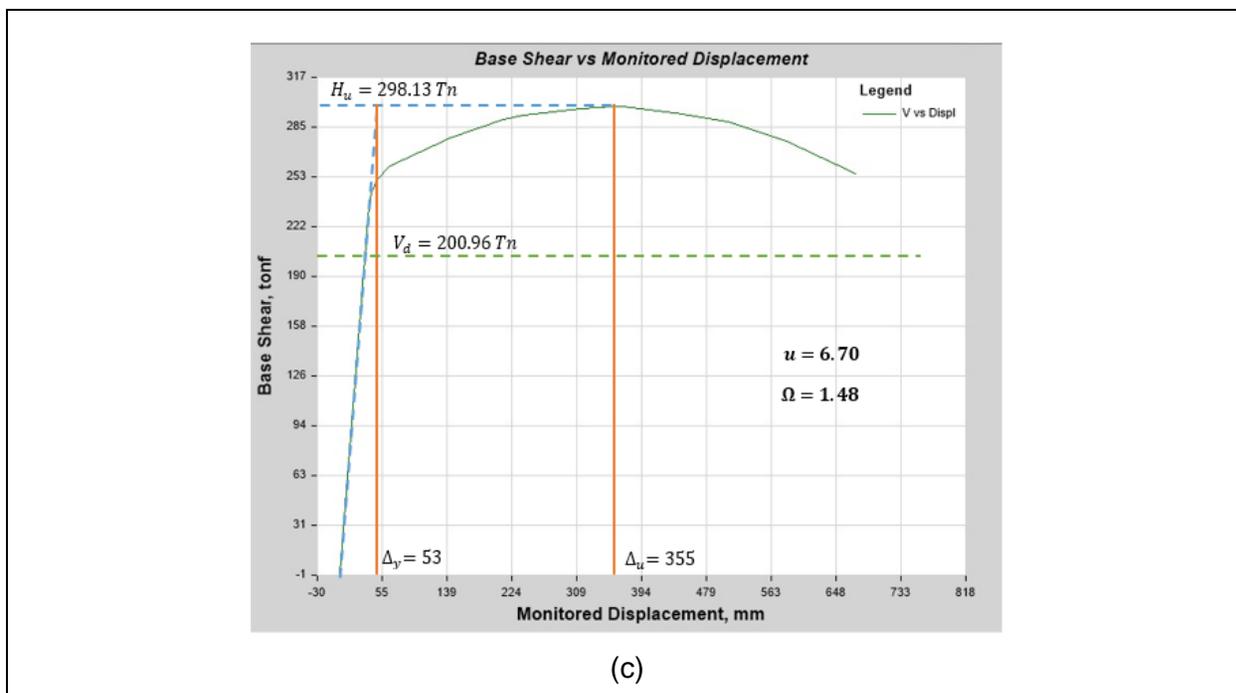
Parámetros de ductilidad de los edificios. (a) 2 pisos, (b) 4 pisos y (c) 8 pisos.



(a)



(b)



En la Tabla 17 se presentan los valores obtenidos anteriormente y el cálculo de la ductilidad en la dirección X y dirección Y para cada edificio de estudio. Los valores de ductilidad son mayores al valor mínimo de 4 correspondiente a edificios de hormigón armado recomendado por (Park & Paulay, 1980).

**Tabla 17**

*Ductilidad de los edificios de estudio.*

| Edificio       | $\Delta u_x$<br>(mm) | $\Delta u_y$<br>(mm) | $\Delta y_x$<br>(mm) | $\Delta y_y$<br>(mm) | Ductilidad ( $\mu_x$ ) | Ductilidad ( $\mu_y$ ) |
|----------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|------------------------|------------------------|
| <b>2 pisos</b> | 139                  | 147                  | 18                   | 19                   | 7.72                   | 7.74                   |
| <b>4 pisos</b> | 286                  | 294                  | 42                   | 43                   | 6.81                   | 6.84                   |
| <b>8 pisos</b> | 347                  | 355                  | 52                   | 53                   | 6.67                   | 6.70                   |

### **Factor de sobrerresistencia**

Los parámetros para el cálculo del factor de sobrerresistencia se los obtiene de la curva pushover y del cálculo del cortante basal ( $V_d$ ). El valor del cortante máximo en la base ( $V_y$ ) se lo obtuvo del software ETABS para cada edificio de estudio. En la Tabla 18 se presentan los valores de los parámetros y el factor de resistencia obtenido con la ecuación 3. El valor promedio práctico para que los edificios de hormigón armado presenten un desempeño adecuado es de 1.5 de acuerdo a (Nanguillasmú & Tena, 2016).

