



**UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA**  
**FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA**  
**CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

**TEMA:**

**“INFLUENCIA DE LA REDUNDANCIA Y LA ESBELTEZ EN LA  
DUCTILIDAD GLOBAL DE UN SISTEMA DE PÓRTICOS ESPECIALES  
RESISTENTES A FLEXIÓN”**

**TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR**

**AUTORES:**

**LUIS CARLOS ALARCÓN BASURTO**  
**ALEJANDRO FRANCISCO BORBOR DE LOS SANTOS**

**TUTOR:**

**ING. JAIME FERNANDO ARGUDO RODRÍGUEZ Ph.D.**

**LA LIBERTAD, ECUADOR**

**2024**

**UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA**

---

**FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**TEMA:**

**INFLUENCIA DE LA REDUNDANCIA Y LA ESBELTEZ EN  
LA DUCTILIDAD GLOBAL DE UN SISTEMA DE  
PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A FLEXIÓN**

**TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR**

**AUTOR:**

**LUIS CARLOS ALARCÓN BASURTO  
ALEJANDRO FRANCISCO BORBOR DE LOS SANTOS**

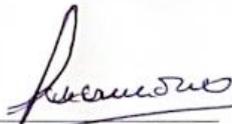
**TUTOR:**

**ING. JAIME FERNANDO ARGUDO RODRÍGUEZ Ph.D.**

**LA LIBERTAD – ECUADOR**

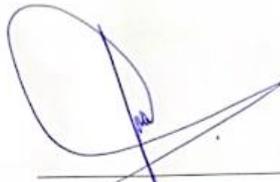
**2024**

# TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN



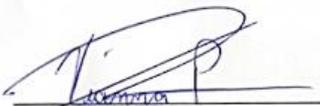
---

**Ing. Lucrecia Moreno, PhD.**  
DIRECTORA DE CARRERA



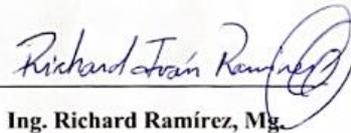
---

**Ing. Jaime Argudo, PhD.**  
DOCENTE TUTOR



---

**Ing. Vianna Pinoargote, Mg.**  
DOCENTE ESPECIALISTA



---

**Ing. Richard Ramírez, Mg.**  
DOCENTE UIC

## **DEDICATORIA**

El presente trabajo de titulación se lo dedico a mi familia, quienes me dan su apoyo incondicionalmente. A Alejandro Alarcón y Martha Basurto, por su constante esfuerzo y sacrificio durante estos años para permitirme culminar cada etapa de formación. A mis hermanos y demás familiares, quienes me han brindado consejos para alcanzar este logro tan importante.

**Luis Carlos Alarcón Basurto**

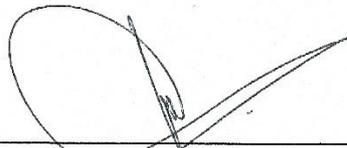
El presente trabajo de titulación se lo dedico a mi familia, quienes me dan su apoyo incondicionalmente en cada momento de mi vida, amigos y demás personas que me han ayudado en algún momento de mi vida, esperando que el tiempo y esfuerzo invertido en este trabajo sean de gran beneficio.

**Alejandro Francisco Borbor De Los Santos**

## CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO

En calidad de tutor del trabajo de investigación para titulación del tema **"INFLUENCIA DE LA REDUNDANCIA Y LA ESBELTEZ EN LA DUCTILIDAD GLOBAL DE UN SISTEMA DE PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A FLEXIÓN"** elaborado por los estudiantes Luis Carlos Alarcón Basurto y Alejandro Francisco Borbor de los Santos, egresados de la carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería, me permito declarar que una vez analizado en el sistema antiplagio **COMPILATIO**, luego de haber cumplido con los requerimientos exigidos de valoración, la presente tesis, se encuentra con un 3% de la valoración permitida.

FIRMA DEL TUTOR

A handwritten signature in black ink, consisting of a large, stylized loop followed by a horizontal stroke and a diagonal line extending to the right.

Ing. Jaime Argudo PhD.

C.I.: 0908377229



# Tesis Alarcon y Borbor

3%  
Textos sospechosos



3% Similitudes  
0% similitudes entre comillas  
< 1% entre las fuentes mencionadas  
< 1% Idiomas no reconocidos

Nombre del documento: Tesis Alarcon y Borbor.docx  
ID del documento: b6e1009ff6bdae78bb6feb9421bed91e230695ca  
Tamaño del documento original: 4,84 MB

Depositante: JAIME FERNANDO ARGUDO RODRIGUEZ  
Fecha de depósito: 21/6/2024  
Tipo de carga: interface  
fecha de fin de análisis: 21/6/2024

Número de palabras: 29.430  
Número de caracteres: 194.572

Ubicación de las similitudes en el documento:



## Fuentes principales detectadas

Nº	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	<a href="https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/10591/1/UPSE-TIC-2023-0032.pdf">repositorio.upse.edu.ec</a> 8 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (177 palabras)
2	<a href="https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/6943/1/UPSE-TIC-2022-0009.pdf">repositorio.upse.edu.ec</a> 8 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (174 palabras)
3	<a href="https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/6623/1/UPSE-TIP-2021-0041.pdf">repositorio.upse.edu.ec</a> 8 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (153 palabras)
4	<a href="https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/8436/1/UPSE-TIC-2022-0029.pdf">repositorio.upse.edu.ec</a> 15 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (146 palabras)
5	Documento de otro usuario #664132 El documento proviene de otro grupo 7 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (93 palabras)

## Fuentes con similitudes fortuitas

Nº	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	<a href="https://dspace.ucaenca.edu.ec/bitstream/123456789/21334/3/C_04_Vielma%20Cando.pdf.txt">dspace.ucaenca.edu.ec</a>	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (34 palabras)
2	<a href="https://www.doi.org/10.1016/j.ENGSTRUCT.2012.05.036">www.doi.org</a>	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (34 palabras)
3	<a href="https://link.springer.com/content/pdf/10.1007/978-3-642-36197-5_248-1">link.springer.com</a>   Seismic Collapse Assessment   SpringerLink	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (33 palabras)
4	<a href="https://link.springer.com/content/pdf/10.1007/s40091-018-0187-z.pdf">link.springer.com</a>	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (33 palabras)
5	Documento de otro usuario #091042 El documento proviene de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (29 palabras)

## Fuentes mencionadas (sin similitudes detectadas)

Estas fuentes han sido citadas en el documento sin encontrar similitudes.

1	<a href="https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.05.036">https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.05.036</a>
2	<a href="https://www.aisc.org/Specification-for-Structural-Steel-Buildings-ANSIAISC-360-22-Download">https://www.aisc.org/Specification-for-Structural-Steel-Buildings-ANSIAISC-360-22-Download</a>
3	<a href="https://doi.org/10.1061/(asce)">https://doi.org/10.1061/(asce)</a>
4	<a href="https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.12.042">https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.12.042</a>
5	<a href="https://doi.org/10.1016/J.JCSR.2005.02.013">https://doi.org/10.1016/J.JCSR.2005.02.013</a>

## DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Nosotros, Luis Carlos Alarcón Basurto y Alejandro Francisco Borbor de los Santos, declaramos bajo juramento que el presente trabajo de titulación denominado **“INFLUENCIA DE LA REDUNDANCIA Y LA ESBELTEZ EN LA DUCTILIDAD GLOBAL DE UN SISTEMA DE PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A FLEXIÓN”**, no tiene antecedentes de haber sido elaborado en la Facultad de Ciencias de la Ingeniería, Carrera de Ingeniería Civil, lo cual es un trabajo exclusivamente inédito y perteneciente de nuestra autoría.

Por medio de la presente declaración cedemos los derechos de autoría y propiedad intelectual, correspondientes a este trabajo, a la Universidad Estatal Península de Santa Elena, según lo establecido por la ley de propiedad intelectual, por su reglamento y por la normativa institucional vigente.

Atentamente,

f. Luis Alarcón.  
Luis Carlos Alarcón Basurto

AUTOR DE TESIS

Ci: 2400073017

f.   
Alejandro Francisco Borbor de los Santos

AUTOR DE TESIS

Ci: 2450206798

# CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

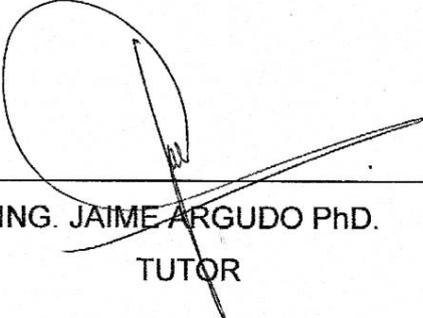
Ing. Jaime Argudo, PhD.

**TUTOR DE PROYECTO DE INVESTIGACIÓN**

Universidad Estatal Península de Santa Elena

En mi calidad de Tutor del presente trabajo **“INFLUENCIA DE LA REDUNDANCIA Y LA ESBELTEZ EN LA DUCTILIDAD GLOBAL DE UN SISTEMA DE PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A FLEXIÓN”** previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil elaborado por el Sr. Luis Carlos Alarcón Basurto y el Sr. Alejandro Francisco Borbor de los Santos, egresados de la carrera de Ingeniería Civil, Facultad Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, me permito declarar que luego de haber orientado, estudiado y revisado, la apruebo en todas sus partes.

FIRMA DEL TUTOR



ING. JAIME ARGUDO PhD.  
TUTOR

# CERTIFICADO DE GRAMATOLOGÍA

Lcda. Betty Ruth Gómez Suárez, Mgtr.  
Celular: 0962183538  
Correo: [bettyruthgomez@educacion.gob.ec](mailto:bettyruthgomez@educacion.gob.ec)

## CERTIFICACIÓN GRAMATICAL Y ORTOGRÁFICA

Yo, **BETTY RUTH GÓMEZ SUÁREZ**, en mi calidad de **LICENCIADA EN CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN Y MAGÍSTER EN DISEÑO Y EVALUACIÓN DE MODELOS EDUCATIVOS**, por medio de la presente tengo a bien indicar que he leído y corregido el Trabajo de Integración Curricular previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, denominado **"INFLUENCIA DE LA REDUNDANCIA Y LA ESBELTEZ EN LA DUCTILIDAD GLOBAL DE UN SISTEMA DE PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A FLEXIÓN"**, de los estudiantes: **ALARCÓN BASURTO LUIS CARLOS** y **BORBOR DE LOS SANTOS ALEJANDRO FRANCISCO**.

Certifico que está redactado con el correcto manejo del lenguaje, claridad en las expresiones, coherencia en los conceptos e interpretaciones, adecuado empleo en la sinonimia. Además de haber sido escrito de acuerdo a las normas de ortografía y sintaxis vigentes.

En cuanto puedo decir en honor a la verdad y autorizo a los interesados hacer uso del presente como estime conveniente.

Santa Elena, 19 de Junio del 2024



Lcda. Betty Ruth Gómez Suárez, Mgtr.  
CI. 0915036529

LICENCIADO EN CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN  
MAGÍSTER EN DISEÑO Y EVALUACIÓN DE MODELOS EDUCATIVOS  
N° DE REGISTRO DE SENEYCYT 1050-2014-86052892

## **AGRADECIMIENTOS**

Quisiera expresar mi más profundo agradecimiento a todas las personas que hicieron posible la realización de esta tesis.

En primer lugar, agradezco a mis padres: Alejandro y Martha, por su apoyo incondicional, paciencia y amor a lo largo de todo este proceso. Su confianza en mí ha sido una fuente constante de motivación y fuerza.

A mi tutor, Ing. Jaime Argudo, PhD, cuyo asesoramiento y orientación han sido fundamentales para la culminación de este trabajo. Su experiencia, conocimiento y dedicación me guiaron en cada paso del camino.

A mis compañeros y amigos, por su compañerismo y apoyo constante. Las discusiones, colaboraciones y momentos compartidos han sido esenciales para mantener el ánimo y la motivación durante todo este proceso.

Finalmente, agradezco a todas aquellas personas que, de una forma u otra, contribuyeron a este proyecto. Este logro no habría sido posible sin su apoyo y confianza. A todos, muchas gracias.

*Luis Carlos Alarcón Basurto*

Quisiera agradecer a cada persona que contribuyó de forma directa e indirecta en este trabajo de titulación, es decir, a todos. De acuerdo con mi forma de ver y entender los sucesos que ocurren en esta vida, cada acción por muy ínfima o insignificante que parezca contribuye a la realidad que podemos o no percibir, ya que bajo esta perspectiva, la realidad es solo un conjunto de sucesos que interactúan entre sí en un instante específico para producir otros sucesos que interactuarán entre sí en un instante inmediato posterior respetando las leyes de la física, o quien sabe si algún suceso pueda no regirse a las leyes de la naturaleza,, espero que en un futuro se sepa la respuesta a esta interrogante.

*Alejandro Francisco Borbor De Los Santos*

# CONTENIDO

	<b>Pág.</b>
DEDICATORIA .....	iii
CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO .....	v
DECLARACIÓN DE AUTORÍA .....	vii
CERTIFICACIÓN DEL TUTOR.....	viii
CERTIFICADO DE GRAMATOLOGÍA.....	ix
AGRADECIMIENTOS .....	x
LISTA DE FIGURAS.....	xvii
LISTA DE TABLAS .....	xx
LISTA DE ECUACIONES.....	xxiii
RESUMEN.....	xxvi
ABSTRACT .....	xxvii
<b>CAPITULO I: INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN .....</b>	<b>2</b>
<b>1.2. ANTEDECENTES.....</b>	<b>2</b>
<b>1.3. HIPÓTESIS .....</b>	<b>4</b>
<b>1.3.1. Hipótesis General.....</b>	<b>4</b>
<b>1.3.2. Hipótesis Específica .....</b>	<b>4</b>
<b>1.4. OBJETIVOS.....</b>	<b>4</b>
<b>1.4.1. Objetivo General.....</b>	<b>4</b>
<b>1.4.2. Objetivos Especificos.....</b>	<b>4</b>
<b>1.5. ALCANCE.....</b>	<b>4</b>
<b>1.6. VARIABLES.....</b>	<b>5</b>
<b>1.6.1. Variables Dependientes:.....</b>	<b>5</b>
<b>1.6.2. Variables Independientes .....</b>	<b>5</b>

<b>CAPITULO II: MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>6</b>
<b>2.1. SISTEMAS DE PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A FLEXIÓN (SMRF) DE HORMIGÓN ARMADO .....</b>	<b>6</b>
<b>2.2. ESBELTEZ Y PANDEO .....</b>	<b>6</b>
2.2.1. <i>Pandeo local.</i> .....	7
2.2.2. <i>Pandeo lateral flexionante.</i> .....	9
2.2.3. <i>Pandeo lateral torsional.</i> .....	11
2.2.4. <i>Pandeo torsional-flexionante elástico.</i> .....	14
2.2.5. <i>Pandeo Local en ala y alma.</i> .....	15
2.2.6. <i>Esbeltez Global.</i> .....	15
2.2.7. <i>Problemas de la esbeltez global.</i> .....	16
<b>2.3. COMPORTAMIENTO GLOBAL.....</b>	<b>17</b>
2.3.1. <i>Efecto P-Δ.</i> .....	18
2.3.2. <i>Desempeño sísmico global.</i> .....	19
<b>2.4. REDUNDANCIA ESTRUCTURAL .....</b>	<b>19</b>
2.4.1. <i>Redundancia en normativa internacional ASCE 7-22.</i> .....	21
2.4.2. <i>Redundancia en la normativa local (NEC – 15).</i> .....	22
<b>2.5. CAPACIDAD ESTRUCTURAL.....</b>	<b>22</b>
2.5.1. <i>Rigidez.</i> .....	22
2.5.2. <i>Resistencia.</i> .....	23
2.5.3. <i>Sobrerresistencia.</i> .....	24
2.5.4. <i>Ductilidad.</i> .....	26
<b>CAPITULO III: METODOLOGÍA .....</b>	<b>29</b>
<b>3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN .....</b>	<b>29</b>
3.1.1. <i>Tipo</i> .....	29
3.1.2. <i>Nivel</i> .....	29
<b>3.2. MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN ....</b>	<b>29</b>
3.2.1. <i>Método</i> .....	29
3.2.2. <i>Enfoque</i> .....	29
3.2.3. <i>Diseño</i> .....	30
<b>3.3. POBLACIÓN MUESTRA Y MUESTREO .....</b>	<b>30</b>
3.3.1. <i>Población</i> .....	30
3.3.2. <i>Muestra</i> .....	30

3.3.3.	<i>Muestreo</i> .....	30
3.4.	<b>UBICACIÓN DE LOS SECTORES DE ESTUDIO</b> .....	30
3.5.	<b>CASOS DE ESTUDIO</b> .....	31
3.6.	<b>PREDIMENSIONAMIENTO</b> .....	32
3.6.1.	<i>Predimensionamiento de losa</i> .....	32
3.6.2.	<i>Predimensionamiento de vigas</i> .....	33
3.6.3.	<i>Predimensionamiento de columnas</i> .....	34
3.7.	<b>ANÁLISIS DE CARGAS</b> .....	35
3.7.1.	<i>Cargas gravitacionales</i> .....	35
3.7.2.	<i>Espectro elástico de diseño</i> .....	35
3.7.3.	<i>Cortante basal de diseño</i> .....	37
3.7.4.	<i>Distribución del cortante basal en cada piso</i> .....	38
3.8.	<b>DESEMPEÑO GLOBAL SÍSMICO (ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL)</b> .....	39
3.8.1.	<i>Control de derivas</i> .....	39
3.8.2.	<i>Control de estabilidad</i> .....	39
3.8.3.	<i>Control de regularidad</i> .....	40
3.9.	<b>DISEÑO ESPECIAL DE PÓRTICOS RESISTENTES A FLEXIÓN</b> 40	
3.9.1.	<i>Diseño a flexión de vigas</i> .....	41
3.9.2.	<i>Diseño a cortante de vigas</i> .....	42
3.9.3.	<i>Diseño a flexión de columnas</i> .....	43
3.9.4.	<i>Chequeo a corte en columnas</i> .....	44
3.10.	<b>EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES (ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL)</b> .....	45
3.10.1.	<i>Propiedades esperadas de materiales y elementos</i> .....	45
3.10.2.	<i>Rigidez efectiva de vigas y columnas para procedimientos No Lineales</i> 46	
3.10.3.	<i>Modelado no lineal de elementos (Rótulas plásticas)</i> .....	47
3.10.4.	<i>Cargas aplicadas en el Análisis Estático No Lineal</i> .....	53
3.10.5.	<i>Nodo de control</i> .....	54
3.10.6.	<i>Curva de capacidad</i> .....	54
3.11.	<b>METODOLOGÍA DEL O. E. 1 y O. E. 2: CUANTIFICAR LA INCIDENCIA DE LA REDUNDANCIA Y ESBELTEZ EN LA DUCTILIDAD GLOBAL.</b> .....	55