**Tabla 18**

*Sobrerresistencia de los edificios de estudio.*

| <b>Edificio</b> | <b><math>V_u x</math><br/>(Tn)</b> | <b><math>V_u y</math><br/>(Tn)</b> | <b><math>V_d</math><br/>(Tn)</b> | <b>Sobrerresistencia<br/>(<math>\Omega_x</math>)</b> | <b>Sobrerresistencia<br/>(<math>\Omega_y</math>)</b> |
|-----------------|------------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|--|--|
| <b>2 pisos</b>  | 144.07                             | 142.30                             | 65.19                            | 2.21   | 2.18   |
| <b>4 pisos</b>  | 214.12                             | 210.94                             | 138.14                           | 1.55   | 1.53   |
| <b>8 pisos</b>  | 301.17                             | 298.13                             | 200.96                           | 1.50   | 1.48   |

### **Revisión del objetivo de seguridad básico de los edificios de estudio**

Como se mencionó en la sección “Disposiciones de la norma FEMA 356 para la evaluación del desempeño” del capítulo II, la revisión del objetivo de seguridad básico consiste en verificar si 1) Para el nivel de amenaza sísmica (BSE-1) los edificios de estudio cumplen con el nivel de desempeño de seguridad de vida. 2) Para el nivel de amenaza sísmica (BSE-2) los edificios de estudio cumplen con el nivel de desempeño de prevención del colapso.

Las Figuras 49, 51 y 53 muestran que para el nivel de amenaza sísmica (BSE-1) las rotaciones en las articulaciones plásticas son menores que las rotaciones máximas estipuladas en el (FEMA 356, 2000) para el nivel de desempeño de seguridad de vida. Por lo tanto, las tres edificaciones estudiadas cumplen el nivel de desempeño de seguridad de vida.

Las Figuras 55, 57 y 59 muestran que para el nivel de amenaza sísmica (BSE-2) las rotaciones en las articulaciones plásticas son menores que las rotaciones máximas estipuladas en el (FEMA 356, 2000) para el nivel de desempeño de prevención del colapso. Por lo tanto, las tres edificaciones estudiadas cumplen el nivel de desempeño de prevención del colapso.

En vista que las tres estructuras estudiadas cumplen con los niveles de desempeño de seguridad de vida y prevención del colapso para los niveles de amenaza sísmica BSE-1 y BSE-2 respectivamente se concluye que cumplen con el objetivo básico de seguridad.

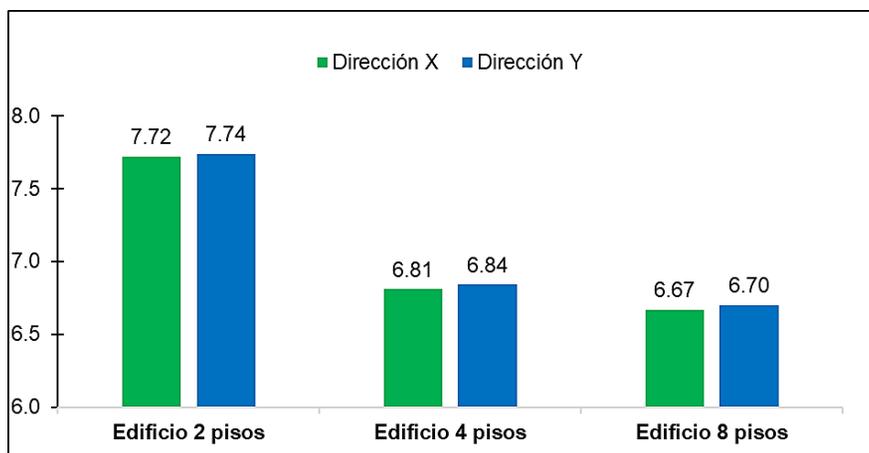
### **Efecto de la altura en los factores de ductilidad y de sobrerresistencia**