3.11.1.	<i>Ductilidad global</i> .....	55
3.11.2.	<i>Sobrerresistencia</i> .....	56
3.11.3.	<i>Demanda de ductilidad (Método del espectro de capacidad)</i> .....	56
3.11.4.	<i>Factor de redundancia por ductilidad</i> .....	58
3.11.5.	<i>Factor de esbeltez por ductilidad</i> .....	58
3.12.	<b>OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES</b> .....	59
<b>CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS</b> .....		61
4.1.	<b>RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS CASOS DE ESTUDIOS</b> .	61
4.1.1.	<i>Dimensionamiento de los elementos estructurales</i> .....	62
4.1.2.	<i>Modelo de 3 vanos y 3 pisos</i> .....	66
4.1.3.	<i>Modelo de 3 vanos y 10 pisos</i> .....	73
4.1.4.	<i>Modelo de 3 vanos y 20 pisos</i> .....	81
4.1.5.	<i>Modelo de 4 vanos y 3 pisos</i> .....	90
4.1.6.	<i>Modelo de 4 vanos y 10 pisos</i> .....	96
4.1.7.	<i>Modelo de 4 vanos y 20 pisos</i> .....	104
4.1.8.	<i>Modelo de 5 vanos y 3 pisos</i> .....	113
4.1.9.	<i>Modelo de 5 vanos y 10 pisos</i> .....	119
4.1.10.	<i>Modelo de 5 vanos y 20 pisos</i> .....	127
4.2.	<b>RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS NO LINEAL DE CADA CASO DE ESTUDIO</b> .....	137
4.2.1.	<i>Curva de capacidad del modelo 3V– 3P</i> .....	138
4.2.2.	<i>Curva de capacidad del modelo 3V– 10P</i> .....	139
4.2.3.	<i>Curva de capacidad del modelo 3v– 20p</i> .....	140
4.2.4.	<i>Curva de capacidad del modelo 4V–3P</i> .....	141
4.2.5.	<i>Curva de capacidad del modelo 4V– 10P</i> .....	142
4.2.6.	<b>CURVA DE CAPACIDAD DEL MODELO 4V– 20P</b> .....	143
4.2.7.	<i>Curva de capacidad del modelo 5v– 3p</i> .....	144
4.2.8.	<i>Curva de capacidad del modelo 5V– 10p</i> .....	145
4.2.9.	<i>Curva de capacidad del modelo 5V– 20P</i> .....	146
4.3.	<b>ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN DE LOS CASOS DE ESTUDIO EN FUNCIÓN DE LA REDUNDANCIA ESTRUCTURAL. (O. E. 1)</b> .....	147
4.3.1.	<i>Cálculo del factor de redundancia por ductilidad</i> .....	148

<b>4.4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN DE LOS CASOS DE ESTUDIO EN FUNCIÓN DE SU RELACIÓN DE ESBELTEZ (O. E. 2) .....</b>	<b>149</b>
<b>4.4.1. Cálculo del factor de esbeltez por ductilidad.....</b>	<b>149</b>
<b>4.5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....</b>	<b>150</b>
<b>CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>153</b>
<b>5.1. CONCLUSIONES.....</b>	<b>153</b>
<b>5.2. RECOMENDACIONES.....</b>	<b>154</b>

## LISTA DE FIGURAS

	<b>Pág.</b>
<b>FIGURA 1.</b> Resistencia nominal de secciones compactas.....	8
<b>FIGURA 2</b> Falla de columnas en el rango elástico e inelástico.....	8
<b>FIGURA 3</b> Momentos adicionales en una columna por efectos de esbeltez .....	9
<b>FIGURA 4</b> Capacidad de Pandeo Torsional con arriostramiento lateral a lo largo del eje débil .....	11
<b>FIGURA 5</b> Momento nominal con respecto a la longitud no soportada lateralmente del patín de la viga en compresión .....	11
<b>FIGURA 6</b> Curva de interacción para viga corta - columna y viga - columna....	15
<b>FIGURA 7</b> Simulación de estructuras con tres condiciones de suelo.....	17
<b>FIGURA 8</b> Efecto P-Delta en un sistema de 1 grado de libertad.....	19
<b>FIGURA 9</b> Caracterización del incremento de desplazamiento en la curva envolvente .....	24
<b>FIGURA 10</b> Curvas Pushover para varios modelos de análisis.....	25
<b>FIGURA 11</b> Curva Pushover Idealizada.....	28
<b>FIGURA 12</b> Espectro Elástico de diseño para Santa Elena- Suelo tipo C.....	37
<b>FIGURA 13</b> Relación Carga – Deformación del modelo de Rótulas plásticas ...	47
<b>FIGURA 14</b> Curva de Capacidad .....	54
<b>FIGURA 15</b> Ductilidad en la Curva de Capacidad. ....	55
<b>FIGURA 16</b> Sobrerresistencia en la Curva de Capacidad. ....	56
<b>FIGURA 17</b> Ductilidad en la Curva de Capacidad. ....	57
<b>FIGURA 18</b> Vista esquemática de los casos de estudio .....	61
<b>FIGURA 19</b> Modelo de losas nervadas en dos direcciones. ....	62
<b>FIGURA 20</b> Derivas inelásticas de entrepisos de los casos de estudio de 3 pisos, conforme a NEC-15. ....	65
<b>FIGURA 21</b> Envolvente de cargas para el eje de las vigas interiores críticas. ....	68
<b>FIGURA 22</b> Cortantes provenientes de la aplicación de cargas de gravedad.....	70
<b>FIGURA 23</b> Diagrama de interacción de la columna interior diseñada .....	72
<b>FIGURA 24</b> Envolvente de cargas para el eje de las vigas interiores críticas. ....	75
<b>FIGURA 25</b> Diagrama de interacción de la columna interior diseñada .....	80

<b>FIGURA 26</b>	Envolvente de cargas para el eje de las vigas interiores críticas. ....	85
<b>FIGURA 27</b>	Diagrama de interacción de la columna inferior e interior diseñada	89
<b>FIGURA 28</b>	Envolvente de cargas para el eje de las vigas interiores críticas. ....	92
<b>FIGURA 29</b>	Diagrama de interacción de la columna interior diseñada .....	95
<b>FIGURA 30</b>	Envolvente de cargas para el eje de las vigas interiores críticas. ....	99
<b>FIGURA 31</b>	Diagrama de interacción de la columna interior diseñada .....	103
<b>FIGURA 32</b>	Envolvente de cargas para el eje de las vigas interiores críticas. ...	108
<b>FIGURA 33</b>	Diagrama de interacción de la columna interior diseñada .....	112
<b>FIGURA 34</b>	Envolvente de cargas para el eje de las vigas interiores críticas. ...	115
<b>FIGURA 35</b>	Diagrama de interacción de la columna interior diseñada .....	117
<b>FIGURA 36</b>	Envolvente de cargas para el eje de las vigas interiores críticas. ...	121
<b>FIGURA 37</b>	Diagrama de interacción de la columna interior diseñada .....	126
<b>FIGURA 38</b>	Envolvente de cargas para el eje de las vigas interiores críticas. ...	131
<b>FIGURA 39</b>	Diagrama de interacción de la columna interior diseñada .....	136
<b>FIGURA 40</b>	Ductilidad de los casos de estudio.....	137
<b>FIGURA 41</b>	Sobrerresistencia de los casos de estudio.....	137
<b>FIGURA 42</b>	Curva de capacidad del caso de estudio 3V – 3P.....	138
<b>FIGURA 43</b>	Punto de desempeño para el sismo de diseño.....	139
<b>FIGURA 44</b>	Curva de capacidad del caso de estudio 3V – 10P.....	139
<b>FIGURA 45</b>	Punto de desempeño para el sismo de diseño.....	140
<b>FIGURA 46</b>	Curva de capacidad del caso de estudio 3V – 20P.....	140
<b>FIGURA 47</b>	Punto de desempeño para el sismo de diseño.....	141
<b>FIGURA 48</b>	Curva de capacidad del caso de estudio 4V – 3P.....	141
<b>FIGURA 49</b>	Punto de desempeño para el sismo de diseño.....	142
<b>FIGURA 50</b>	Curva de capacidad del caso de estudio 4V – 10P.....	142
<b>FIGURA 51</b>	Punto de desempeño para el sismo de diseño.....	143
<b>FIGURA 52</b>	Curva de capacidad del caso de estudio 4V – 20P.....	143
<b>FIGURA 53</b>	Punto de desempeño para el sismo de diseño.....	144
<b>FIGURA 54</b>	Curva de capacidad del caso de estudio 5V – 3P.....	144
<b>FIGURA 55</b>	Punto de desempeño para el sismo de diseño.....	145
<b>FIGURA 56</b>	Curva de capacidad del caso de estudio 5V – 10P.....	145
<b>FIGURA 57</b>	Punto de desempeño para el sismo de diseño.....	146

<b>FIGURA 58</b> Curva de capacidad del caso de estudio 5V – 20P.....	146
<b>FIGURA 59</b> Punto de desempeño para el sismo de diseño.....	147
<b>FIGURA 60</b> Curvas de capacidad de los casos de estudio de 3 pisos .....	147

## LISTA DE TABLAS

	<b>Pág.</b>
<b>TABLA 1</b> Casos de estudio .....	31
<b>TABLA 2</b> Cargas sobrepuestas .....	35
<b>TABLA 3</b> Rigidez efectiva para análisis No lineal .....	46
<b>TABLA 4</b> Criterios de aceptación en vigas .....	51
<b>TABLA 5</b> Criterios de aceptación para columnas rectangulares.....	52
<b>TABLA 6</b> Cuadro de Operacionalización de Variables .....	59
<b>TABLA 7</b> Límites de deflexiones según ACI 318 .....	62
<b>TABLA 8</b> Límites de deflexiones según ACI 318 .....	63
<b>TABLA 9</b> Secciones utilizadas en los casos de estudios de 3 pisos.....	63
<b>TABLA 10</b> Secciones utilizadas en los casos de estudios de 10 pisos.....	64
<b>TABLA 11</b> Secciones utilizadas en los casos de estudios de 20 pisos.....	64
<b>TABLA 12</b> Derivas y torsiones del modelo 5V – 3P .....	66
<b>TABLA 13</b> Índice de estabilidad del modelo 4V – 20P.....	66
<b>TABLA 14</b> Periodos de vibración .....	67
<b>TABLA 15</b> Parámetros para obtener el Cortante basal .....	67
<b>TABLA 16</b> Refuerzo longitudinal de vigas interiores.....	69
<b>TABLA 17</b> Refuerzo longitudinal de vigas de borde .....	69
<b>TABLA 18</b> Resistencia a corte de vigas interiores críticas .....	70
<b>TABLA 19</b> Separación de los estribos de vigas interiores críticas .....	71
<b>TABLA 20</b> Resultados del criterio columna fuerte - viga débil.....	71
<b>TABLA 21</b> Refuerzo transversal de columna interior.....	72
<b>TABLA 22</b> Periodos de vibración .....	73
<b>TABLA 23</b> Parámetros para obtener el Cortante basal .....	75
<b>TABLA 24</b> Refuerzo longitudinal de vigas interiores.....	76
<b>TABLA 25</b> Refuerzo longitudinal de vigas de borde .....	77
<b>TABLA 26</b> Resistencia a corte de vigas interiores críticas .....	78
<b>TABLA 27</b> Separación de los estribos de vigas interiores críticas .....	78
<b>TABLA 28</b> Resultados del criterio columna fuerte - viga débil.....	79

<b>TABLA 29</b>	Refuerzo transversal de columna interior.....	80
<b>TABLA 30</b>	Periodos de vibración .....	81
<b>TABLA 31</b>	Parámetros para obtener el Cortante basal .....	84
<b>TABLA 32</b>	Refuerzo longitudinal de vigas interiores.....	86
<b>TABLA 33</b>	Refuerzo longitudinal de vigas de borde .....	86
<b>TABLA 34</b>	Resistencia a corte de vigas interiores críticas .....	87
<b>TABLA 35</b>	Separación de los estribos de vigas interiores críticas .....	88
<b>TABLA 36</b>	Resultados del criterio columna fuerte - viga débil.....	89
<b>TABLA 37</b>	Refuerzo transversal de columna interior.....	90
<b>TABLA 38</b>	Periodos de vibración .....	91
<b>TABLA 39</b>	Parámetros para obtener el Cortante basal .....	91
<b>TABLA 40</b>	Refuerzo longitudinal de vigas interiores.....	93
<b>TABLA 41</b>	Refuerzo longitudinal de vigas de borde .....	93
<b>TABLA 42</b>	Resistencia a corte de vigas interiores críticas .....	94
<b>TABLA 43</b>	Separación de los estribos de vigas interiores críticas .....	94
<b>TABLA 44</b>	Resultados del criterio columna fuerte - viga débil.....	95
<b>TABLA 45</b>	Refuerzo transversal de columna interior.....	96
<b>TABLA 46</b>	Periodos de vibración .....	96
<b>TABLA 47</b>	Parámetros para obtener el Cortante basal .....	98
<b>TABLA 48</b>	Refuerzo longitudinal de vigas interiores.....	100
<b>TABLA 49</b>	Refuerzo longitudinal de vigas de borde .....	100
<b>TABLA 50</b>	Resistencia a corte de vigas interiores críticas .....	101
<b>TABLA 51</b>	Separación de los estribos de vigas interiores críticas .....	102
<b>TABLA 52</b>	Resultados del criterio columna fuerte - viga débil.....	103
<b>TABLA 53</b>	Refuerzo transversal de columna interior.....	104
<b>TABLA 54</b>	Periodos de vibración .....	104
<b>TABLA 55</b>	Parámetros para obtener el Cortante basal .....	107
<b>TABLA 56</b>	Refuerzo longitudinal de vigas interiores.....	109
<b>TABLA 57</b>	Refuerzo longitudinal de vigas de borde .....	109
<b>TABLA 58</b>	Resistencia a corte de vigas interiores críticas .....	110
<b>TABLA 59</b>	Separación de los estribos de vigas interiores críticas .....	111
<b>TABLA 60</b>	Resultados del criterio columna fuerte - viga débil.....	112

<b>TABLA 61</b>	Refuerzo transversal de columna interior.....	113
<b>TABLA 62</b>	Periodos de vibración .....	113
<b>TABLA 63</b>	Parámetros para obtener el Cortante basal .....	114
<b>TABLA 64</b>	Refuerzo longitudinal de viga interiores .....	115
<b>TABLA 65</b>	Refuerzo longitudinal de viga de borde .....	115
<b>TABLA 66</b>	Resistencia a corte de vigas interiores críticas .....	116
<b>TABLA 67</b>	Separación de los estribos de vigas interiores críticas .....	116
<b>TABLA 68</b>	Resultados del criterio columna fuerte - viga débil.....	117
<b>TABLA 69</b>	Refuerzo transversal de columna interior.....	118
<b>TABLA 70</b>	Periodos de vibración .....	119
<b>TABLA 71</b>	Parámetros para obtener el Cortante basal .....	121
<b>TABLA 72</b>	Refuerzo longitudinal de vigas centrales.....	122
<b>TABLA 73</b>	Refuerzo longitudinal de vigas de borde .....	122
<b>TABLA 74</b>	Refuerzo longitudinal de vigas interiores.....	123
<b>TABLA 75</b>	Resistencia a corte de vigas interiores críticas .....	124
<b>TABLA 76</b>	Separación de los estribos de vigas interiores críticas .....	124
<b>TABLA 77</b>	Resultados del criterio columna fuerte - viga débil.....	125
<b>TABLA 78</b>	Refuerzo transversal de columna interior.....	126
<b>TABLA 79</b>	Periodos de vibración .....	127
<b>TABLA 80</b>	Parámetros para obtener el Cortante basal .....	130
<b>TABLA 81</b>	Refuerzo longitudinal de vigas centrales.....	132
<b>TABLA 82</b>	Refuerzo longitudinal de vigas de borde .....	132
<b>TABLA 83</b>	Refuerzo longitudinal de vigas interiores.....	133
<b>TABLA 84</b>	Resistencia a corte de vigas interiores críticas .....	134
<b>TABLA 85</b>	Separación de los estribos de vigas interiores críticas .....	134
<b>TABLA 86</b>	Resultados del criterio columna fuerte - viga débil.....	135
<b>TABLA 87</b>	Refuerzo transversal de columna interior.....	136

## LISTA DE ECUACIONES

	<b>Pág.</b>
<b>EC. 1</b> Condición 1 para calcular el esfuerzo de pandeo elástico .....	9
<b>EC. 2</b> Condición 2 para calcular el esfuerzo nominal de pandeo elástico .....	10
<b>EC. 3</b> Condición 1 para calcular el esfuerzo nominal de pandeo inelástico .....	10
<b>EC. 4</b> Condición 2 para calcular el esfuerzo nominal de pandeo inelástico .....	10
<b>EC. 5</b> Esfuerzo de euler para pandeo elástico .....	10
<b>EC. 6</b> Radio de giro .....	10
<b>EC. 7</b> Pandeo crítico flexionante elástico .....	10
<b>EC. 8</b> Longitud límite sin arriostamiento de las columnas .....	12
<b>EC. 9</b> Resistencia nominal a flexión en columnas con pandeo torsional elástico .....	12
<b>EC. 10</b> Resistencia nominal a flexión en columnas con pandeo torsional elástico .....	12
<b>EC. 11</b> Esfuerzo crítico de perfiles I con alma compacta o no compacta .....	12
<b>EC. 12</b> Resistencia nominal a compresión .....	13
<b>EC. 13</b> Pandeo lateral torsional con simetría doble que gira alrededor del centro de corte .....	13
<b>EC. 14</b> Pandeo lateral torsional con simetría simple que gira alrededor del centro de corte .....	13
<b>EC. 15</b> Pandeo lateral torsional sin simetría que gira alrededor del centro de corte .....	13
<b>EC. 16</b> Pandeo lateral torsional de perfiles I con simetría doble y arriostamiento lateral que gira alrededor del centro de corte .....	13
<b>EC. 17</b> Pandeo lateral torsional de perfiles i con simetría doble y arriostamiento lateral donde el eje mayor está desplazado con respecto al centro de corte	14
<b>EC. 18</b> Grado de indeterminación estática .....	20
<b>EC. 19</b> Efecto combinado de las fuerzas horizontales y verticales inducidas por el sismo .....	21
<b>EC. 20</b> Factor de reducción de resistencia .....	22
<b>EC. 21</b> Coeficiente de ductilidad .....	27

EC. 22	Altura mínima de losa .....	32
EC. 23	Resistencia a flexión de diseño.....	33
EC. 24	Peralte mínimo de vigas .....	33
EC. 25	Área requerida de columna.....	34
EC. 26	Resistencia axial máxima .....	34
EC. 27	Área mínima de columnas .....	34
EC. 28	Periodo de vibración.....	36
EC. 29	Aceleración del espectro elástico de respuesta para el modo fundamental de vibración.....	37
EC. 30	Aceleración del espectro elástico de respuesta para modos de vibración distintos al fundamental .....	37
EC. 31	Cortante basal de diseño .....	38
EC. 32	Distribución del cortante basal .....	38
EC. 33	Deriva inelástica según NEC.....	39
EC. 34	Condición de cumplimiento de derivas inelásticas.....	39
EC. 35	Coefficiente de estabilidad.....	40
EC. 36	Área de acero de refuerzo requerido.....	41
EC. 37	Profundidad del bloque de compresión equivalente de Whitney .....	42
EC. 38	Momento máximo probable .....	42
EC. 39	Cortante proveniente de los momentos probables .....	42
EC. 40	Cortante equivalente .....	42
EC. 41	Área de refuerzo transversal requerido.....	43
EC. 42	Relación de momentos nominales para garantizar un mecanismo de columna fuerte – viga débil.....	43
EC. 43	Cuantía mínima de refuerzo transversal .....	44
EC. 44	Cuantía mínima de refuerzo transversal .....	44
EC. 45	Separación mínima de estribos $S_o$ .....	44
EC. 46	Parámetro de modelado $a_{nl}$ para vigas de hormigón armado.....	49
EC. 47	Factor de reducción del parámetro $a_{nl}$ .....	49
EC. 48 y EC. 49	Parámetros de modelado $b_{nl}$ para vigas de hormigón armado	50
EC. 50	Factor de reducción de la rotación plástica .....	50
EC. 51	Parámetro de modelado $a_{nl}$ para columnas de hormigón armado.....	51

<b>EC. 52</b>	Resistencia al corte de columnas de hormigón armado .....	51
<b>EC. 53</b>	Parámetro de modelado $b_{nl}$ para columnas de hormigón armado.....	52
<b>EC. 54</b>	Parámetro de modelado $c_{nl}$ para columnas de hormigón armado.....	52
<b>EC. 55</b>	Combinación de cargas de gravedad para análisis Pushover .....	53
<b>EC. 56</b>	Factor de ductilidad .....	55
<b>EC. 57</b>	Factor de sobrerresistencia .....	56
<b>EC. 58</b>	Factor de redundancia.....	58
<b>EC. 59</b>	Relación de esbeltez .....	58
<b>EC. 60</b>	Factor de ebeltez.....	58

“INFLUENCIA DE LA REDUNDANCIA Y LA ESBELTEZ EN LA  
DUCTILIDAD GLOBAL DE UN SISTEMA DE PÓRTICOS  
ESPECIALES RESISTENTES A FLEXIÓN”

**Autores:** Alarcón Basurto Luis

Borbor De Los Santos Alejandro

**Tutor:** Ing. Argudo, Jaime PhD.

## RESUMEN

El presente trabajo de titulación se encargó de analizar diferentes casos de estudios que fueron diseñados usando como referencia las normativas ACI 318-19 y NEC-15 para analizar la influencia que tendría la redundancia estructural y la relación de esbeltez en la ductilidad global de estos. Los casos de estudio se analizaron bajo el método estático no lineal Pushover para calcular el coeficiente de ductilidad través de la curva de capacidad de cada diseño. Posteriormente se realizó un análisis de los resultados obteniendo factores de redundancia y de relación de esbeltez en función de las ductilidades de cada caso de estudio, los cuales, en promedio dieron 1.43 y 1.02 respectivamente.

***PALABRAS CLAVE: REDUNDANCIA ESTRUCTURAL, RELACIÓN DE ESBELTEZ, DUCTILIDAD GLOBAL, ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL, DESEMPEÑO ESTRUCTURAL.***

“INFLUENCE OF REDUNDANCY AND ASPECT RATIO ON  
GLOBAL DUCTILITY OF SPECIAL MOMENT RESISTING  
FRAMES”

**Autores:** Alarcón Basurto Luis

Borbor De Los Santos Alejandro

**Tutor:** Ing. Argudo, Jaime PhD.

**ABSTRACT**

This degree work oversaw analyzing different case studies that were designed using the ACI 318-19 and NEC-15 standards to analyze the influence of structural redundancy and the aspect ratio would have on global ductility. Case studies were analyzed under the nonlinear static Pushover method to calculate the ductility coefficient through the capacity curve of each design. Subsequently, an analysis of the results was carried out, obtaining redundancy and aspect ratio factors based on the ductility coefficients of each case study, which gave an average of 1.43 and 1.02 respectively.

**KEYWORDS:** *STRUCTURAL REDUNDANCY, ASPECT RATIO, GLOBAL DUCTILITY, NONLINEAR STATIC ANALYSIS, STRUCTURAL PERFORMANCE.*

# CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

La ductilidad de las estructuras es aquella capacidad que permite la disipación de energías transmitidas como cargas laterales, por acción de un sismo, mediante deformaciones que se encuentran en el rango inelástico. La capacidad de ductilidad global permite que las estructuras sufran una gran deformación cíclica sin perder la capacidad de carga y a la vez disipar energía en ciclos de histéresis. (Kristombu Baduge et al., 2019)

Para esto se debe diseñar el sistema de pórticos bajo determinados criterios de armado con la finalidad de tener una adecuada redistribución de esfuerzos de un elemento a otro, una vez que se hayan producido rotulas plásticas. Estas rotulas se deben dar preferiblemente en las vigas para cumplir los criterios de columna fuerte-viga débil correspondientes a una falla dúctil del sistema; caso contrario, el sistema de pórticos podría fallar de forma frágil. (Surana et al., 2018)

De acuerdo con estudios analíticos y experimentales se pudo constatar que la redundancia estructural ha sido uno de los medios más efectivos para reducir los riesgos de colapso de una estructura si en algún momento ocurre un sismo con mayor intensidad a lo esperado, aprovechando la hiperestaticidad de la estructura. (Ameri et al., 2019) Por esto, para conseguir un diseño sismorresistente debe tomarse en cuenta la distribución de los esfuerzos producidos por las cargas laterales de un sismo en un adecuado número de elementos resistentes

Por su parte, la esbeltez también juega un papel muy importante en el desempeño final de la estructura porque esta puede relacionarse con los efectos de volteo por cargas laterales, problemas de serviciabilidad por acción del viento en estructuras muy grandes, etc. (Davari et al., 2019)

Es de conocimiento que los edificios de gran altura se ven afectados por el viento y los terremotos. Eventos sísmicos recientes mostraron que las estructuras altas

pueden ser vulnerables al colapso.(Lavan & de Stefano, 2013) A medida que la altura de un edificio aumenta, la relación entre su altura y ancho (relación de esbeltez) comúnmente se incrementa y debido a este incremento de esbeltez su rigidez horizontal disminuye. La rigidez horizontal siendo menor provoca que la estructura se desplace más bajo la influencia de cargas horizontales.

## **1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN**

La redundancia y la esbeltez en las estructuras son temas que han sido poco abordados, por tanto, varias normativas enfocadas al diseño de estructuras sismorresistentes, vigentes en varios países penalizan la baja redundancia debido a la deficiente redistribución de las cargas impuestas por un sismo en sistemas con números reducidos de ejes de columnas (3 o menores) por medio de un coeficiente de redundancia; sin embargo, en otros países se plantea asumir esto de forma indirecta, y muchos especialistas están en desacuerdo con esto.

En el caso de la esbeltez existe el problema de volteos de la estructura que podrían producirse como consecuencia de un gran momento de volteo generado por un evento sísmico si no se cumplen con las solicitaciones de resistencia y ductilidad necesarias para contrarrestarlo y si la estructura es poco redundante, los elementos columnas tendrían mayores solicitaciones y de no poderlos redistribuir a más elementos terminarían sobrepasando sus capacidades y llevando a un colapso de la estructura.

Conforme a lo indicad anteriormente, nos hace definir las siguientes preguntas de investigación. ¿Qué tanto influye la relación de esbeltez de un sistema de pórticos en el comportamiento dúctil de este? ¿Qué tanto influye la redundancia estructural en la ductilidad global de un sistema de pórticos?

## **1.2. ANTEDECENTES**

Las investigaciones previas a este trabajo de titulación ofrecen datos relevantes en el campo de estudio que pueden ser contrastados o actualizados. Estas

investigaciones han abarcado el análisis por separado de las variables de estudio de este trabajo de titulación y/o incluyendo otras variables.

En el ámbito internacional se destaca la investigación realizada por (Bertero & Bertero, 1999) como investigación tomada para la normativa ASCE -7 donde se estudia la influencia de la redundancia en la probabilidad de falla estructural concluyeron que los sistemas de alta redundancia aportan un gran beneficio en los diseños sismo resistentes a pesar de las complicaciones de cuantificar el efecto que tiene la redundancia en los diseños de sistemas estructurales de pórticos sismo resistentes, también concluyen que el aporte de la redundancia en el diseño no se puede tomar de forma independiente de factores como la ductilidad y sobrerresistencia del sistema. Tena et al., (2017) en su investigación sobre el impacto de la redundancia en el comportamiento de sistemas de pórticos dúctiles de hormigón armado concluye que la redundancia en modelos de longitud constante juega un papel muy importante en el diseño sísmico, incluso cuando se aumenta un solo vano al sistema porque aumenta la resistencia y la capacidad de deformación de la estructura.

En el ámbito nacional se ha realizado una investigación por parte de (Carrillo y Paredes, 2010) donde se evaluó el desempeño sísmico de pórticos SMRF con diferentes niveles de esbeltez y en el que se propone una metodología simplificada para estimar la ductilidad global del tipo de sistema estructural analizado. De igual forma (Salazar y Vásquez, 2011) analizaron el comportamiento inelástico de pórticos SMRF de acero con diferentes grados de redundancia y geometría y propusieron un índice de ductilidad global en función al área bajo la curva fuerza-desplazamiento.

En el ámbito local, Zamora, J., 2020 basándose en el análisis de fuerzas estáticas de la NEC-15 obtuvieron respuestas del desempeño global sísmico de una edificación, teniendo en cuenta la geometría de la estructura y demás aspectos dictados por la normativa.

## **1.3. HIPÓTESIS**

### **1.3.1. Hipótesis General**

Los sistemas de pórticos SMRF redundantes y compactos tendrán mejor comportamiento dúctil que aquellos poco redundantes y esbeltos.

### **1.3.2. Hipótesis Específica**

**H.E.1:** El comportamiento dúctil global de la estructura se vería afectado en mayor medida en sistemas con poca redundancia con relaciones de esbeltez grandes.

**H.E.2:** La esbeltez del edificio no influirá en gran medida en el comportamiento dúctil de sistemas altamente redundantes

## **1.4. OBJETIVOS**

### **1.4.1. Objetivo General**

Cuantificar la incidencia de la redundancia y la esbeltez de un sistema de pórticos especiales resistentes a flexión (SMRF) en su capacidad de ductilidad global mediante análisis estructural estático no lineal (Pushover).

### **1.4.2. Objetivos Especificos**

O.E.1.: Evaluar el desempeño sísmico de un sistema SMRF en función de su redundancia estructural, mediante el análisis de estructuras de 3, 4 y 5 vanos

O.E.2.: Evaluar el desempeño sísmico de un sistema SMRF en función de su relación de esbeltez, mediante el análisis de estructuras de 3, 10, y 20 pisos.

## **1.5. ALCANCE**

El presente proyecto de investigación se encargará de analizar analíticamente un sistema de pórticos resistentes a flexión (SMRF) con variaciones en su relación de esbeltez, y el número de ejes de columnas para cuantificar la incidencia que estas variables tendrían en el comportamiento dúctil final de la misma.

Los resultados de la investigación serán de gran importancia para garantizar a los ocupantes de este tipo de estructura, la seguridad que brindaría un buen diseño de sistemas estructurales. Esta investigación se limitará a estudiar la influencia de las variables antes mencionadas adoptando como constantes parámetros como alturas de piso, cargas sobreimpuestas, luces entre columnas, tipo de suelo y las características del hormigón y acero en el diseño.

## **1.6. VARIABLES**

### **1.6.1. Variables Dependientes:**

Ductilidad global del sistema de pórtico

### **1.6.2. Variables Independientes**

Relación de esbeltez del sistema de pórtico.

Redundancia estructural del sistema de pórtico.

## **CAPITULO II: MARCO TEÓRICO**

### **2.1. SISTEMAS DE PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A FLEXIÓN (SMRF) DE HORMIGÓN ARMADO**

Los pórticos SMRF de hormigón armado son estructuras compuestas por columnas y vigas que funcionan como un sistema de marcos rígidos capaces de resistir momentos producidos por cargas verticales y horizontales. Para conseguir esto, los elementos y las conexiones deben ser diseñados para desarrollar una alta capacidad de resistencia a momentos. (ACI 318, 2019)

Dentro de los requisitos para que un sistema de pórticos resistentes pueda clasificarse como especial están los siguientes:

- Tener un adecuado confinamiento del hormigón,
- Longitud de desarrollo de anclajes y traslapes acorde a los requerimientos normativos
- Garantizar la continuidad de los elementos con los miembros adyacentes
- Capacidad de disipar energía mediante la formación de rotulas plásticas en las vigas antes que las columnas.
- Tener conexiones rígidas entre los elementos para formar un sistema monolítico

### **2.2. ESBELTEZ Y PANDEO**

La esbeltez se define como la relación que existe entre la altura y el ancho. Se determina típicamente como la comparación entre la altura efectiva de un elemento o una estructura y su dimensión lateral más pequeña. Cuando esta proporción es elevada, se la clasifica como esbelta, lo que sugiere una mayor

probabilidad de volverse inestable frente a cargas de compresión y los efectos de segundo grado las que producen flexión lateral o pandeo.

### **2.2.1. Pandeo local.**

El pandeo local involucra básicamente la deformación por flexión de los elementos placa que forman la sección transversal del perfil, es decir, el elemento placa patea fuera del plano original sin desplazamiento de los puntos de unión entre los elementos placa. En general se forman ondulaciones continuas cuya separación entre estas es usualmente igual o más corta que la mayor dimensión del perfil bajo compresión, en el modo de pandeo local la esbeltez se mide con la relación  $b/t$ ,  $h/t$ . (Hernández et al., 2013)

En cambio, McCormac y Csernak, (2013) señalan en su obra "Diseño de Estructuras de Acero" que el pandeo local sucede cuando ciertas áreas de la sección transversal de la columna son lo suficientemente delgadas como para deformarse localmente en compresión antes de que otros tipos de pandeo puedan manifestarse. La susceptibilidad de las columnas de acero frente a un posible pandeo local se evalúa en función de las dimensiones de su sección transversal.

El pandeo local puede tener diferentes efectos, desde impedir el desarrollo estable del endurecimiento por deformación en la relación momento-rotación de un elemento (Davies, 2006) hasta convertirse en el mecanismo principal en el que las estructuras de acero disipan la energía proveniente de cargas sísmicas. (Qin et al., 2001)

Para prevenir que exista pandeo local, se relaciona la esbeltez de la sección en cuestión con la máxima esbeltez determinada por normativa para determinar si esta es compacta o esbelta. Mientras más compacta es la sección, el riesgo de que ocurra un pandeo local en esta, es menor. (Lastra, 2012)

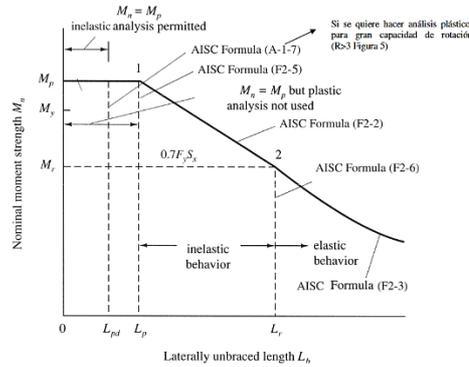
#### **2.2.1.1. *Pandeo en vigas.***

Cuando se cuenta con un soporte lateral continuo o muy cercano, las vigas se deformarán plásticamente, entrando en lo que se denomina zona 1 de pandeo. A medida que aumenta la distancia entre los soportes laterales, las vigas comenzarán a fallar de manera inelástica bajo momentos menores, situándose en la zona 2. Por

último, con longitudes sin soporte lateral aún mayores, las vigas fallarán de manera elástica, clasificándose en la zona 3. (McCormac & Csernak, 2013)

**Figura 1.**

*Resistencia nominal de secciones compactas*



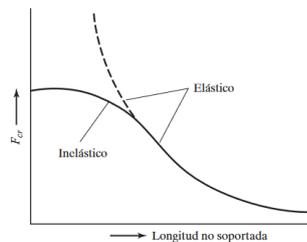
*Nota: Tomado de McCormac & Csernak, (2013)*

### 2.2.1.2. Pandeo en columnas.

El pandeo es un fenómeno que ocurre cuando una columna se somete a un esfuerzo excesivo, superando la carga que puede soportar. De manera similar, se podría decir que una columna y una viga se comportan de manera parecida, aunque están orientadas de manera diferente y enfrentan fuerzas distintas. Las columnas están diseñadas principalmente para resistir cargas axiales, lo que produce compresión, mientras que las vigas soportan tanto cargas laterales como fuerzas de compresión y tensión. Además, el desempeño de las columnas puede mejorarse significativamente con el uso de un sistema de columna tubular, que optimiza su funcionamiento. (Villalba et al., 2018)

**Figura 2**

*Falla de columnas en el rango elástico e inelástico*



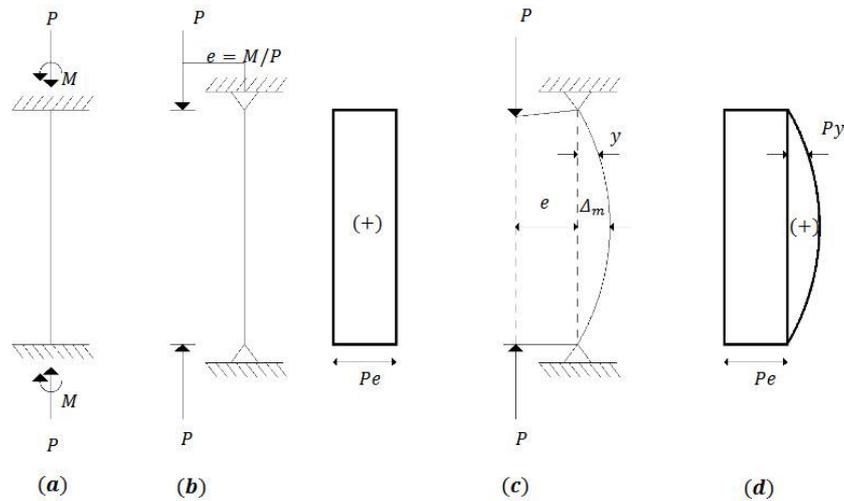
*Nota: Tomado de McCormac & Csernak, (2013)*

### 2.2.2. Pandeo lateral flexionante.

El pandeo lateral flexionante, también llamado pandeo de Euler, ocurre cuando una fuerza axial aplicada al elemento causa un desplazamiento transversal respecto a su eje original ( $\Delta$ ), lo que induce flexión en el elemento. (Merino & Trebejo, 2022)

**Figura 3**

*Momentos adicionales en una columna por efectos de esbeltez*



*Nota: Tomado de Jiménez, (2013)*

El esfuerzo necesario para que una columna se pandee disminuye a medida que la columna se alarga. Al alcanzar una cierta longitud, este esfuerzo se reduce hasta el límite proporcional del acero. Para esa longitud y mayores, el esfuerzo de pandeo será de naturaleza elástica. Una columna debe ser larga y esbelta para pandearse elásticamente. (McCormac & Csernak, 2013)

La altura es un factor clave para determinar si las columnas tendrán un pandeo elástico o un pandeo inelástico. (Conteron & Erazo, 2017)

El pandeo es elástico cuando:

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{EC. 1 (AISC 360, 2022)}$$

$$\frac{F_y}{F_e} > 2.25 \quad \text{EC. 2 (AISC 360, 2022)}$$

El pandeo es inelástico cuando:

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{EC. 3 (AISC 360, 2022)}$$

$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \quad \text{EC. 4 (AISC 360, 2022)}$$

La norma AISC 360, (2022) calcula de la siguiente forma el esfuerzo de Euler para pandeo elástico de columnas.

$$F_e = \frac{P}{A} = \frac{\pi^2 EI}{(KL/r)^2} \left[ \frac{Kg}{cm^2} \right] \quad \text{EC. 5 (AISC 360, 2022)}$$

Sustituyendo

$$r = \sqrt{I/A} \quad \text{EC. 6 (AISC 360, 2022)}$$

Da como resultado la siguiente ecuación:

$$P_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad \text{EC. 7 (AISC 360, 2022)}$$

Donde:

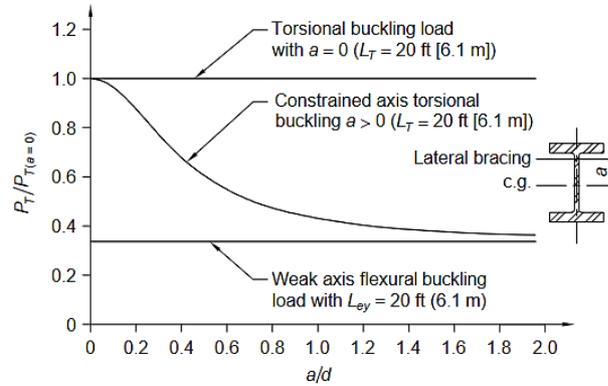
$P_e$  = Carga de pandeo de Euler

E = modulo de elasticidad

$\frac{KL}{r}$  = es la relacion de esbeltez y r el menor radio de giro

**Figura 4**

*Capacidad de Pandeo Torsional con arriostramiento lateral a lo largo del eje débil*



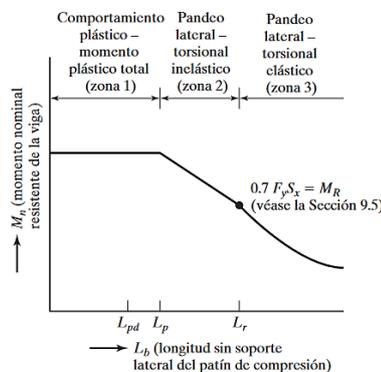
*Nota: Tomado de AISC 360, (2022)*

### 2.2.3. Pandeo lateral torsional.

La norma AISC 360 establece que el pandeo elástico lateral-torsional ocurre cuando la longitud sin arriostramiento excede  $L_r$ , determinada por la Ecuación F2-6. La Ecuación F2-2 describe el rango de pandeo lateral-torsional inelástico como una línea recta entre los límites definidos por  $M_p$  en  $L_p$  y  $0.7F_yS_x$  en  $L_r$ . La resistencia al pandeo en la región elástica se determina mediante la Ecuación F2-3, en combinación con la Ecuación F2-4.