La Figura 61 muestra el factor de ductilidad para los tres edificios estudiados en dirección x y en dirección y. Se observa que los valores de ductilidad para las dos direcciones son similares debido a que la geometría en planta de los edificios es simétrica, dando como resultado una cuantía de acero de refuerzo semejante en ambas direcciones.

Considerando el factor de ductilidad en dirección y, se observa que, al aumentar la altura de la edificación se presenta una tendencia decreciente a causa del efecto P-Delta. Lo anterior se puede explicar debido a que al aumentar la altura de la edificación el efecto P-Delta se incrementa, lo cual hace que la curva pushover caiga más pronto para los edificios más altos, y por ende disminuya su ductilidad. Así, por ejemplo, si se comparan los edificios de 2 y 4 pisos, la ductilidad disminuye en un 13%, mientras que, si se comparan los edificios de 4 y 8 pisos, la disminución en la ductilidad es menor, solo un 2%. Los valores de ductilidad de desplazamiento encontrados para los tres edificios de estudio estuvieron entre 6.67 y 7.74, estos son similares a los reportados por otros autores para edificios de pórticos (Harrington & Liel, 2020), (Nangullasmú & Tena, 2016).

**Figura 61**

*Comparación de la ductilidad de los edificios de estudio.*

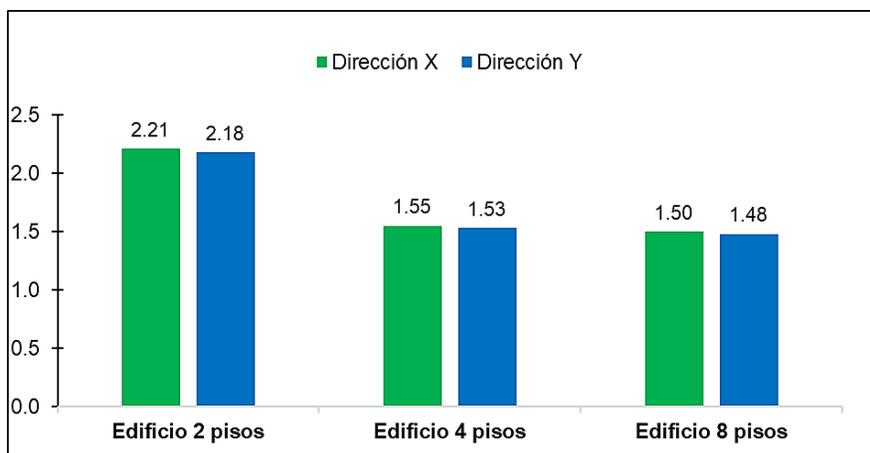


En la Figura 62 se tiene los valores del cálculo de la sobrerresistencia de los edificios, en donde los valores en las dos direcciones son similares debido a que la geometría en planta es simétrica, dando como resultado una cuantía de acero de refuerzo semejante en ambas direcciones.

Comparando el factor de sobrerresistencia en dirección y, se observa que, al aumentar la altura de la edificación el factor de sobrerresistencia disminuye. Lo anterior se puede explicar debido a que al aumentar la altura de la edificación el período fundamental aumenta y la estructura está sometida a menores fuerzas laterales, por ende, las dimensiones de los elementos son menores y el factor de sobrerresistencia disminuye. Así, por ejemplo, si se comparan los edificios de 2 y 4 pisos, la sobrerresistencia disminuye en un 42%, mientras que, si se comparan los edificios de 4 y 8 pisos, la disminución en la sobrerresistencia es menor, solo un 3%. Los valores de sobrerresistencia encontrados para los tres edificios de estudio estuvieron entre 1.48 y 2.21, estos son similares a los reportados por otros autores para edificios de pórticos (Sudhir & and Rahul, 1995), (Nangullasmú & Tena, 2016).