**Figura 5**

*Momento nominal con respecto a la longitud no soportada lateralmente del patín de la viga en compresión*



*Nota: Tomado de McCormac & Csernak, (2013)*

La ecuación para calcular la longitud límite sin arriostramiento ( $L_r$ ) en el estado límite de pandeo lateral-torsional inelástico, en pulgadas (mm), es:

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} \quad \text{EC. 8 (AISC 360, 2022)}$$

Ecuaciones para el pandeo lateral torsional en elementos compactos con forma de I de simetría doble y canales doblados alrededor de su eje mayor, así como en elementos en I de simetría doble con almas compactas y alas no compactas o esbeltas dobladas alrededor de su eje mayor:

(a). Cuando  $L_b \leq L_p$ , no se aplica el estado límite de pandeo torsional.

(b) Pandeo Torsional Inelástico cuando  $L_p < L_b < L_r$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad \text{EC. 9 (AISC 360, 2022)}$$

(c) Pandeo Torsional elástico cuando  $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad \text{EC. 10 (AISC 360, 2022)}$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad \text{ecuacion F2 - 4} \quad \text{EC. 11 (AISC 360, 2022)}$$

Cualquier método de análisis que tenga en cuenta la torsión en un elemento debido a una imperfección fuera del plano, o por la tendencia a torsionarse bajo los efectos del pandeo lateral-torsional, ya sea elástico o inelástico, debe considerar los momentos adicionales causados por la torsión en el cálculo. Se ha comprobado que la torsión es un factor crucial en las secciones de ala ancha no arriostradas a medida que la longitud sin arriostramiento del elemento se aproxima a  $L_r$  y aumenta la relación entre la rigidez y la resistencia del momento en los ejes fuerte y débil. En

estos casos, la capacidad del elemento se alcanza con una torsión de la sección transversal entre 0,03 y 0,05 rad.

De acuerdo con la norma AISC 360, la resistencia nominal a la compresión,  $P_n$ , se determinará considerando los estados límite de pandeo torsional.

$$P_n = F_n A_g \quad \text{EC. 12 (AISC 360, 2022)}$$

(a) Para elementos con simetría doble que giran alrededor del centro de corte

$$F_e = \left( \frac{\pi^2 E C_w}{(L_{cz})^2} + GJ \right) \frac{1}{I_x + I_y} \quad \text{EC. 13 (AISC 360, 2022)}$$

(b) Para elementos con simetría sencilla que giran alrededor del centro de corte, donde  $y$  es el eje de simetría:

$$F_e = \left( \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \quad \text{EC. 14 (AISC 360, 2022)}$$

(c) Para elementos sin simetría que giran alrededor del centro de corte,  $F_e$  representa la raíz más pequeña de la ecuación cúbica.

$$\text{EC. 15 (AISC 360, 2022)}$$

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey})\left(\frac{x_0}{\bar{r}_0}\right)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex})\left(\frac{y_0}{\bar{r}_0}\right)^2 = 0$$

(d) Para elementos en forma de I con simetría doble y arriostamiento lateral, donde el eje menor está desplazado respecto al centro de corte

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 E I_y}{L_{cz}^2} \left( \frac{h_0^2}{4} + y_a^2 \right) + GJ \right] \frac{1}{A_g r_0^2} \quad \text{EC. 16 (AISC 360, 2022)}$$

(e) Para elementos en forma de I con simetría doble y arriostramiento lateral, donde el eje mayor está desplazado con respecto al centro de cortante

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 E I_y}{L_{cz}^2} \left( \frac{h_0^2}{4} + \frac{I_x}{I_y} x_a^2 \right) + GJ \right] \frac{1}{A_g r_0^2} \quad \text{EC. 17 (AISC 360, 2022)}$$

Donde:

$r_0$  = radio polar de giro.

$K_z$  = factor de longitud efectiva para pandeo torsional

$G$  = módulo cortante de elasticidad del acero

$C_w$  = constante de alabeo

$J$  = constante de torsión

#### 2.2.4. Pandeo torsional-flexionante elástico.

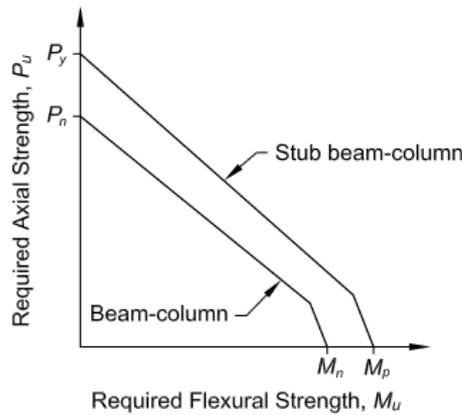
Según la norma ASCE-22, el pandeo por flexión-torsión ocurre cuando un miembro comprimido se dobla y gira simultáneamente sin alterar la forma de su sección transversal. Este modo de fallo, típicamente asociado con formas no simétricas, no suele considerarse en el diseño de estructuras laminadas en caliente. Por lo general, la carga crítica para este tipo de pandeo es similar o apenas difiere de la carga crítica para el pandeo por flexión en el eje menor.

Estas disposiciones se aplican a miembros simplemente simétricos, asimétricos y algunos doblemente simétricos como los miembros cruciformes o reconstruidos. También se aplican a miembros doblemente simétricos cuando la longitud torsional sin arriostramiento excede la longitud lateral sin arriostramiento, excluyendo elementos esbeltos. Además, estas directrices se extienden a ángulos simples con una relación  $b/t > 0.71 \sqrt{E/F_y}$ , donde  $b$  es el ancho del cateto más largo y  $t$  es el espesor.

La resistencia nominal a la compresión,  $P_n$ , se determina considerando los estados límite de pandeo flexo-torsional y se calcula utilizando las mismas ecuaciones mencionadas para el pandeo torsional.

## Figura 6

Curva de interacción para viga corta - columna y viga - columna



Nota: Tomado de (AISC 360, 2022)

### 2.2.5. Pandeo Local en ala y alma.

El pandeo local en el ala o alma en compresión de vigas de acero ocurre de forma prematura, es decir, en el rango elástico. Los elementos que conforman las vigas que sean esbeltas y que no cumplan con la relación mínima de ancho espesor especificado en AISC 360 son susceptibles a este tipo de fallas. (Manrique, 2010, p. 40)

El momento de diseño para el estado límite de pandeo local del ala o alma  $\phi M_n$  (kN.m) se determina para cada tipo de sección transversal de acuerdo con el Anexo F de la norma AISC 360.

### 2.2.6. Esbeltez Global.

La esbeltez global mide la relación entre la altura medida desde el primer nivel de vereda exterior y el ancho de la base del edificio; este parámetro es importante porque condiciona aspectos relacionados con los efectos de las cargas horizontales (sismo y viento), condiciona también las dimensiones de los elementos estructurales, y por consecuencia las formas arquitectónicas del edificio, así también la funcionalidad y su estética si la relación de esbeltez es mayor 2 se la considera una estructura esbelta. (Hermoso, 2014)

### **2.2.7. Problemas de la esbeltez global.**

La Pérdida de estabilidad es uno de los problemas principales en los edificios esbeltos, ya que las principales cargas laterales a las que están expuestas son las fuerzas sísmicas y la fuerza de los vientos, además el periodo fundamental es más grande que las de los edificios de mediana y pequeña altura. (Fu, 2018)

El incremento del momento de volteo causado por las fuerzas horizontales que en algunos casos aumenta cuadráticamente con la altura, mientras que el desplazamiento horizontal aumenta a la cuarta potencia de la altura. Por lo tanto, el control de los desplazamientos se convierte en una prioridad en el diseño de edificaciones de gran altura. (Lavan & de Stefano, 2013)

Desde una perspectiva estructural, es esencial controlar adecuadamente estos desplazamientos laterales. Cuando se consideran los efectos sísmicos, es también importante evitar que la estructura entre en resonancia con las vibraciones del terremoto. Dado que la frecuencia natural de vibración de las estructuras esbeltas suele ser similar a la de un terremoto y los desplazamientos asociados pueden ser destructivos, es crucial controlar esta vibración.

En una estructura alta, la subestructura horizontal, como el sistema de vigas y losas, juega un papel fundamental en la transferencia de cargas verticales. Estas cargas se transmiten a través del sistema de vigas y losas a la subestructura vertical, como columnas, muros de corte y pilotes, y luego se transmiten a los cimientos. En rascacielos, la subestructura vertical asume una gran parte de las cargas horizontales, además de las verticales. La elección de la subestructura vertical tiene un impacto directo en la estabilidad general y la deformación de la estructura.

Se ha podido observar que la demanda de ductilidad derivada del análisis Historia - Tiempo para cinco movimientos sísmicos variaba en función del número de pisos. Estos gráficos comparan los enfoques de diseño basados en fuerzas (FBD) y diseño basado en desplazamiento directo (DDBD) en función de la ductilidad calculada y el número de pisos de las estructuras analizadas en aquel estudio. (Sil et al., 2019)

### 2.3. COMPORTAMIENTO GLOBAL

Los parámetros que se analizan en el comportamiento global de la estructura son los períodos fundamentales, participación de masas, desplazamientos y derivas de piso. (José Andrade, 2019)

El período fundamental de vibración de las estructuras varía en función del tipo de suelo en que está cimentado. Un edificio sobre roca o sobre un suelo duro se comportará como una estructura en voladizo perfectamente empotrado en la base y tendría como resultado el menor periodo de vibración. Sin embargo, si el suelo donde está cimentado es blando se va a deformar con las vibraciones y como consecuencia el periodo de vibración tendrá un incremento porque este empezaría a comportarse como una estructura parcialmente empotrada debido a la deformación del empotramiento. (Caicedo, 2014)

#### Figura 7

*Simulación de estructuras con tres condiciones de suelo*



*Nota: Tomado de Caicedo, (2014)*

Todos los modos de vibración que tienen un impacto significativo en la respuesta total de la estructura, abarcando diferentes períodos de vibración, así como aquellos modos en los que participa al menos el 90% de la masa modal acumulada de la estructura en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas. (NEC-SE-DS, 2015)

En la normativa NEC, para evaluar las derivas de los pisos se empleará el máximo valor de respuesta inelástica en desplazamientos ( $\Delta M$ ) de la estructura inducida por el sismo de diseño. Las derivas resultantes debido a las fuerzas laterales de diseño ya sean estáticas o dinámicas según el método DBF, serán calculadas para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales.

### 2.3.1. Efecto P- $\Delta$ .

En ingeniería estructural, se reconoce ampliamente como efecto de segundo orden o efecto P- $\Delta$  a la influencia de las cargas verticales que actúan a través de deformaciones laterales en la estructura. En el diseño práctico, este efecto se suele abordar aplicando un factor de amplificación a las respuestas calculadas únicamente con análisis de primer orden. (Wei et al., 2012)

Desde el punto de vista de la estática, el efecto P-delta se puede entender como una carga lateral adicional que incrementa las fuerzas y las deformaciones laterales en los elementos estructurales. Esto resulta en una reducción de la capacidad de la estructura para resistir cargas laterales y puede ocasionar una disminución en la relación de desplazamiento frente a grandes desplazamientos. (Gupta & Krawinkler, 2000)

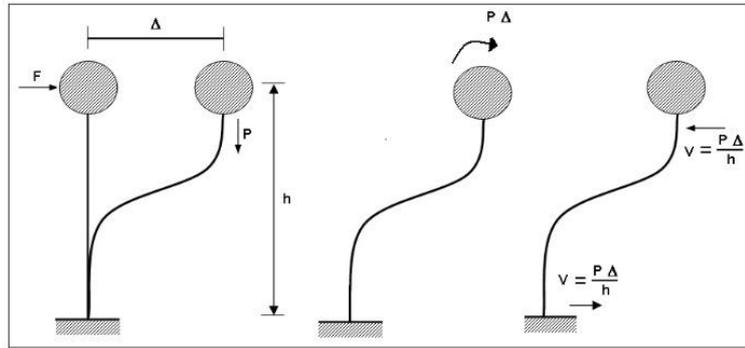
Este fenómeno puede desencadenar un ciclo negativo para el sistema estructural, ya que las cargas gravitatorias ejercen una mayor influencia a medida que aumenta el desplazamiento lateral. Al mismo tiempo, el desplazamiento lateral se amplifica debido a las cargas gravitatorias actuantes sobre él. (Black, 2011)

En edificios altamente flexibles, las cargas gravitatorias pueden tener un efecto desestabilizador que lleva a una pérdida de rigidez después de la fluencia. Esto significa que la capacidad de la estructura para resistir el colapso se reduce rápidamente cuando un terremoto la empuja hacia la deformación inelástica, incluso si los componentes histeréticos muestran un comportamiento estable. En muchos edificios, el colapso lateral resulta de ambos efectos: en cada ciclo de carga, los componentes estructurales se deterioran progresivamente, perdiendo capacidad de carga gradualmente hasta que la gravedad prevalece y supera la resistencia a las cargas gravitatorias. (Adam & Jäger, 2012)

Normalmente, los efectos P- $\Delta$  en edificios de baja altura no son relevantes debido a que las deformaciones laterales totales son generalmente pequeñas, limitadas por la deriva entre pisos. No obstante, en edificios más altos donde las deformaciones laterales pueden ser considerablemente mayores, cumplir con el límite de deriva máxima no asegura que los efectos P- $\Delta$  sean despreciables. (Neuss & Maison, 1984)

## Figura 8

Efecto P-Delta en un sistema de 1 grado de libertad



Nota: Tomado de Aguiar, (2008)

### 2.3.2. Desempeño sísmico global.

La definición de desempeño sísmica no aplica solamente a edificios sino a todo tipo de estructuras y tiene que ver con la utilización apropiada para el dimensionamiento de elementos estructurales y no estructurales los cuales resistan una excitación sísmica cumpliendo ciertos niveles de desempeño, los cuales garanticen ciertos parámetros en la estructura, otra forma es visualizar hasta que nivel de desempeño llega una estructural ya diseñada o calculada según el espectro de diseño. El desempeño se determina según el daño que ha sufrido una estructura al ser sometida a una excitación sísmica y las condiciones de la estructura posterior al evento sísmico. (Abril, 2020)

## 2.4. REDUNDANCIA ESTRUCTURAL

La redundancia en función a cualquier patrón de carga aplicado a una estructura se explica en términos del conteo de regiones críticas conocidas como articulaciones plásticas que son esenciales para desencadenar una inestabilidad o posible colapso del sistema. (Tena et al., 2017)

Según Ameri et al. (2019) la redundancia al ser la capacidad que tiene una estructura de redistribuir las cargas que no pueden ser soportadas por elementos

dañados después de un evento de falla local tiene un impacto favorable al mejorar la robustez y la resistencia al colapso progresivo del sistema.

Es importante resaltar que un marco con menos vanos siempre presenta una menor redundancia frente a cargas laterales en comparación con otro marco que tenga el mismo grado de indeterminación estática pero más vanos. Es así como el grado de indeterminación estática estructural puede tomarse como una medida de cuán redundante es una estructura. El grado de indeterminación puede calcularse con la siguiente expresión.

$$N_{st} = 6NM + NR - 6NJ - NC \quad \text{EC. 18 (Ameri et al., 2019)}$$

Donde:

$N_{st}$ : Grado de indeterminación estática

NM: Número de miembros

NR: Número de reacciones en los apoyos

NJ: Número de nodos

NC: Numero de ecuaciones de condicion

De acuerdo a Ameri et al. (2019) una estructura regular típica con un grado de indeterminación menor a 3.275 es más propensas a colapsar progresivamente al igual que estructuras de tres vanos cuando una columna es removida.

En el contexto de las cargas laterales, como las que se generan durante un evento sísmico, el grado de redundancia no solamente se determina a partir de las características geométricas de la estructura, la cantidad de refuerzo y los detalles de diseño, sino también por la respuesta dinámica y el tipo de carga lateral que se aplique. (Bertero & Bertero, 1999)

Bertero y Bertero (1999) resaltan que la redundancia conlleva varios efectos favorables en la respuesta estructural. En primer lugar, ayuda a evitar la acumulación de daños al distribuir la disipación de energía entre múltiples componentes. En segundo lugar, reduce los desplazamientos laterales y la necesidad de ductilidad causada por la torsión inelástica. En tercer lugar, posibilita

la utilización de elementos estructurales menos robustos en comparación con edificios que carecen de redundancia.

Por lo tanto, es fundamental que cada uno de estos efectos sea considerado adecuadamente en el diseño sísmico, mediante la incorporación de un factor de redundancia en la ubicación apropiada, en lugar de ser incorporado de manera indirecta en otros factores.

#### **2.4.1. Redundancia en normativa internacional ASCE 7-22.**

En el contexto del ASCE 7, (2022), el factor  $\rho$  se utiliza para considerar el riesgo sísmico en la zona donde se planea construir la estructura. Este riesgo se tiene en cuenta al asignar la categoría de diseño sísmico, que puede basarse en periodos cortos (SDS) o periodos de un segundo (S1). Además, se pondera la importancia de la construcción, penalizando aquellas estructuras que deben permanecer operativas después de un sismo u otro desastre natural.

El factor de corrección por redundancia estructural se incorpora en las combinaciones de cargas empleadas durante el análisis estructural al considerar los efectos sísmicos E. Estos efectos se determinan mediante la siguiente fórmula:

$$E = \rho Q_E \pm 0.2 S_{DS} D \quad \text{EC. 19 (ASCE 7, 2022)}$$

Donde:

E: Efecto combinado de las fuerzas horizontales y verticales inducidas por el sismo.

D: Efecto de la carga muerta.

$Q_E$ : Efecto de la fuerza sísmica horizontal.

$S_{DS}$ : Aceleración del espectro de diseño para periodos cortos.

El valor de  $\rho$  se establece en una serie de consideraciones, entre ellas se encuentra que para las estructuras asignadas a las categorías de diseño D, E o F, se establece  $\rho$  en 1.3, a menos que se cumpla una de las condiciones siguientes, lo que permite que  $\rho$  sea igual a 1.0.

- a) Cada nivel o entrepiso de la estructura es capaz de soportar más del 35% del cortante basal en la dirección de interés.
- b) Estructuras con regularidad en planta, en elevación y que estén equipadas con un sistema de resistencia ante cargas laterales que incluye al menos dos series de muros perimetrales en cada lado de la estructura y en cada dirección ortogonal de cada entrepiso.

### **2.4.2. Redundancia en la normativa local (NEC – 15).**

En el marco de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, la redundancia estructural se encuentra implícita en el factor de Reducción de Resistencia  $R$  junto con otras características como la sobre resistencia y ductilidad, por tanto, su consideración se limita a la elección correcta de este factor en el diseño sin poder elegir directamente un valor que represente esta propiedad estructural y afecte directamente el diseño estructural.

El factor de Reducción de resistencia toma en cuenta la ductilidad, redundancia y sobre resistencia del sistema. Matemáticamente queda expresado de la siguiente manera:

$$R = R_{\mu} + R_W + R_R \quad \text{EC. 20}$$

Donde:

$R$ : factor de reducción de resistencia

$R_{\mu}$ : factor de reducción de resistencia por ductilidad

$R_{\square}$ : factor de reducción de resistencia por sobre resistencia

$R_R$ : factor de reducción de resistencia por redundancia.

## **2.5. CAPACIDAD ESTRUCTURAL**

### **2.5.1. Rigidez.**

Es la capacidad de un elemento estructural para resistir cargas sin experimentar deformaciones o desplazamientos significativos. Los factores principales que influyen en esta capacidad incluyen la longitud y la inercia de los

elementos estructurales, los tipos de conexiones utilizadas y los materiales empleados. (NEC-SE-DS, 2015)

En estructuras de hormigón armado y mampostería, al calcular la rigidez y las máximas derivas, se deben emplear las inercias de los elementos estructurales con grietas, de manera similar al procedimiento estándar para el cálculo de fuerzas sísmicas. (NEC-SE-DS, 2015)

La rigidez de los sistemas estructurales no se basa únicamente en la rigidez individual de sus elementos, sino en los mecanismos específicos de resistencia lateral que se han incorporado en su diseño.

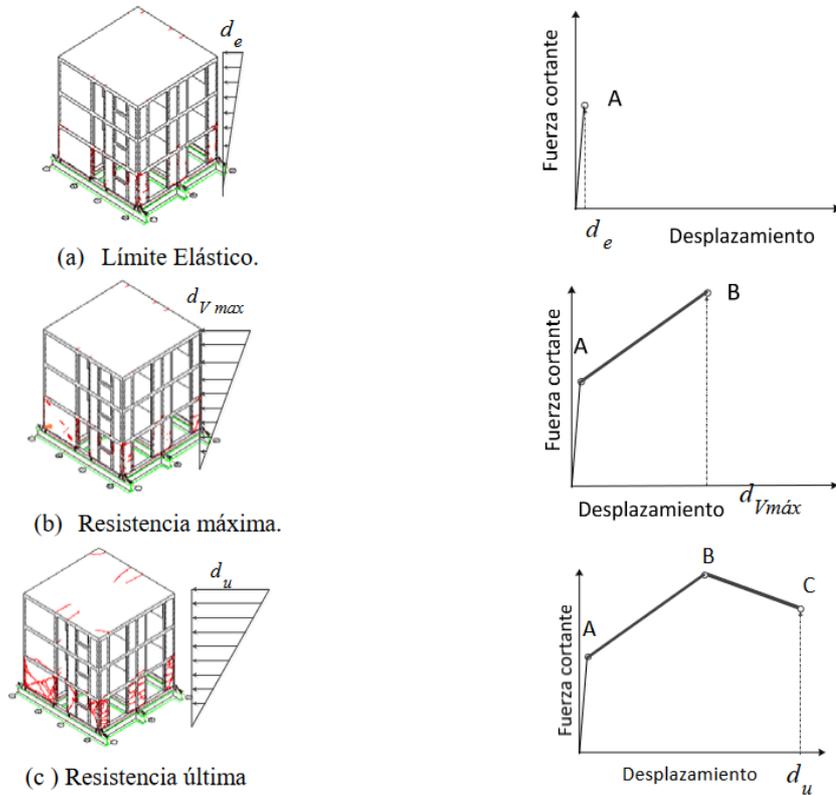
### **2.5.2. Resistencia.**

La resistencia de una estructura, generalmente, está dada en función de la máxima carga que pueda soportar en términos de esfuerzo de corte en la base de esta que, a su vez, son producto de los efectos inducidos por cargas verticales y horizontales.

En el contexto de una estructura de muros estructurales, la curva envolvente de resistencia (Figura 9) obtenida al combinar las envolventes de resistencia de cada muro describe tres estados límites distintivos: (A) Límite Elástico, que ocurre cuando un muro en el entrepiso alcanza su límite elástico y se agrieta; (B) Estado de Resistencia Máxima; (C) Estado de Resistencia Última, donde la capacidad de resistencia del entrepiso se deteriora y supera un límite aceptable establecido. En términos prácticos, el estado de colapso de una estructura sucede cuando existe una degradación superior al 70% de la resistencia máxima de la estructura. (Vázquez Teódulo & Barrios Hugo, 2013)

**Figura 9**

*Caracterización del incremento de desplazamiento en la curva envolvente*



*Nota: Tomado de Vázquez Teódulo & Barrios Hugo, (2013)*

### 2.5.3. Sobrerresistencia.

El Factor de Sobrerresistencia ( $\Omega_o$ ) es un elemento crucial dentro de los "Factores de Desempeño Sísmico", siendo uno de sus tres componentes principales. Investigaciones sobre cómo las estructuras responden a cargas sísmicas han revelado que este factor juega un papel fundamental en la protección contra el colapso de los edificios. Se define como la relación entre la resistencia lateral real y la resistencia de diseño. (Elnashai & Mwafy, 2002)

Su principal propósito es incorporar al diseño sísmico la capacidad adicional que la estructura puede ofrecer gracias a la redistribución de fuerzas internas (redundancia), el endurecimiento del acero por deformación, el sobredimensionamiento de elementos y otros factores similares. (FEMA 451, 2006)

Estos parámetros sísmicos son actualmente utilizados en los códigos de diseño estructural en América del Norte para determinar tanto la capacidad de resistencia como la deformación necesaria en estructuras expuestas a actividad sísmica. El Factor de Modificación de Respuesta (Factor  $R$ ), el Factor de Sobrerresistencia ( $\Omega_0$ ) y el Factor de Amplificación de Desplazamientos ( $Cd$ ) se emplean para evaluar la respuesta estructural en un rango no lineal, incluso cuando se aplican métodos de análisis lineal. (Felipe Scaramelli, 2017)

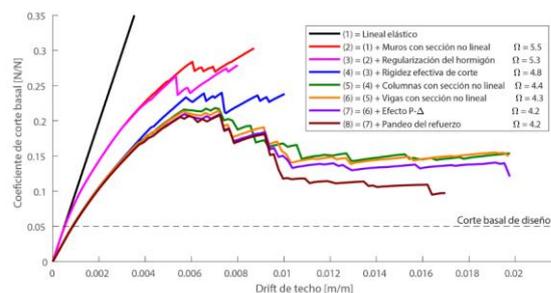
Además de considerar la reducción debida al comportamiento inelástico, las normativas también tienen en cuenta otras reducciones para reconocer que la resistencia lateral real de las estructuras es mayor que la resistencia lateral de diseño. Al incorporar explícitamente esta sobrerresistencia en los diseños, se logra una mayor certeza sobre las fuerzas laterales que pueden actuar sobre las estructuras. (Eduardo Miranda, 1994)

La tendencia actual para abordar el efecto de sobrerresistencia implica disminuir la carga de diseño mediante un factor de sobrerresistencia ( $R$  en los reglamentos mexicanos,  $\Omega$  en los reglamentos estadounidenses), en lugar de aumentar la resistencia factorizada. (Tapia Hernández & Colunga, 2011)

Las estructuras pueden ver afectada su sobrerresistencia por diversas razones, como la elección de secciones estructurales disponibles en el mercado, la tipificación de secciones para un determinado número de pisos por razones constructivas, la relación entre la resistencia nominal y la factorizada, el esfuerzo de fluencia real, el endurecimiento debido a la deformación y la formación del mecanismo de colapso. (Mitchell et al., 2003)

### Figura 10

Curvas Pushover para varios modelos de análisis



Nota: Tomado de (Lopez-García & Parra, 2019)

#### **2.5.4. Ductilidad.**

La ductilidad se puede definir como la capacidad inherente de un material para deformarse permanentemente, antes de alcanzar su rotura, y se puede expresar en función del alargamiento o la reducción de la sección. (Fernández Cánovas, 2012)

Esto se puede lograr mediante la adecuada combinación de resistencia y de ductilidad en la estructura. Estos aspectos aseguran que la edificación, mediante la disipación de energía tanto por deformaciones elásticas como por deformaciones y daños inelásticos, esté protegida del colapso parcial o total durante un sismo de gran intensidad

Ductilidad es la capacidad que tiene un material o sistema estructural para disipar energía mediante deformaciones inelásticas antes de llegar a la fractura. Una disminución en el valor de la ductilidad resulta en una mayor resistencia estructural. La determinación de la demanda de ductilidad implica el cálculo de los desplazamientos en función del tiempo para cada piso de la estructura y la posterior identificación del valor máximo absoluto, que se considera como la relación de ductilidad con relación al desplazamiento de cedencia particular de dicho piso. (Gilbert & Sakka, 2010)

Es fundamental destacar que la ductilidad estructural desempeña un papel crucial en el proceso de análisis sísmico, ya que, dependiendo del grado de elasticidad, es posible obtener la condición base de la estructura. Si bien el cálculo de los desplazamientos entre pisos adyacentes por sí solo no es suficiente para validar el diseño sísmico, es imperativo considerar la relación entre los desplazamientos de todos los pisos, dado que la evaluación del desempeño debe aplicarse a la estructura en su conjunto. Por lo tanto, la verificación del desplazamiento límite de cada piso se convierte en un requisito esencial, dado que la demanda de ductilidad se selecciona como uno de los parámetros de diseño clave.

##### **2.5.4.1.1. Ductilidad local de sistemas SMRF.**

La demanda de ductilidad local varía entre diferentes puntos de un sistema complejo. Esta demanda se relaciona con la resistencia local y con las variaciones

en la resistencia en todo el sistema, lo cual resulta de la interacción entre la disipación de energía por histéresis en diferentes secciones. En el contexto de marcos de edificios, la variabilidad en la ductilidad requerida en diversos puntos, generalmente se debe a la combinación de fuerzas internas producidas por cargas permanentes y excitaciones accidentales. Esta ductilidad se ve influida por factores como el orden en que se alcanza el límite de cedencia en los diferentes puntos y la interacción entre momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas axiales, entre otros.

#### ***2.5.4.2. Ductilidad global de sistemas SMRF.***

La ductilidad global es en esencia una medida de la capacidad que tiene una estructura de incursionar en el rango inelástico, produciendo deformaciones permanentes sin perder su estabilidad y resistencia ante un evento sísmico. (NEC-SE-DS, 2015)

En sistemas estructurales de pórticos especiales resistentes a flexión, el comportamiento dúctil es provisto por la cantidad y disposición del acero de refuerzo en los miembros estructurales siguiendo las recomendaciones sismorresistentes de las normativas nacionales o internacionales vigentes.

Este tipo de estructuras deben ser diseñadas para presentar un adecuado comportamiento frente cargas laterales. Con esto se consigue la formación de rotulas plásticas en los lugares óptimos logrando una redistribución de esfuerzos a los demás elementos estructurales, caso contrario, se generaría una falla frágil en el sistema que provocaría un posible colapso repentino del sistema estructural.

La ductilidad global se puede expresar en función del cociente entre la deformación máxima permitida y el límite elástico del material utilizado. Su expresión matemática es la siguiente:

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad \text{EC. 21}$$

Donde:

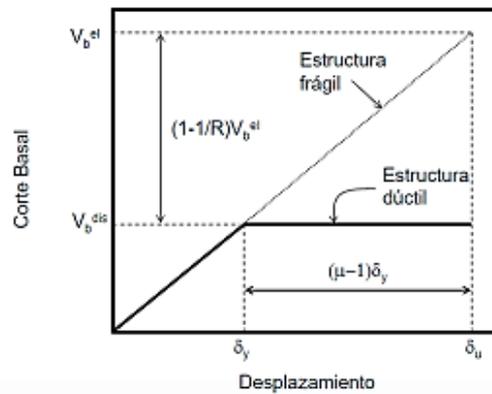
$\mu$ : coeficiente de ductilidad

$\delta_u$ : deformación máxima

$\delta_y$ : deformación de fluencia

## Figura 11

### Curva Pushover Idealizada



Nota: Tomado de Tapia Hernández & Colunga, (2011)

Es importante destacar que, en general, el valor numérico de la ductilidad global en un entrepiso no coincide con los valores de las ductilidades concentradas que se observan en los puntos específicos de ese entrepiso. Esto se debe a que la ductilidad global depende de la interacción entre las deformaciones dúctiles concentradas y las deformaciones elásticas distribuidas que contribuyen a las deformaciones del entrepiso.

## **CAPITULO III: METODOLOGÍA**

### **3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN**

#### **3.1.1. Tipo**

La presente investigación es de tipo analítica. En esta se analizará y establecerá la influencia de las variables independientes (relación de esbeltez del sistema estructural y redundancia) en la variable dependiente (ductilidad global del sistema).

#### **3.1.2. Nivel**

El nivel de investigación de este estudio corresponde a explicativo debido a su enfoque de alto nivel de comprensión del tema estudiado, sus causas y sus efectos.

### **3.2. MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN**

#### **3.2.1. Método**

Se usa el método analítico porque se pretende establecer una relación causa-efecto entre las variables de estudio mediante un análisis de sensibilidad.

#### **3.2.2. Enfoque**

El enfoque de esta investigación es cualitativo porque se centra en proveer una explicación de resultados de casos de estudios para tener una mayor comprensión del tema abordado.

### **3.2.3. Diseño**

El diseño corresponde a estudios de casos de modelos estructurales tridimensionales, los cuales serán diseñados y posteriormente evaluados.

## **3.3. POBLACIÓN MUESTRA Y MUESTREO**

### **3.3.1. Población**

Estructuras de pórticos de hormigón armado regulares en elevación y en planta de regiones altamente sísmicas diseñadas bajo criterios de Pórticos Especiales Resistentes a flexión

### **3.3.2. Muestra**

Modelos característicos con similitudes en términos de redundancia y esbeltez.

### **3.3.3. Muestreo**

El muestreo está enfocado en la utilización de tres casos de estudios para cada modelo característico.

## **3.4. UBICACIÓN DE LOS SECTORES DE ESTUDIO**

El presente estudio es aplicable a todas aquellas regiones de alta sismicidad que requieren el uso de sistemas estructurales con altas capacidades de disipación de energía.

El uso de ciertos parámetros de diseño como el tipo de suelo, ubicación geográfica usados como delimitador del espacio geográfico en el que se realizara el estudio es una situación hipotética necesaria para realizar la investigación. Sin embargo, los

resultados de esta pueden resultar satisfactorios en la aplicación de un sitio que cumpla con los parámetros propuestos por la normativa NEC-15

### 3.5. CASOS DE ESTUDIO

En investigaciones previas se ha analizado la influencia de la redundancia en el desempeño sísmico de estructuras de hormigón armado (Tena et al., 2017), donde se recomienda que para un análisis de la influencia de la redundancia deben modelarse sistemas estructurales regulares con variación en el número de vanos en una misma área de base.

Tomando esta recomendación se procedió a diseñar modelos con diferentes números de vano dentro de una misma área de base correspondiente a 18 metros en ambas direcciones. Se utilizaron pórticos con 3, 4 y 5 vanos en cada modelo.

Para evaluar la influencia de la relación de esbeltez se elaboraron modelos con diferentes números de pisos con la misma dimensión en la base. De esta manera se analizarían edificios con diferentes relaciones de esbeltez. Se propusieron modelos de 3, 10 y 20 pisos. En función de estas dos condiciones se elaboraron 9 modelos de pórticos especiales resistentes a flexión con 3 diferentes cantidades de vanos y pisos, como se muestra a continuación.

**Tabla 1**  
Casos de estudio

Nombre	Vanos	Pisos
Modelo 3V – 3P	3	3
Modelo 3V – 10P	3	10
Modelo 3V – 20P	3	20
Modelo 4V – 3P	4	3
Modelo 4V – 10P	4	10

Modelo 4V – 20P	4	20
Modelo 5V – 3P	5	3
Modelo 5V – 10P	5	10
Modelo 5V – 20P	5	20

*Nota: Autoría propia*

### 3.6. PREDIMENSIONAMIENTO

#### 3.6.1. Predimensionamiento de losa

Se inicia con un predimensionamiento de la losa de piso. Se utiliza una losa aligerada en dos direcciones debido a las longitudes similares de los vanos en dirección X y Y, siguiendo las recomendaciones del código ACI 318 para proponer una dimensión que cumpla con el espesor mínimo requerido.

En primer lugar, se predimensionaron los nervios conforme a las dimensiones mínimas de ancho de nervaduras según ACI 318 (10 cm) y se evaluó la deflexión inmediata por carga de servicio de varios nervios con diferente altura para elegir el más adecuado.

Para la comprobación de acuerdo con el Código ACI 318, el espesor mínimo de la losa está en función del mayor de las siguientes expresiones:

- 125 mm

$$\bullet \quad h = \frac{ln * \left(0.8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \quad \text{EC. 22 (ACI 318, 2019)}$$

Donde:

Ln: luz libre en dirección larga

$\alpha_{fm}$ : promedio de  $\alpha_f$  para todas las vigas de borde en un panel

b: relación entre la luz larga y la luz corta

### 3.6.2. Predimensionamiento de vigas

Mediante el uso de la fórmula de flexión se obtiene un predimensionamiento de las vigas críticas usando el método de áreas tributarias. Para obtener el predimensionamiento se utilizan los datos propuestos al inicio de este capítulo, en conjunto con los que se describirán a continuación.

- Factor de reducción de resistencia ( $f$ ) con un valor de 0,9.
- Cuantía mecánica ( $w$ ) con un valor de 0,18 como recomendación para vigas dúctiles.

El predimensionamiento de las vigas comienza con la estimación de las cargas que soportará con la combinación de cargas gravitacionales mayoradas, en función del área tributaria correspondiente. La fórmula de flexión en vigas utilizada es la siguiente:

$$\phi Mn = \phi * f'c * b * d^2 * \omega * (1 - 0.59\omega) \quad \text{EC. 23}$$

Despejando la variable “d” correspondiente al peralte efectivo de la viga obtenemos la siguiente formula de predimensionamiento:

$$d = \sqrt{\frac{\phi Mn}{\phi * f'c * b * \omega * (1 - 0.59\omega)}} \quad \text{EC. 24}$$

Asumiendo un valor del ancho de la viga “b” y reemplazando los valores anteriormente mencionados en conjunto con el Momento Nominal correspondiente al Momento negativo aproximado de la cara exterior del primer apoyo interior calculado con la formula aproximada propuesta en ACI 318 obtenemos el peralte efectivo necesario para la viga. Posteriormente se le asignó un recubrimiento según la normativa NEC-15 Y ACI 318.

### 3.6.3. Predimensionamiento de columnas

Para el predimensionamiento de todas las columnas de la planta baja se utilizó el método de áreas tributarias correspondiente a una columna interior crítica. Las cargas participantes corresponden a la carga muerta sobrepuesta, carga viva, peso propio de los elementos estructurales ya predimensionados (losas y vigas) y la carga correspondiente al peso propio de una columna hipotética de dimensiones mínimas según la normativa NEC-15, es decir columnas de 30 cm x 30 cm.