**Figura 62**

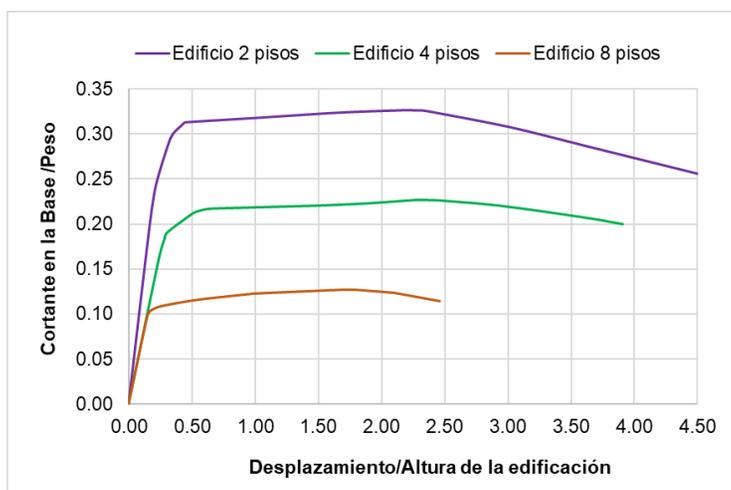
*Comparación de la sobrerresistencia de los edificios de estudio.*



Los edificios de estudio al ser diseñados de acuerdo a la norma (NEC-15, 2015), presentaron derivas de piso de 0.81%, 1.63% y 1.15% para los edificios de dos pisos, cuatro pisos y 8 pisos respectivamente, dando como resultado que la pendiente de rigidez de los edificios de 4 pisos y 8 pisos sean similares, mientras que la pendiente de la rigidez del edificio de 2 pisos es mayor en un 48%, como se muestra en la Figura 63. De tal manera, al tener el edificio de 2 pisos una mayor rigidez también presenta mayor sobrerresistencia.

**Figura 63**

*Curvas pushover normalizadas de los edificios de estudio.*



## Capítulo VI

### Conclusiones y Recomendaciones

#### Conclusiones

La evaluación del desempeño sísmico se realizó para un grupo de tres arquetipos de 2, 4 y 8 pisos de altura, representativos de edificios residenciales del Ecuador. Los edificios fueron diseñados de acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15, 2015). Un análisis estático no lineal fue ejecutado con el fin de revisar si los edificios considerados cumplen con los niveles de desempeño de seguridad de vida y prevención del colapso estipulados en el FEMA 356 (FEMA 356, 2000). Además, se estudió el efecto de variar la altura de la edificación en el factor de ductilidad de desplazamiento y en el factor de sobrerresistencia. En esta investigación únicamente se consideró pórticos de hormigón armado con vigas descolgadas, como sistema estructural resistente a cargas verticales y laterales, en los tres edificios de estudio.

El análisis modal espectral mostró que cuando se aumenta la altura de la edificación, el período fundamental de las estructuras aumenta y disminuye las fuerzas sísmicas. Esto se debe a que, cuando el período fundamental es mayor al período límite de vibración  $T_c$ , el valor del espectro de respuesta elástico de aceleración se reduce, dando como resultado un coeficiente de cortante basal menor, lo que implica que los edificios estén sometidos a menor fuerzas sísmicas.

De igual manera, en el análisis modal espectral los edificios de estudio presentaron derivas de piso del 0.81% para el edificio de 2 pisos, 1.63% para el edificio de 4 pisos y 1.15% para el edificio de 8 pisos, por lo que cumplen con los requisitos de deriva de piso permitidos por la norma NEC-15, en el cual menciona que las derivas máximas de piso deben ser menores al 2%.

El diseño estructural de los edificios de estudio fue realizado de acuerdo a las recomendaciones de la norma NEC-15, sin embargo, este diseño fue insuficiente al momento de cumplir con los requerimientos que menciona el código ACI-ACSE 352 para el diseño de conexión viga-columna, debido a que las secciones de los elementos estructurales eran menores a las requeridas. Por tal razón, fue necesario incrementar las secciones de los edificios de 2 pisos y 4 pisos para cumplir con el criterio de columna fuerte y viga débil.