Para el cálculo del área requerida se utilizó la expresión propuesta por Arnal & Epelboin (1984) donde se asigna un coeficiente que reduce la resistencia a compresión del hormigón especificada del elemento en función de la ubicación de este dentro del sistema. Para el caso de columnas interiores, el valor de este factor es 0.3, quedando la expresión matemática de la siguiente manera:

$$A_g = \frac{P}{0.3 f'c} \quad \text{EC. 25 (Arnal \& Epelboin, 1984)}$$

Donde:

$A_g$ : Área de sección transversal requerida

$P$ : Carga axial mayorada

$f'c$ : Resistencia a compresión del hormigón especificada

Posterior al cálculo se verificó que los valores obtenidos cumplían con los mínimos requeridos de acuerdo con ACI 318 - 19 al calcular el área de sección mínima de la columna con la ecuación que se muestra a continuación:

$$\phi P_n = \phi * 0,8 * [0,85 * f'c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}] \quad \text{EC. 26 (ACI 318, 2019)}$$

Como datos necesarios se asumió un área de acero de 0,01 veces el área bruta de la columna. Despejando  $A_g$  se obtiene el área bruta mínima de la columna.

$$A_g = \frac{\phi P_n}{\phi * 0,8 * (0,85 * 0,99 * f'c + 0,01 * f_y)} \quad \text{EC. 27}$$

## 3.7. ANÁLISIS DE CARGAS

### 3.7.1. Cargas gravitacionales

El procedimiento de diseño comienza desde la asignación de cargas muertas sobreimpuestas y vivas predefinidas para este estudio.

Las cargas sobreimpuestas se normalizaron de la siguiente manera:

**Tabla 2**

Cargas sobreimpuestas

Pisos	Carga muerta sobreimpuesta (kg/m <sup>2</sup> )	Carga viva (kg/m <sup>2</sup> )
Último piso	150	200
Todos los demás	300	200

**Nota:** Autoría propia

### 3.7.2. Espectro elástico de diseño

El espectro de diseño fue elaborado bajo la normativa NEC-15 que rige en Ecuador a la fecha de este estudio, en función de los parámetros propuestos para la ciudad de Santa Elena; sin embargo, la aplicabilidad de este estudio no se limita a esta zona geográfica.

El espectro de respuesta elástico según la actual normativa se expresa como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño. Este espectro utiliza una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%. (NEC, 2015) Para definir el espectro de diseño se utilizará la metodología propuesta en la normativa local NEC-15 con los siguientes datos:

- Ubicación: Santa Elena

- Tipo de suelo: C
- Altura: 3 metros cada piso.

Con estos datos se obtienen los siguientes parámetros:

- Factor de zona sísmica (Z)

$Z(g) = 0,5$  en función de la ubicación geográfica.

- Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto (Fa)

Fa = 1,18 en función del tipo de suelo

- Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (Fd)

Fd = 1,06 en función del tipo de suelo

- Coeficiente de comportamiento no lineal de suelos (Fs)

Fs = 1,23 en función del tipo de suelo

- Razón entre la aceleración espectral Sa (T = 0,1 sg) y el PGA

h = 1,8 según la región geográfica

- Periodo fundamental de vibración de la estructura

$$T = C_t h_n^a \quad \text{EC. 28 (NEC, 2015)}$$

Donde:

T: periodo fundamental de vibración

Ct: coeficiente que depende del tipo de edificio

hn: altura máxima de la edificación

a: coeficiente que depende del tipo de edificio

Con estos parámetros y las siguientes ecuaciones se obtiene el espectro elástico de diseño:

Para periodos T entre 0 y Tc:

$$S_a = \eta Z F a \quad \text{EC. 29 (NEC, 2015)}$$

Para periodos mayores a Tc:

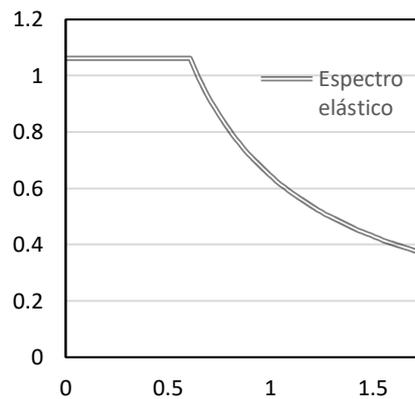
$$S_a = \eta Z F a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{EC. 30 (NEC, 2015)}$$

Donde:

r: factor que depende de la ubicación geográfica.

### Figura 12

*Espectro Elástico de diseño para Santa Elena- Suelo tipo C*



**Nota:** Autoría propia

### 3.7.3. Cortante basal de diseño

El cortante basal de diseño a nivel de cargas ultimas se calculó con los siguientes parámetros:

- Espectro de diseño en aceleración (Sa)
- Factor de importancia (I)
- Coeficiente de regularidad en Planta y Elevación ( $f_P$  y  $f_E$ )
- Carga sísmica reactiva (W)
- Factor de reducción de resistencia (R)

La expresión matemática es la siguiente:

$$V = \frac{I * Sa(Ta) * W}{R * \phi_P * \phi_E} \quad \text{EC. 31 (NEC, 2015)}$$

### 3.7.4. Distribución del cortante basal en cada piso

Para distribuir el cortante basal en cada piso se hace uso del método estático equivalente en el que se modelan las cargas sísmicas laterales distribuidas uniformemente en la altura de cada piso. Este método simplificado es muy útil en estructuras regulares y dentro de la normativa NEC-15 es el método utilizado para distribuir el cortante basal en cada piso en función de su altura, peso y periodo fundamental.

La distribución de las cargas sísmicas laterales de cada piso responde a la siguiente expresión matemática:

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad \text{EC. 32 (NEC, 2015)}$$

Donde:

$F_x$ : fuerza lateral aplicada en el piso  $x$

$w_i$ : peso asignado al piso  $i$

$w_x$ : peso asignado al piso  $x$

$V$ : Cortante basal total

$n$ : número de pisos de la estructura

$h_x$ : altura del piso  $x$

$h_i$ : altura del piso  $i$

$k$ : coeficiente relacionado con el periodo de vibración

### 3.8. DESEMPEÑO GLOBAL SÍSMICO (ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL)

El control del desempeño global de una estructura es imprescindible para asegurar que las edificaciones cumplan con los requisitos mínimos de resistencia, rigidez.

#### 3.8.1. Control de derivas.

Se realizó un control de derivas para asegurar que la estructura presente deformaciones inelásticas controlables representadas mediante derivas inelásticas de piso  $D_M$  como resultado de la amplificación lineal de la deriva elástica de piso  $D_E$  calculada para cada modelo estructural y obtenida mediante un análisis estático lineal.

El cálculo de la deriva máxima inelástica de piso  $D_M$  se realiza con la siguiente expresión:

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E \quad \text{EC. 33 (NEC, 2015)}$$

Posteriormente debe verificarse que las derivas inelásticas no sobrepasen el límite de deriva inelástica máxima en cada piso de la estructura de acuerdo con la expresión:

$$\Delta_M = \Delta_M \text{ máxima} \quad \text{EC. 34 (NEC, 2015)}$$

Donde:

$\Delta_M$  máxima: 0,02 para estructuras de hormigón armado, metálicas y de madera según NEC-15.

Todos los modelos de un mismo número de pisos fueron redimensionados (vigas) para conseguir derivas similares.

#### 3.8.2. Control de estabilidad

El control de la estabilidad de piso se realiza para evitar problemas de rigideces de piso que puedan ocasionar inestabilidad en el sistema aporticado que conduciría a una falla de este. La normativa NEC-15 plantea el cálculo de un índice de estabilidad que involucra una relación entre los momentos de segundo

orden con respecto a los momentos de primer orden de la estructura. Se expresa de la siguiente manera:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad \text{EC. 35 (NEC, 2015)}$$

Donde:

Qi: índice de estabilidad

Pi: suma de la carga total vertical sin mayorar

Di: deriva de piso i

Vi: cortante sísmico del piso i

hi: altura del piso i

Cuando el índice de estabilidad Qi es menor a 0,1, los efectos de segundo orden pueden ser despreciados.

### **3.8.3. Control de regularidad**

La normativa NEC-15 penaliza las irregularidades de los sistemas estructurales con un factor de regularidad en planta  $\phi_P$  y en elevación  $\phi_E$ . Sin embargo, en este estudio se analizaron sistemas estructurales regulares, por tanto, efectos como la irregularidad torsional que influyen en los factores de regularidad en planta y los efectos de irregularidades geométricas y problemas de distribución de masas que influyen en el factor de irregularidad en elevación fueron controlados asignando las cargas distribuidas equitativamente en cada piso para asegurar que estos factores reciban el valor de 1.

## **3.9. DISEÑO ESPECIAL DE PÓRTICOS RESISTENTES A FLEXIÓN**

En función del objetivo 1 y 2, se deben realizar los diseños estructurales de los sistemas de pórticos para su posterior evaluación. El diseño estructural toma como base la normativa local NEC-15 y el Código Internacional ACI 318.

### 3.9.1. Diseño a flexión de vigas

El diseño a flexión de vigas corresponde al cálculo del refuerzo longitudinal requerido por estas en función a los momentos obtenidos como resultado de la aplicación de las combinaciones de cargas, incluidas las cargas de sismo, en el análisis estático lineal.

Para el diseño a flexión de vigas de pórticos SMRF se cumplieron con los siguientes lineamientos del capítulo 18 de ACI 318.

- Mínimo dos barras continuas en la parte superior e inferior en cualquier sección de la viga
- La cuantía de refuerzo no debe exceder de 0.025 para barras de acero de grado 420
- La resistencia a momento positivo en las caras de los nodos no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo en la misma cara
- La resistencia a momento negativo o positivo a lo largo del elemento debe ser mayor o igual a la cuarta parte de la resistencia a momento proporcionada en las caras de este

La expresión matemática utilizada para el cálculo del acero requerido es la siguiente:

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) \quad \text{EC. 36}$$

Donde:

$A_s$ : Acero longitudinal requerido

$f'_c$ : Resistencia a compresión del hormigón

$f_y$ : Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo

$b$ : ancho de la viga

$d$ : peralte de la viga

$M_u$ : Momento ultimo

$\phi$  : factor de reducción de resistencia (0.9 para flexión)

### 3.9.2. Diseño a cortante de vigas

En el diseño por corte de vigas se calcularon los momentos probables en los extremos de las vigas según ACI 318 para obtener el área de acero transversal requerido de la siguiente manera:

Se calcula la altura del bloque equivalente de esfuerzos a compresión con la expresión:

$$\alpha = \frac{A_s * 1.25 * f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad \text{EC. 37}$$

Se calculan los momentos probables con la siguiente expresión:

$$M_{pr} = A_s * 1.25 * f_y * \left( d - \frac{\alpha}{2} \right) \quad \text{EC. 38}$$

Se calculan los cortantes hiperestáticos en función de los momentos probables obtenidos en los extremos de las vigas en las direcciones del sismo aplicado y se elige el mayor. La expresión matemática es la siguiente:

$$V_p = \frac{M_{pr A} + M_{pr B}}{l_n} \quad \text{EC. 39}$$

Para calcular el cortante de diseño se obtiene también el cortante isostático proveniente de la aplicación de las cargas de gravedad en la viga ( $V_g$ ) y se adiciona el cortante hiperestático ya calculado, esto es:

$$V_u = V_e = V_g + V_p \quad \text{EC. 40}$$

En el caso de que el cortante hiperestático sea mayor al 50% del cortante último, la resistencia a cortante del hormigón puede ser despreciada.

Con los valores obtenidos se procede al cálculo del área de acero transversal requerido por unidad de longitud. Se utiliza esta expresión:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - V_c}{\phi f_y d} \quad \text{EC. 41 (ACI 318, 2019)}$$

El espaciamiento de los estribos de confinamiento dentro de una zona 2H medida desde la cara del nodo no debe ser mayor a la menor longitud de las siguientes:

- d/4
- 150 mm
- 6 db (para aceros grado 420)

### 3.9.3. Diseño a flexión de columnas

Con el fin de disminuir la posibilidad de que las columnas fluyan antes que las vigas, ACI 318 regula la resistencia a flexión de las columnas para que cumplan con el criterio Columna fuerte – Viga débil. Este criterio asegura un mecanismo de falla dúctil del sistema ya que las vigas al ser menos resistentes llegarían antes a la fluencia.

Las resistencias a flexión nominales de las vigas y columnas se deben calcular en las caras de los nodos para luego ser utilizadas en la siguiente expresión para cumplir el criterio antes mencionado:

$$\sum M_{n c} \geq 1.2 * \sum M_{n v} \quad \text{EC. 42 (ACI 318, 2019)}$$

Donde:

$\sum M_{n c}$  : Sumatoria de los momentos a flexión nominales de las columnas evaluados en las caras del nodo

$\sum M_{n v}$  : Sumatoria de los momentos a flexión nominales de las vigas evaluados en las caras del nodo

El acero longitudinal calculado con los momentos nominales de las columnas en cumplimiento con el criterio Columna fuerte – Viga débil se limita a un valor mínimo de  $0.01 A_g$  y a un valor máximo de  $0.06 A_g$ .

### 3.9.4. Chequeo a corte en columnas

En el diseño por corte de columnas se debe proporcionar de confinamiento especial a zonas donde se produce la fluencia por flexión y en las longitudes destinadas a empalmes de varillas por traslape.

La longitud  $l_0$  de zonas protegidas debe ser mayor o igual a la mayor entre:

- $l_n/6$
- Máxima dimensión de su sección transversal
- 45 cm

El refuerzo transversal de las columnas cuyas cargas axiales mayores a  $0.3 * A_g * f'_c$  se definieron en función de la mayor de las siguientes expresiones:

$$\frac{A_{sh}}{s * b_c} = 0.3 * \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_y} \quad \text{EC. 43 (ACI 318, 2019)}$$

$$\frac{A_{sh}}{s * b_c} = 0.09 * \frac{f'_c}{f_y} \quad \text{EC. 44 (ACI 318, 2019)}$$

La separación del refuerzo transversal debe ser menor que el valor mínimo obtenido de estas 3 opciones:

- Cuarta parte de la menor dimensión de la columna
- 6 db para varillas de acero degradado 420
- So según la formula

$$S_o = 100 + \frac{350 + h_x}{3} \quad \text{EC. 45 (ACI 318, 2019)}$$

### **3.10. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES (ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL)**

El análisis pushover es un método de análisis no lineal utilizado para evaluar la capacidad sísmica de estructuras. Este método implica la aplicación de cargas laterales incrementales a un modelo estructural preexistente hasta alcanzar un estado límite de colapso o un desplazamiento objetivo predefinido. El objetivo es simular la respuesta de la estructura al capturar el comportamiento no lineal de los elementos que la conforman y la formación de sus mecanismos de falla.

El proceso del análisis Pushover comienza con la creación de un modelo estructural detallado simulando las propiedades no lineales de cada elemento y material usado en la estructura.

#### **3.10.1. Propiedades esperadas de materiales y elementos**

ASCE 41 provee recomendaciones de modelado no lineal que incluyen las propiedades esperadas de los materiales, las condiciones de carga y soporte y factores de reducción de rigidez a flexión, cortante y axial para cada tipo de elemento con el fin de emular las condiciones de esfuerzo, agrietamiento y niveles de deformación causadas por cargas de gravedad y sísmicas. Sin embargo, permite el uso de parámetros alternativos de modelado no lineal debidamente justificados por estudios experimentales.

##### ***3.10.1.1. Propiedades esperadas del hormigón***

ACI 369.1 provee un factor de 1.5 para convertir la resistencia a compresión especificada del hormigón de construcciones existentes en resistencia a compresión esperada; sin embargo, para nuevas construcciones propone utilizar los factores del apéndice A de ACI 318 cuyo factor de corrección es 1.3.

### 3.10.1.2. *Propiedades esperadas del acero*

ACI 369.1 provee un factor de 1.25 para convertir la resistencia a la fluencia especificada del acero de refuerzo de construcciones existentes en resistencia a la fluencia esperada; sin embargo, para nuevas construcciones también propone utilizar los factores del apéndice A de ACI 318, el cual está basado en el grado y tipo de acero a utilizar o, en su defecto, utilizar otros factores que estén respaldados en pruebas o ensayos.

Cumbajin y Romero (2023) en su estudio sobre el comportamiento a tracción de varillas comercializadas en Quito (Ecuador) propone el uso de un factor de 1.2 después del análisis de los ensayos a tracción de 63 probetas. Por tanto, esta investigación tomará como referencia este valor para los futuros cálculos de resistencia a la fluencia esperada.

### 3.10.2. **Rigidez efectiva de vigas y columnas para procedimientos No Lineales**

ASCE 41 proporciona factores para modificar las rigideces de miembros en función del tipo de esfuerzo al que serán sometidos tanto para análisis lineales como análisis no lineales. Dentro de los factores para procedimientos estáticos no lineales que se usaran en este estudio se encuentran los siguientes:

**Tabla 3**

*Rigidez efectiva para análisis No lineal*

Componente	Rigidez axial	Rigidez a flexión	Rigidez a cortante
Vigas	$1 E_{CE} A_g$	$0.2 E_{CE} I_g$	$0.4 E_{CE} A_g$
Columnas con compresión $\geq 0.5 * f'_c * A_g$	$1 E_{CE} A_g$	$0.7 E_{CE} I_g$	$0.4 E_{CE} A_g$
Columnas con compresión $< 0.1 * f'_c * A_g$ o con tensión.	$1 E_{CE} A_g (C)$ $1 E_s A_g (T)$	$0.2 E_{CE} I_g$	$0.4 E_{CE} A_g$

*Nota: Tomado de ASCE 41 - 23*

Para columnas con carga axial que no se encuentran dentro de los parámetros de la tabla se calculó su rigidez efectiva por interpolación lineal con los valores de rigideces especificadas en los dos límites.

### 3.10.3. Modelado no lineal de elementos (Rótulas plásticas)

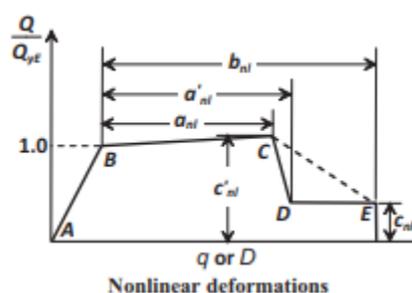
Existen varias formas de representar el comportamiento no lineal de los elementos de un pórtico, en el presente trabajo se utiliza un modelo de plasticidad concentrada, llamado “Rótulas plásticas”, las cuales se ubican en los extremos de un elemento elástico lineal que es donde, por lo general, se concentran los mayores esfuerzos internos.

El modelo de rotulas plásticas asume que las propiedades inelásticas se concentran en regiones específicas de un elemento, dejando las longitudes restantes como un elemento elástico, esto resulta beneficioso en términos de esfuerzos y recursos computacionales para poder llevar a cabo el análisis.

ASCE 41 refiere a los procedimientos de ACI 369.1 donde se propone la utilización de un modelo de rotulas plásticas mediante la relación carga – deformación para elementos gobernados por acciones controladas por deformaciones (dúctiles). Estas curvas se desarrollan mediante la determinación de las capacidades de deformación y resistencia de los elementos.

**Figura 13**

*Relación Carga – Deformación del modelo de Rótulas plásticas*



*Nota: Tomado de ASCE 41 - 23*

El diagrama relaciona las capacidades de los elementos con respecto al límite de fluencia. Es así como los puntos notables del diagrama son los siguientes:

- El punto A corresponde siempre al origen
- El punto B en el eje de las ordenadas a un valor de 1 que corresponde al momento de fluencia del elemento, y en el eje de las abscisas a la rotación de fluencia.
- El punto C tiene una ordenada equivalente a la resistencia esperada del elemento considerando los efectos del endurecimiento por deformación del acero de refuerzo y una abscisa correspondiente a la deformación generalizada en la que comienza un proceso de pérdida de resistencia considerable.
- El punto D tiene una ordenada equivalente a la resistencia residual y una abscisa representada por la deformación generalizada en la que se alcanza la resistencia residual.
- El punto E en el eje de las ordenadas es igual a la resistencia residual y en el eje de las abscisas puede tomarse como la deformación generalizada a la que el elemento pierde su capacidad de resistir cargas de gravedad o igual a la deformación generalizada en la que el elemento pierde su resistencia residual para acciones donde la falla resulta en un colapso estructural o para otros tipos de acciones, respectivamente.