En los tres edificios de estudio, las rotaciones en las articulaciones plásticas fueron menores que las rotaciones máximas indicadas en el FEMA 356 (FEMA 356, 2000) para los estados de daño moderado y severo correspondientes al nivel de seguridad de vida y al nivel de prevención del colapso respectivamente, por lo que, se concluye que los edificios de 2, 4 y 8 pisos de altura considerados en esta investigación si cumplen con el objetivo básico de seguridad establecido en las normas NEC-15 (2015) y FEMA 356 (2000).

Los resultados del análisis pushover mostraron que los factores de ductilidad de desplazamiento se ven afectados por la altura de la edificación. Se observó que cuando la altura de la edificación aumenta el factor de ductilidad de desplazamiento disminuye. Esta conclusión se puede explicar debido al efecto P-Delta, el cual es mayor para los edificios de mayor altura y hace que caiga la curva pushover más pronto y, por ende, disminuya la ductilidad de desplazamiento.

Así mismo, los resultados del análisis pushover mostraron que los factores de sobrerresistencia también se ven afectados por altura de la edificación. Se observó que cuando aumenta la altura de la edificación, el factor de sobrerresistencia disminuye. Esta conclusión se puede explicar debido a que al aumentar la altura de la edificación el período fundamental aumenta y la estructura está sometida a menores fuerzas laterales, por consiguiente, las dimensiones de los elementos son menores y el factor de sobrerresistencia disminuye.

## Recomendaciones

En el dimensionamiento de los elementos (vigas y columnas) de los edificios de estudio gobernó la revisión de la conexión viga-columna, dando como resultado un aumento significativo en las secciones de los elementos estructurales, por lo que se recomienda dar mayor énfasis a la revisión de la conexión viga-columna en la etapa de dimensionamiento, ya que en nuestro medio, por lo general, se hace caso omiso a este requerimiento.

La presente investigación se enfocó en el análisis no lineal de edificios de pórticos de hormigón armado regulares en planta y elevación, sin tomar en consideración el efecto de las paredes, escaleras, columnas cortas, etc., por lo que se recomienda analizar el comportamiento estructural de los edificios pórticos de hormigón armado incorporando estos elementos para verificar el cumplimiento del objetivo básico de seguridad.

En el Ecuador muchas estructuras están conformados por pórticos de hormigón armado con vigas banda, sin embargo, en esta investigación se analizó únicamente los pórticos de hormigón armado con vigas descolgadas, por lo que se recomienda analizar el desempeño sísmico, los factores de ductilidad de desplazamiento y factores de sobrerresistencia de pórticos de hormigón armado con vigas banda para comprobar el cumplimiento del objetivo básico de seguridad.

## Bibliografía

ACI Comite 442. (1982). Response of buildings to lateral forces. *Journal Proceedings*, 81-106.

ACI-ASCE 352. (2010, Marzo). Recomendaciones para el diseño de conexiones Viga-Columna de estructuras monolíticas de concreto reforzado. Estados Unidos: American Concrete Institute.

Aguiar, R. (2017). *Microzonificación sísmica de Quito*. Quito.

Aguiar, R., Edwin, G., & Javier, V. (2010). Leyes de atenuación para sismos corticales y de subducción para el Ecuador. *Ciencia*, 1-18.

Allier, E. (2018). Memorias imbricadas: terremotos en México, 1985 y 2017. *Revista Mexicana de Sociología* 80, 9-40.

Architectural Solutions. (2022, Enero 25). *Casas con estructuras metálicas en Manta Ecuador*. Retrieved from <https://arquitectomanta.wordpress.com/category/casas-con-estructuras-metalicas-en-manta-ecuador/>

ASCE 41-13. (2013). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Reston, Virginia, Estados Unidos.

ASCE 41-17. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Reston, Virginia, Estados Unidos.

ASCE 7-10. (2010). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. Reston, Virginia, Estados Unidos: American Society Of Civil Engineers.

ATC 40. (1996, Noviembre). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. *Technical Report*. Redwood, California, Estados Unidos.

Bermeo, C., & Sanchez, D. (2017, Febrero). Comportamiento de conexion losa-columna en porticos con vigas banda en nudos interiores. Quito, Pichincha, Ecuador.

- Bozorgnia, Y., & Bertero, V. (2006). *Earthquake Engineering*. Florida: Taylor & Francis e-Library.
- Calcina, R. (2017). Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no lineal. Tacna, Perú: Universidad privada de Tacna.
- Calderón, C., & Hernández, L. (2012, Diciembre). El terremoto de 1985 en México y sus efectos económicos . México.
- Castellanos, S. (2021, Agosto). Evaluación de desempeño sísmico del edificio de la Universidad Internacional SEK ubicado en el campus Felipe Segovia Olmo. Quito, Pichincha, Ecuador.
- Chicaiza, M. (2017, Junio). Modelo de exposición y mapa de vulnerabilidad del Distrito Metropolitano de Quito. Quito, Pichincha, Ecuador.
- CSI. (2011). PERFORM 3D user manual (v5.0.1). Berkeley: Computer and Structures.
- Elnashai, A., & Mwafy, A. (2002). Overstrength and force reduction factors of multistorey reinforced-concrete buildings. *The structural design of tall buildings*, 329-351.
- Estrada, S., & Verde, J. (2020). Análisis comparativo del diseño estructural con la aplicación del software ETABS respecto al método tradicional de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres-Lima. Lima, Perú.
- ETABS. (2016).
- FEMA 273. (1997, Octubre). NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Redwood, California, Estados Unidos.
- FEMA 356. (2000, Noviembre). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Reston, Virginia, Estados Unidos.

- Guevara, N., Osorio, S., & Vargas, E. (2006). *Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (pushover)*.
- Guzmán, A. (2008). Políticas de Vivienda en el Ecuador y su evolución. *Revista de Arquitectura: Vivienda Social y Desarrollo*, 13-17.
- Harrington, C., & Liel, A. (2020). Evaluation of Seismic Performance of Reinforced Concrete Frame Buildings with Retrofitted Columns. *J. Struct. Eng.*, 1-14.
- Hibsch, C., Alvarado, A., Yepes, H., & Perez, H. (1996). Falla activa de Quito y fuentes sismogénicas regionales: un estudio del riesgo sísmico de Quito (Ecuador) con el análisis de los sedimentos cuaternarios. *Bull. Inst. fr. études andines*, 359-388.
- Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. (1995, Diciembre). Proyecto para el manejo del Riesgo Sísmico de Quito. Quito, Pichincha, Ecuador.
- Jaramillo, R., & Zumba, L. (2021, Febrero). Desempeño sísmico de un edificio de 4 niveles de H.A. ubicado en La Libertad-Santa Elena, utilizando análisis Time History. Guayaquil, Guayas, Ecuador.
- Krawinkler, H., & Miranda, E. (2006). Performance-Based Earthquake Engineering. In Y. Bozorgnia, & V. Bertero, *Earthquake Engineering* (pp. 570-572). Florida: Taylor & Francis e-Library.
- Loaiza, J., & Calderón, C. (2021, mayo 8). Diseño de un edificio de acero estructural con sistema sísmico y gravitacional en la Provincia de Loja. Quito, Pichincha, Ecuador.
- Moghadam, A., & Tso, W. (2000, Enero). Pushover analysis for asymmetric and set-back multi-story buildings. Irán.