Así mismo los parámetros de modelado de la rótula plástica son:

- El parámetro  $a_{nl}$ , que representa al ángulo de rotación plástica, más allá de la rotación de fluencia, hasta el momento del punto C de la curva generalizada carga – deformación.
- El parámetro  $b_{nl}$ , correspondiente a la rotación plástica a la que el elemento pierde su capacidad residual.
- El parámetro  $c_{nl}$ , la relación de la resistencia residual con respecto a la resistencia esperada a fluencia.

### 3.10.3.1. Parámetros de modelado de rotulas en vigas

Como consecuencia del diseño especial de los elementos pertenecientes al sistema resistente a flexión, en el caso de las vigas se verificó que estas no están controladas por inadecuados desarrollos del refuerzo longitudinal en traslapes o inadecuados empotramientos en los nodos. En el caso de las columnas se verificó únicamente su adecuada longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal en los traslape como indica ACI 369.1.

#### Parámetro $a_{nl}$

Las expresiones para el cálculo del parámetro de modelado  $a_{nl}$  para vigas que no estén controladas por inadecuados desarrollos por traslapes y empotramientos en los nodos serán las siguientes:

$$a_{nl} = k_{xc} \left( 0.0055 \frac{M_{yE}}{V_{MCyDE}} + 0.4 \rho_t \frac{f_{yLE}}{f'_{cE}} \right) - \theta_{yE} \geq 0.0 \quad \text{EC. 46 (ACI 369, 2022)}$$

$$k_{xc} = 1 \geq 2 \frac{V_{beamOE}}{V_{MCyDE}} - 1 \geq 0 \quad \text{EC. 47 (ACI 369, 2022)}$$

Donde:

$k_{xc}$ : Factor de reducción

$M_{yE}$ : Momento resistente de la sección evaluado por ACI 318 sin factores de reducción de resistencia

$V_{MCyDE}$ : Demanda de corte resultante de la fluencia de las rotulas al momento  $M_{CyDE}$

$M_{CyDE}$ :  $M_{CY}$  evaluado usando propiedades esperadas de los materiales y cargas axiales de acuerdo con el capítulo 3.3 de ACI 369.1

$M_{CY}$ : Resistencia a la fluencia en flexión usando los principios dados en el capítulo 22 de ACI 318

$V_{beamOE}$ : Resistencia a corte de vigas de hormigón armado según ACI 318, capítulo 22.5

$f_{yLE}$ : Resistencia esperada a la fluencia del acero de refuerzo longitudinal

$f'_{cE}$ : Resistencia a compresión esperada del hormigón

$\rho_t$ : Cuantía transversal

$\Theta_{yE}$ : rotación de fluencia de la rótula

### Parámetro $b_{nl}$

El cálculo del parámetro  $b_{nl}$  está en función de la relación entre cortantes de la viga tal como se muestra a continuación:

$$\frac{V_{beam\ OE}}{V_{MCyDE}} \leq 1 \quad b_{nl} = b_{nl1} = \frac{0.5}{5 + \frac{f'_{CE}}{8 * \rho_t * f_{yLE}}} - \theta_{yE} \geq a_{nl} \quad \text{EC. 48 (ACI 369, 2022)}$$

$$\frac{V_{beam\ OE}}{V_{MCyDE}} > 1 \quad b_{nl} = a_{nl} + 4 * \theta_{yE} * k_{xp} \geq b_{nl1} \quad \text{EC. 49 (ACI 369, 2022)}$$

$$\text{Siendo: } \begin{cases} s \leq \frac{d}{2} & k_{xp} = 1 \\ s > \frac{d}{2} & k_{xp} = 2 * \left(1 - \frac{s}{d}\right) \geq 0 \end{cases} \quad \text{EC. 50 (ACI 369, 2022)}$$

Donde

$k_{xp}$ : Factor de reducción

$s$ : separación de los estribos en la zona confinamiento

$d$ : altura efectiva del elemento

### Parámetro $c_{nl}$

Para el cálculo del parámetro  $c_{nl}$  se eligen entre dos valores en función de la relación de cortantes del elemento:

$$\text{Para } \begin{cases} \frac{V_{beam\ OE}}{V_{MCyDE}} \leq 1 & c_{nl} = 0.0 \\ \frac{V_{beam\ OE}}{V_{MCyDE}} > 1 & c_{nl} = 0.2 \end{cases}$$

#### 3.10.3.2. Criterios de aceptación en vigas

Los criterios de aceptación para vigas con las características mencionadas en el punto anterior están definidos en el siguiente cuadro en función del nivel de desempeño:

**Tabla 4**

Criterios de aceptación en vigas

Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso
$0.15 a_{nl} \leq 0.005$	$0.5 b_{nl}$	$0.7 b_{nl}$

*Nota: Tomado de ACI 369 – 22***3.10.3.3. Parámetros de modelado de rotulas en columnas****Parámetro  $a_{nl}$** Para el cálculo del parámetro  $a_{nl}$  se usó la siguiente expresión:

$$a_{nl} = 0.042 - 0.043 * \frac{N_{UD}}{A_g * f'_{cE}} + 0.63 * \rho_t - 0.023 * \frac{V_{MCyDE}}{V_{colE}} \geq 0.0 \quad \text{EC. 51 (ACI 369, 2022)}$$

Siendo:

$$V_{colE} = k_{nl} \left[ \alpha_{Col} \left( \frac{A_v * f_{ytL/E} * d}{s} \right) + \lambda \left( \frac{6 * \sqrt{f'_{cL/E}}}{M_{UD}/V_{UD} * d} * \sqrt{\frac{N_{UG}}{6 * A_g * \sqrt{f'_{cL/E}}}} \right) \right] \quad \text{EC. 52 (ACI 369, 2022)}$$

Donde:

$N_{UD}$ : fuerza axial de diseño del elemento en funcion de la ecuación 7.3 de ASCE 41

$N_{UG}$ : Fuerza axial de diseño bajo combinaciones de cargas de gravedad con las ecuaciones 7.1 a 7.3 de ASCE 41

$A_g$ : Área de sección transversal gruesa del elemento

$f_{ytL/E}$ : Resistencia a la fluencia esperada del acero transversal para acciones controladas por deformaciones

$k_{nl}$ : Coeficiente para el cálculo de la resistencia a corte de columnas basado en ductilidad de desplazamiento.

### Parámetro $b_{nl}$

Para el cálculo del parámetro  $b_{nl}$  se utiliza la siguiente formulación:

$$\text{Para } \frac{N_{UD}}{A_g * f'_{CE}} \leq 0.5$$

$$b_{nl} = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 * A_g * f'_{CE}} * \frac{1}{\rho_t} * \frac{f'_{CE}}{f'_{ytE}}} - 0.01 \geq a_{nl} \quad \text{EC. 53 (ACI 369, 2022)}$$

### Parámetro $c_{nl}$

Para el cálculo de  $c_{nl}$  se utiliza la siguiente expresión

$$c_{nl} = 0.24 - 0.4 * \frac{N_{UD}}{A_g * f'_{CE}} \quad \text{EC. 54 (ACI 369, 2022)}$$

#### 3.10.3.4. Criterios de aceptación de columnas.

Para columnas que cumplan con una adecuada longitud de desarrollo del traslape se usan los siguientes criterios de aceptación numéricos en función del nivel de desempeño:

**Tabla 5**

*Criterios de aceptación para columnas rectangulares*

<i>Ocupación inmediata</i>	<i>Seguridad de vida</i>	<i>Prevención de colapso</i>
$0.15 a_{nl} \leq 0.005$	$0.5 b_{nl}$	$0.7 b_{nl}$

Nota: Autoría propia

### **3.10.4. Cargas aplicadas en el Análisis Estático No Lineal**

#### **3.10.4.1. Cargas gravitacionales**

El proceso de aplicación de cargas en el análisis Pushover comienza con la aplicación de la carga gravitacional permanente, incluyendo el peso propio de la estructura y cualquier carga muerta o viva adicional, si así se requiera. Esta carga inicial establece el estado de esfuerzo base en el cual se aplicarán las cargas laterales incrementales.

ASCE 41 indica el uso de la siguiente expresión como carga gravitacional que deberá ser aplicada en las estructuras como punto de partida del análisis.

$$Q_g = D + 0.25L + 0.15S \quad \text{EC. 55 (ASCE 41, 2023)}$$

En el caso particular de este estudio se desprecia la carga de nieve debido a las condiciones climáticas de la ubicación considerada.

#### **3.10.4.2. Cargas laterales**

Estas cargas laterales se incrementan de manera controlada, y pueden aplicarse como distribuciones de carga en función de la altura (por ejemplo, una distribución triangular o uniforme) o como fuerzas concentradas en los nodos del modelo. La aplicación de las cargas laterales se realiza en pasos incrementales, permitiendo que el análisis capture la progresiva respuesta no lineal de la estructura.

Para modelar las cargas laterales se utilizará una distribución vertical en función de la masa en el plano de cada diafragma de piso, proporcional a la forma del modo fundamental de vibración.

### 3.10.5. Nodo de control

Se utiliza como nodo de control el nodo del último piso que este más cercano al centro de masa de la estructura.

### 3.10.6. Curva de capacidad

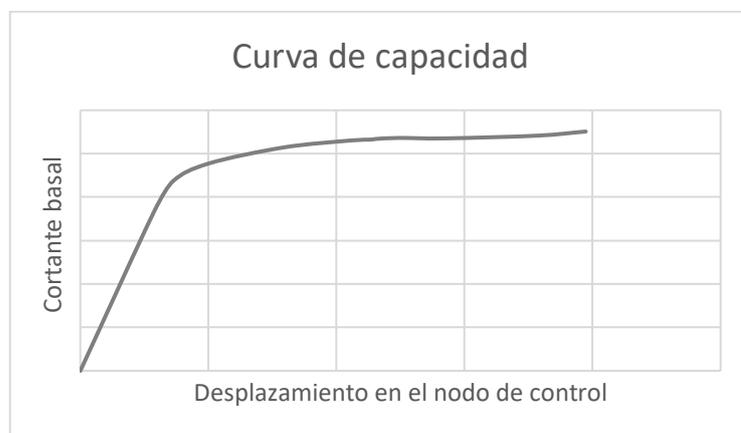
Durante cada incremento de carga lateral, el análisis no lineal rastrea los desplazamientos del nodo de control y la formación de rótulas plásticas que se hayan formado, ya que esto representa los puntos de inicio de comportamiento plástico en los elementos estructurales.

A medida que se aplican las cargas incrementales, las rótulas plásticas se activan, indicando dónde y cuándo la estructura comienza a experimentar deformaciones plásticas significativas. Esta información es crucial para identificar los modos de falla y los mecanismos de colapso potenciales.

Como consecuencia de esta aplicación incremental de cargas laterales se obtiene las curvas de capacidad que relacionan los desplazamientos laterales en el nodo de control y los cortante en la base de la estructura. De esta forma se tiene una representación de la respuesta no lineal de las estructuras analizadas frente a la acción sísmica.

#### Figura 14

*Curva de Capacidad*



Nota: Autoría propia

### 3.11. METODOLOGÍA DEL O. E. 1 y O. E. 2: CUANTIFICAR LA INCIDENCIA DE LA REDUNDANCIA Y ESBELTEZ EN LA DUCTILIDAD GLOBAL.

#### 3.11.1. Ductilidad global

Posterior a la obtención de la curva de capacidad se procede a transformar la curva de capacidad obtenida en una curva equivalente bilineal idealizada para el cálculo de la ductilidad de esta, conforme a la siguiente ecuación:

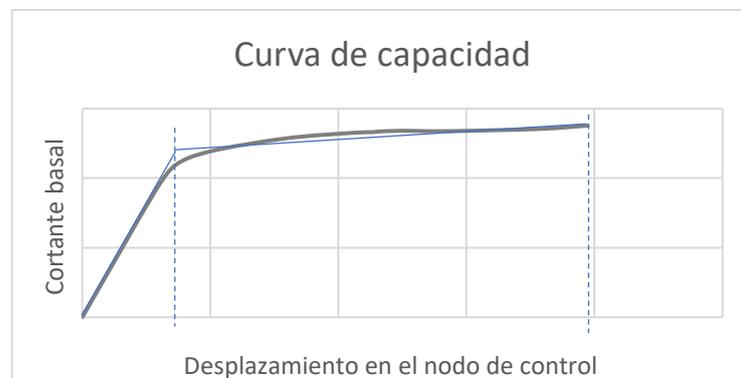
$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y} \quad \text{EC. 56}$$

Donde:

- $\Delta u$ : Desplazamiento ultimo
- $\Delta y$ : Desplazamiento de fluencia
- $\mu$ : Coeficiente de ductilidad

#### Figura 15

*Ductilidad en la Curva de Capacidad.*



*Nota: Autoría propia.*

### 3.11.2. Sobrerresistencia

La sobrerresistencia es la capacidad que tiene la estructura para resistir cargas más allá de las cargas con las que fueron diseñadas. Por tanto, se calcularon las sobrerresistencias de todos los modelos en función del cortante de diseño. Esto es:

$$\Omega = \frac{V_n}{V} \quad \text{EC. 57}$$

Donde:

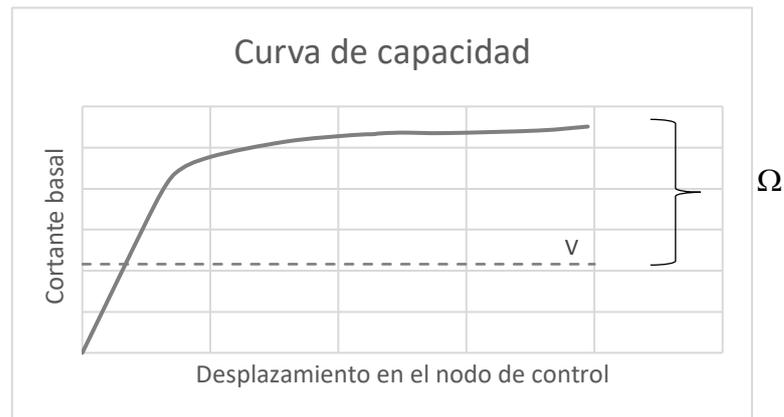
$V_n$ : Cortante basal máximo obtenido de la curva de capacidad

$V$ : Cortante basal de diseño

$\Omega$ : Sobrerresistencia

#### Figura 16

*Sobrerresistencia en la Curva de Capacidad.*



*Nota: Autoría propia.*

### 3.11.3. Demanda de ductilidad (Método del espectro de capacidad)

La demanda de ductilidad de una estructura se refiere a la cantidad de deformación inelástica que la estructura debe soportar para que se pueda alcanzar un punto de desempeño específico.

Existen varios métodos para estimar la demanda de ductilidad, uno de ellos es el método del Espectro de Capacidad. Esta técnica compara la capacidad de la estructura (curva de capacidad) con la demanda sísmica (espectro de demanda). Para realizar una comparación directa entre la demanda y la capacidad de la

estructura, ambos parámetros se transforman a un conjunto de coordenadas espectrales, obteniendo así un espectro de capacidad y un espectro de demanda, respectivamente.

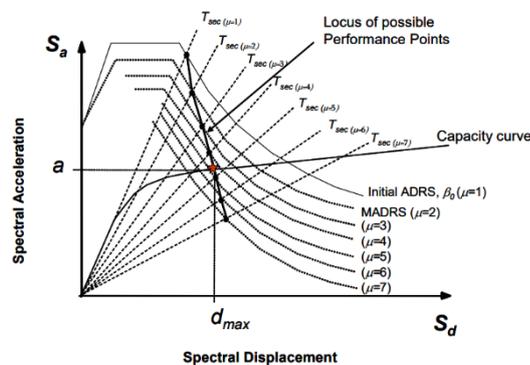
El método del Espectro de Capacidad busca obtener el punto de desempeño que representa la cantidad máxima de desplazamiento estructural prevista en respuesta a una demanda específica de un sismo. Para identificar el punto de desempeño, se deben superponer los espectros de demanda y capacidad para satisfacer las siguientes condiciones:

1. Situarse sobre la curva del Espectro de Capacidad a un desplazamiento específico.
2. Situarse sobre la curva del Espectro de Demanda que refleja la demanda no lineal en ese mismo desplazamiento lateral.

De los tres enfoques que provee FEMA 440 se encuentra el enfoque Locus MADRS de posibles puntos de desempeño, el cual se basa en el uso del espectro de respuesta de aceleración modificado para varias soluciones hipotéticas y sus ductilidades asociadas. Esto da lugar a un conjunto de puntos hipotéticos de desempeño que forman un locus geométrico. El punto de desempeño real se encuentra en la intersección de este locus con el espectro de capacidad.

**Figura 17**

*Ductilidad en la Curva de Capacidad.*



Nota: Tomado de FEMA 440

### 3.11.4. Factor de redundancia por ductilidad

El factor de redundancia por ductilidad se calcula en función de la relación entre los coeficientes de ductilidad de cada modelo y el coeficiente de ductilidad del modelo de 3 vanos. La expresión matemática es la siguiente:

$$\rho = \frac{\mu}{\mu (3 \text{ vanos})} \quad \text{EC. 58}$$

### 3.11.5. Factor de esbeltez por ductilidad

El cálculo de la relación de esbeltez consiste en la relación entre la altura total del sistema de pórticos y la longitud de la base. Su expresión matemática es la siguiente:

$$\text{Relacion de esbeltez} = \frac{H}{b} \quad \text{EC. 59}$$

El factor de esbeltez por ductilidades calculara en función del cociente entre los coeficientes de ductilidad de los casos de estudios y el coeficiente de ductilidad dl modelo de 3 pisos. Esto es:

$$\chi = \frac{\mu}{\mu (3 \text{ pisos})} \quad \text{EC. 60}$$

### 3.12. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.

**Tabla 6**

*Cuadro de Operacionalización de Variables*

Variables		Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Escala
Variable independiente.	Redundancia estructural del sistema de pórtico.	Capacidad que tienen los sistemas estructurales para redistribuir las cargas de un elemento que ha fallado localmente a los elementos adyacentes. (Ameri et al., 2019)	Medición del grado de participación de los elementos estructurales verticales en la respuesta sísmica del sistema de pórtico.	Número de líneas de defensas del pórtico	Numero de ejes de columnas	Unidades
				Número de elementos por líneas de defensas	Columnas en cada eje.	Unidades

Variable independiente.	Relación de esbeltez del sistema de pórtico.	Parámetro que mide la relación entre la altura total del edificio y el ancho promedio de su base.	Cociente entre la altura total del edificio y el ancho promedio del piso inferior	Parámetro de relación de aspecto de la estructura	Relación alto/ancho de la estructura	adimensional
Variable dependiente.	Ductilidad global del sistema de pórtico	La ductilidad global es en esencia una medida de la capacidad que tiene una estructura de incursionar en el rango inelástico, produciendo deformaciones permanentes sin perder su estabilidad y resistencia ante un evento sísmico	La ductilidad global se puede determinar mediante un análisis no lineal relacionando las deformaciones máximas y las deformaciones máximas elásticas.	Desempeño sísmico	Coefficient e de ductilidad	Adimensional

*Nota: Autoría propia*

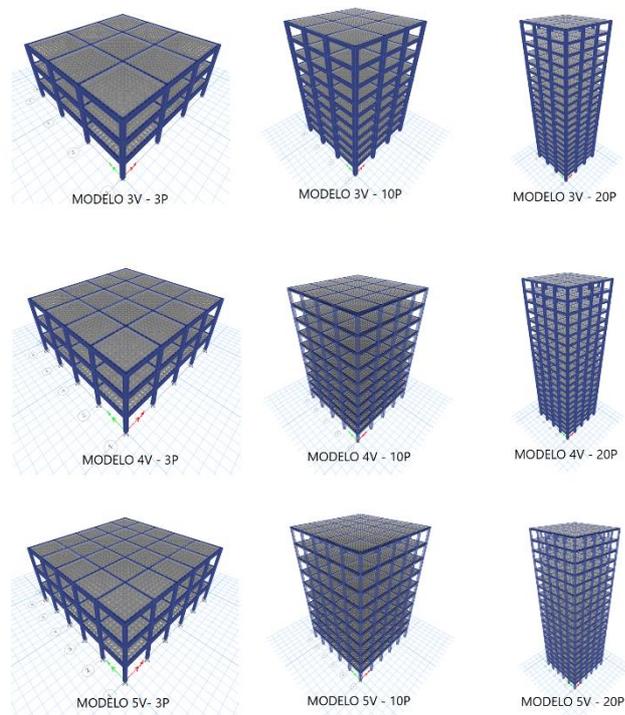
# CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

## 4.1. RESULTADOS DEL DISEÑO DE LOS CASOS DE ESTUDIOS

Los casos de estudios se diseñaron conforme a los requerimientos de las normas vigentes NEC - 15 y ACI 318 y las configuraciones arquitectónicas especificadas en el capítulo 3, tal como se muestra en la siguiente imagen.