- Morillo, C. (2021, Septiembre 28). Influencia del sismo de 1998 en el comportamiento de los edificios de Bahía de Caráquez en el sismo de 2016. Guayaquil, Guayas, Ecuador.
- Nangullasmú, J., & Tena, A. (2016). Requisitos mínimos de detallado dúctil en marcos de concreto reforzado protegidos con disipadores histeréticos de energía. *Ingeniería sísmica*, 1-32.
- NEC. (2015). Guía de práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado. Quito, Pichincha, Ecuador.
- NEC-15. (2015). NEC-SE-CG. *Cargas (No sísmicas)*. Quito, Pichincha, Ecuador: Dirección de comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-15. (2015). NEC-SE-DS (Peligro sísmico - Diseño sismo resistente). Quito, Ecuador: Dirección de comunicación Social, MIDUVI. Retrieved from <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-DS.pdf>
- NEC-15. (2015). NEC-SE-HM . *Estructuras de Hormigón Armado*. Quito, Pichincha, Ecuador: Dirección de comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-15. (2015). NEC-SE-RE. *Riesgo sísmico, Evaluación y Rehabilitación de Estructuras*. Quito, Pichincha, Ecuador: Dirección de comunicación Social, MIDUVI.
- Nilson, A. (2001). *Diseño de estructuras de concreto*. Bogotá: McGRAW-HILL INTERAMERICANA S.A.
- Ochoa, J., & Ulcuango, F. (2014, Enero). Estudio de la seguridad sísmica y diseño del reforzamiento estructural de una vivienda de tres pisos. Quito, Pichincha, Ecuador.

- Orellana, G., & Parra, J. (2017). Evaluación de desempeño sísmico de un edificio esencial aporticado de hormigón armado según la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-SE-RE, 2015). Cuenca, Azuay, Ecuador.
- Páez, D., Zabala, J., & Yuri, R. (2017). Piso Blando, una falla común en el terremoto de Pedernales. *CIENCIA*, 59-75.
- Park, R. (1988, Agosto 2). Ductility evaluation from laboratory and analytical testing. Tokyo, Japan.
- Park, R., & Paulay, T. (1980). *Estructuras de concreto reforzado*. México: LUMUSA, S.A.
- Parra, H. (2016). Peligrosidad Sísmica en el Ecuador Continental y Estudio de riesgo Sísmico en la ciudad de Quito. Madrid, España.
- Pierral, J. (2016, Junio 22). Estudio de alternativas de reforzamiento para viviendas de autoconstrucción. Caracas, Venezuela.
- Pulamarin, J. (2017, Junio 05). Análisis comparativo del comportamiento sísmico de dos estructuras de hormigón armado, con o sin aislación sísmica, sometidas al sismo de diseño y al ocurrido en abril del 2016 en el cantón pedernales. Quito, Pichincha, Ecuador.
- Quizanga, D., Viera, L., & Andino, J. (2020, Junio 25). Análisis estático no lineal de edificios aporticados de hormigón armado aplicando normativa Ecuatoriana, Colombiana y Peruana. Quito, Ecuador.
- Rodríguez, J. (2011, Junio). Estimación de víctimas ante la ocurrencia de un evento sísmico en función del colapso de edificios. México.
- Rodríguez, J. (2018, julio 12). Proyecto de estructuras de hormigón. Madrid, España.

SAP 2000. (2017). CSI.

Sattar, S. (2018, Julio 25). Evaluating the consistency between prescriptive and performance-based seismic design approaches for reinforced concrete moment frame buildings. Gaithersburg, Maryland, Estados Unidos.

SEAOC. (1995). Vision 2000. *Performance based seismic engineering of buildings*. . Sacramento, California, Estados Unidos: Structural Engineers Association of California.

Soulas, J.-P., Egeuz, A., Yepes, H., & Perez, H. (1991). Tectónica activa y riesgo sísmico en los Andes ecuatorianos y el extremo sur de Colombia. *Bol. Geol. Ecuat*, 3-11.

Sudhir, J., & and Rahul, N. (1995). Seismic overstrength in reinforced concrete frames. *J. Struct. Eng.*, 580-585.

Varela, F., & Aguiar, R. (1998). *El sismo de Bahía*. Quito.

Villacis, J. (2018). Análisis comparativo de factibilidad técnica y económica entre casetones de telgopor de alta densidad y encofrados modulares semiesféricos de caucho reciclado usado como sistema de alivianamiento en losas. Quito, Pichincha, Ecuador.

Villaverde, R. (2009). *Fundamental concepts of earthquake engineering*. New York: Taylor & Francis group.

Yepes, H., Chatelain, J., & Guillier, B. (1994, Enero). Estudio del riesgo sísmico en el Ecuador. Quito.

## Apéndices