**Figura 18**

*Vista esquemática de los casos de estudio*



*Nota: Autoría propia*

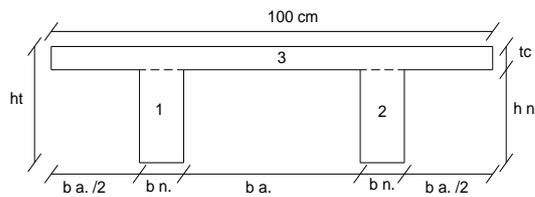
## 4.1.1. Dimensionamiento de los elementos estructurales

### 4.1.1.1. Losa de entrepiso

Las losas de entrepisos, debido a los paños cuadrados de los casos de estudio se eligió un modelo de losa nervada en dos direcciones.

**Figura 19**

*Modelo de losas nervadas en dos direcciones.*



*Nota: Autoría propia*

Las losas nervadas fueron dimensionadas basándose en los criterios de predimensionamiento del capítulo 3 y en la evaluación de deflexiones inmediatas de los nervios que las componen, bajo acciones de cargas de gravedad para cada modelo con diferente cantidad y luz de sus vanos. Posteriormente se verificaron que estas deflexiones cumplieran con las deflexiones admisibles provistas en el código ACI 318 quedando las siguientes dimensiones:

**Tabla 7**

*Límites de deflexiones según ACI 318*

3 VANOS		4 VANOS		5 VANOS	
Altura	Deflexión	Altura	Deflexión	Altura	Deflexión
30 cm	7.6 mm	25 cm	3.69 mm	20 cm	2.80 mm

*Nota: Autoría propia*

**Tabla 8***Límites de deflexiones según ACI 318*

Límite de deflexión	3 VANOS	4 VANOS	5 VANOS
	6 m (5.7 m)	4.5 m (4.2 m)	3.6 m (3.3 m)
Ln/500	11.4 mm	9 mm	6.6 mm
Ln/360	15.83 mm	12.5 mm	9.17 mm
Ln/180	31.67 mm	25 mm	18.33 mm

*Nota: Autoría propia***4.1.1.2. Dimensiones de vigas y columnas.**

Se dimensionaron las secciones de los casos de estudios para tener una deriva que cumpla con la deriva inelástica máxima calculada bajo la norma NEC-15 y que al mismo tiempo sean cercanas a 1.8%. También se tomó como criterio que la inercia sin agrietar de las vigas fuera menor a 6 veces la inercia sin agrietar de la columna. Basado en estos criterios y las fórmulas de predimensionamientos para columnas y vigas en el capítulo 3 se obtuvieron las siguientes secciones.

**Tabla 9***Secciones utilizadas en los casos de estudios de 3 pisos*

Modelos	Columnas	Vigas
3V – 3P	40 cm * 40 cm	30 cm * 55 cm
4V – 3P	35 cm * 35 cm	25 cm * 45 cm
5V – 3P	30 cm * 30 cm	25 cm * 40 cm

*Nota: Autoría propia*

**Tabla 10***Secciones utilizadas en los casos de estudios de 10 pisos*

N° Pisos	3V – 10P		4V – 10P		5V – 10P	
	Columnas	Vigas	Columnas	Vigas	Columnas	Vigas
1 – 3	75* 75	35 * 60	55 * 55	35 * 50	45 * 45	30 * 40
4 – 6	70 * 70	35 * 55	50 * 50	35 * 50	40 * 40	30 * 40
7 – 9	65 * 65	30 * 55	45 * 45	30 * 45	35 * 35	25 * 40
10	60 * 60	30 * 50	40 * 40	30 * 40	30 * 30	25 * 35

*Nota: autoría propia***Tabla 11***Secciones utilizadas en los casos de estudios de 20 pisos*

N° Pisos	3V – 20P		4V – 20P		5V – 20P	
	Columnas	Vigas	Columnas	Vigas	Columnas	Vigas
1 – 4	95 * 95	40 * 70	80 * 80	40 * 55	65 * 65	35 * 45
5 – 7	90 * 90	40 * 65	75 * 75	35 * 55	60 * 60	35 * 45
8 - 10	85 * 85	35 * 65	70 * 70	35 * 50	55 * 55	35 * 40
11 - 13	80 * 80	35 * 60	65 * 65	30 * 50	50 * 50	35 * 40
14 – 16	75 * 75	30 * 60	60 * 60	30 * 45	45 * 45	30 * 40
17 - 19	70 * 70	30 * 55	55 * 55	25 * 45	40 * 40	30 * 40
20	65 * 65	30 * 50	50 * 50	25 * 40	35 * 35	25 * 35

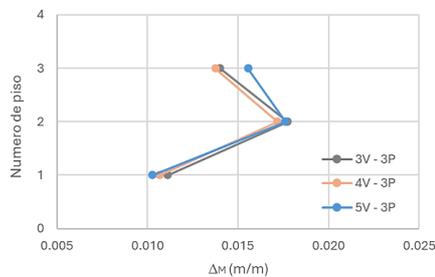
*Nota: autoría propia*

El uso de estas secciones permite obtener derivas inelásticas para el cortante de diseño cercanas a 1.8% de acuerdo con NEC – 15. Sin embargo; debido al uso de columnas y vigas con dimensiones que son múltiplos de 5 (en centímetros) no se pudieron obtener valores de derivas exactas de 1.8%, pero si cercanas.

Las siguientes graficas siguiente grafica muestra las derivas de entrepisos calculadas conforme a NEC-15 para los modelos de 3 pisos.

### Figura 20

*Derivas inelásticas de entrepisos de los casos de estudio de 3 pisos, conforme a NEC-15.*



*Nota: Autoría propia*

En esta imagen se puede apreciar la similitud en derivas que se esperaba conseguir al dimensionar los casos de estudio para una deriva máxima, con el objetivo de poder comparar los modelos sin que existan factores ajenos a las variables de estudio que pudiesen influenciar en los resultados de la investigación.

#### 4.1.1.3. Chequeos de desempeño global.

También se chequearon parámetros de desempeño global de cada caso de estudio para asegurar un correcto diseño conforme a lo estipulado por la normativa local. Se analizó la presencia de torsión en cada caso de estudio bajo cargas sísmicas, pero debido a la geometría de estos se pudo comprobar que era inferior al máximo permitido en la normativa.

**Tabla 12***Derivas y torsiones del modelo 5V – 3P*

Pisos	$\Delta E$	Promedio	$\Delta M$ NEC-5	Torsión Excesiva			
Piso 3	0.001 0.002	0.002	0.00160	0.01022	Cumple	1.06768	Cumple
Piso 2	0.003 0.003	0.003	0.00273	0.01753	Cumple	1.06818	Cumple
Piso 1	0.002 0.003	0.003	0.00241	0.01546	Cumple	1.06882	Cumple

*Nota; Autoría propia*

La estabilidad de la estructura también se tomó en cuenta y para esto se calculó el coeficiente de estabilidad  $Q_i$  de acuerdo con la normativa local NEC-15 dando resultados favorables para todos los casos de estudio.

**Tabla 13***Índice de estabilidad del modelo 4V – 20P*

Pisos	P	V	D E	$Q_i$
Piso 3	281.3	44.438	0.002	0.010
Piso 2	627.4	81.895	0.003	0.021
Piso 1	973.6	99.772	0.002	0.024

*Nota: Autoría Propia*

### 4.1.2. Modelo de 3 vanos y 3 pisos.

#### 4.1.2.1. *Periodo de vibración*

Basado en un análisis modal se obtuvieron los diferentes periodos en función de los modos de vibración de la estructura, para el análisis se asumió 3 modos de vibración por cada piso. Para el cálculo del cortante basal de diseño se tomó el periodo correspondiente al primer modo de vibración de la estructura.

Los resultados del análisis modal se presentan a continuación.

**Tabla 14**

*Periodos de vibración*

Case	Mode	Period (s)	Frequency (cyc/s)
Modal	1	0.627	1.595
Modal	2	0.627	1.595
Modal	3	0.541	1.849
Modal	4	0.198	5.053
Modal	5	0.198	5.053
Modal	6	0.172	5.822
Modal	7	0.116	8.606
Modal	8	0.116	8.606
Modal	9	0.102	9.834

*Nota: Autoría Propia*

#### 4.1.2.2. Cortante basal de diseño

Con base en los parámetros mencionados en el capítulo 3 y el periodo de la estructura calculado para conocer la aceleración del espectro de diseño, se calcula el cortante basal de diseño que se utilizará para el análisis por el método Estático Equivalente de la estructura. Para este caso de estudio el resultado es el siguiente:

**Tabla 15**

*Parámetros para obtener el Cortante basal*

R	$\phi_P$	$\phi_E$	I	T (sg)	S(a)	V (Ton)
8	1	1	1	0.627	1.04	107.0

*Nota: Autoría propia*

#### 4.1.2.3. *Distribución de vigas en altura*

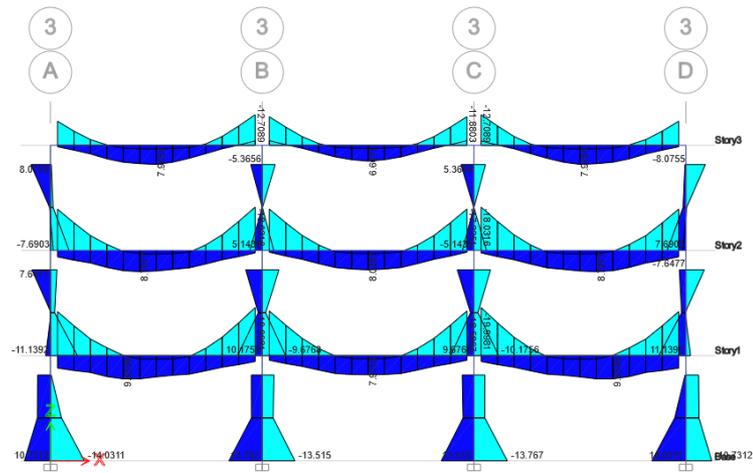
Para el presente caso de estudio, por ser de tres pisos, se utilizó la misma dimensión para cada piso.

#### 4.1.2.4. *Diseño a flexión de vigas*

El diseño a flexión de las vigas siguió los lineamientos del código ACI 318 para vigas de pórticos especiales y la NEC – 15 para proveer el acero requerido por cada elemento en función de los momentos obtenidos de la aplicación de las combinaciones de cargas definidas incluyendo las acciones sísmicas. Para esto se definió una envolvente de las combinaciones de cargas propuestas en las normativas, esta se presenta a continuación.

**Figura 21**

*Envolvente de cargas para el eje de las vigas interiores críticas.*



*Nota: Tomado de ETABS*

Como resultado se obtuvo el acero longitudinal requerido de cada viga de cada piso. A continuación, se presenta un resumen de la cantidad de acero provisto y su cuantía respectiva a las vigas del caso de estudio.

**Tabla 16***Refuerzo longitudinal de vigas interiores*

	Vigas interiores			
	As -	As +	$\rho$ -	$\rho$ +
Piso 1	10.59 - 11.7	5.56	0.72% - 0.79%	0.38%
Piso 2	10.3	5.09	0.70%	0.35%
Piso 3	6.03 - 7.1	5.09	0.41% - 0.48%	0.35%

*Nota: Autoría Propia***Tabla 17***Refuerzo longitudinal de vigas de borde*

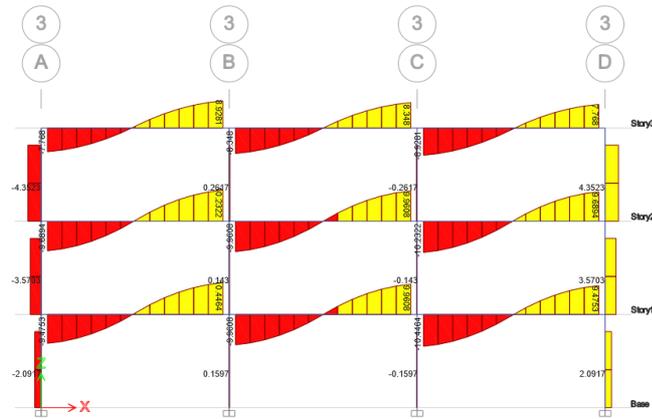
	Vigas de borde			
	As -	As +	$\rho$ -	$\rho$ +
	8.83	5.09	0.63%	0.35%
	8.23	5.09	0.56%	0.35%
	5.09	5.09	0.35%	0.35%

*Nota: Autoría Propia***4.1.2.5. Diseño por corte de viga**

En el diseño por corte de vigas se toma en cuenta la contribución del cortante hiperestático producto de los momentos probables al momento de formarse las rótulas plásticas en los extremos de las vigas y adicional el cortante proveniente de la aplicación de las cargas de gravedad.

**Figura 22**

*Cortantes provenientes de la aplicación de cargas de gravedad*



*Nota: Tomado de ETABS*

Si la contribución del cortante por cargas gravitacionales es menor a la contribución del cortante obtenido a través de los momentos probables de los extremos de la viga, se despreciará la contribución del hormigón a la resistencia al corte de diseño. Los resultados de estos procedimientos se resumen en la siguiente tabla:

**Tabla 18**

*Resistencia a corte de vigas interiores críticas*

	VHip. (Ton)	VIso. (Ton)	Ve (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)
Piso 1	7.267	9.960	17.227	11.368	11.601
Piso 2	6.552	9.960	16.512	11.368	10.671
Piso 3	5.356	8.348	13.684	11.368	6.877

*Nota: Autoría propia*

El acero de refuerzo transversal puede tomarse en función de la resistencia al corte del acero y de otros criterios provistos en ACI 318, los resultados son los siguientes:

**Tabla 19***Separación de los estribos de vigas interiores críticas*

	$A_v * f_y * d / V_s$	d/4	6 db	S (cm)
Piso 1	28	12.3	8.4	8
Piso 2	30	12.3	9.6	8
Piso 3	47	12.3	8.4	8

*Nota: Autoría propia***4.1.2.6. Distribución en altura de columnas**

Debido a la poca altura del caso de estudio no hubo cambios de dimensión de las columnas.

**4.1.2.7. Columna fuerte – Viga débil**

Para garantizar una falla dúctil en el sistema los momentos resistentes de las columnas deben ser mayores a los momentos resistentes de las vigas en al menos un 1.25 veces más. El objetivo de este criterio es que las vigas sean las primeras en plastificarse, antes que las bases de las columnas.

A continuación, se presentan los resultados del criterio columna fuerte – viga débil en una columna interior.

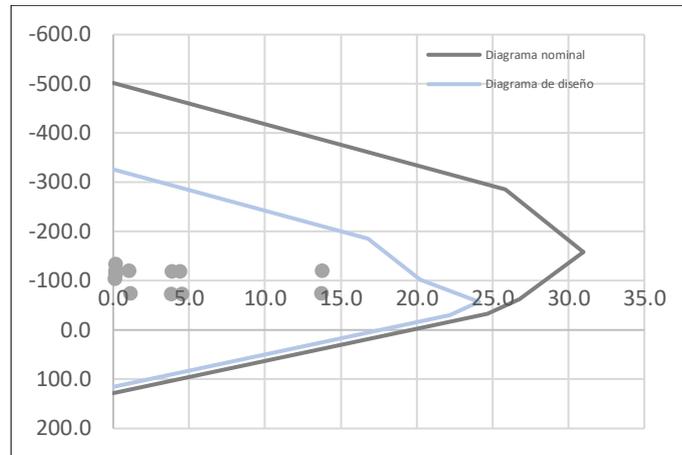
**Tabla 20***Resultados del criterio columna fuerte - viga débil*

	$\Sigma M_c$ (Ton-m)	$1.2 * \Sigma M_v$ (Ton-m)	N	$\phi$	$\rho$
Piso 1	39.56	32.13	12	18	1.9%
Piso 2	39.56	32.13	12	18	1.9%
Piso 3	19.78	24.17	12	18	1.9%

*Nota: Autoría propia*

**Figura 23**

*Diagrama de interacción de la columna interior diseñada*



*Nota: Autoría propia*

#### **4.1.2.8. Cortante de columnas.**

Se diseñó el refuerzo a cortante en función de las ecuaciones 42 y 43, y se realizó una comprobación del refuerzo transversal en función del cortante producto de los momentos probables en las vigas adyacentes al nodo de la columna en cuestión.

En la siguiente tabla se resumen los detalles del refuerzo transversal.

**Tabla 21**

*Refuerzo transversal de columna interior*

Columna interior	Ash prov.	Ash req.	# ramas	$\phi$	S
Piso 1	3.14	2.7	4	10	7.5
Piso 2	3.14	2.7	4	10	7.5
Piso 3	3.14	2.7	4	10	7.5

*Nota: Autoría propia*

### 4.1.3. Modelo de 3 vanos y 10 pisos

#### 4.1.3.1. *Periodo de vibración*

Basado en un análisis modal se obtuvieron los diferentes periodos en función de los modos de vibración de la estructura. Los resultados del análisis modal se presentan a continuación.

**Tabla 22**

*Periodos de vibración*

Case	Mode	Period (sg)	Frequency (cyc/sg)
Modal	1	1.56	0.641
Modal	2	1.56	0.641
Modal	3	1.289	0.776
Modal	4	0.508	1.969
Modal	5	0.508	1.969
Modal	6	0.428	2.336
Modal	7	0.269	3.722
Modal	8	0.269	3.722
Modal	9	0.23	4.346
Modal	10	0.165	6.07
Modal	11	0.165	6.07
Modal	12	0.143	6.979
Modal	13	0.111	8.97
Modal	14	0.111	8.97
Modal	15	0.098	10.23

Modal	16	0.08	12.433
Modal	17	0.08	12.433
Modal	18	0.071	14.086
Modal	19	0.061	16.309
Modal	20	0.061	16.309
Modal	21	0.054	18.39
Modal	22	0.049	20.36
Modal	23	0.049	20.36
Modal	24	0.044	22.896
Modal	25	0.042	24.065
Modal	26	0.042	24.065
Modal	27	0.037	26.991
Modal	28	0.036	28.06
Modal	29	0.036	28.06
Modal	30	0.032	31.362

---

*Nota: Autoría propia*

#### **4.1.3.2. Cortante basal de diseño**

Con base en los parámetros mencionados en el capítulo 3 y el periodo de la estructura calculado para conocer la aceleración del espectro de diseño, se calculó el cortante basal de diseño. Los resultados se presentan a continuación

**Tabla 23**

*Parámetros para obtener el Cortante basal*

R	$\phi_P$	$\phi_E$	I	T	S(a)	Cortante basal (V)
8	1	1	1	1.56	0.416	162.87 Ton

*Nota: Autoría propia*

#### 4.1.3.3. *Distribución de vigas en altura*

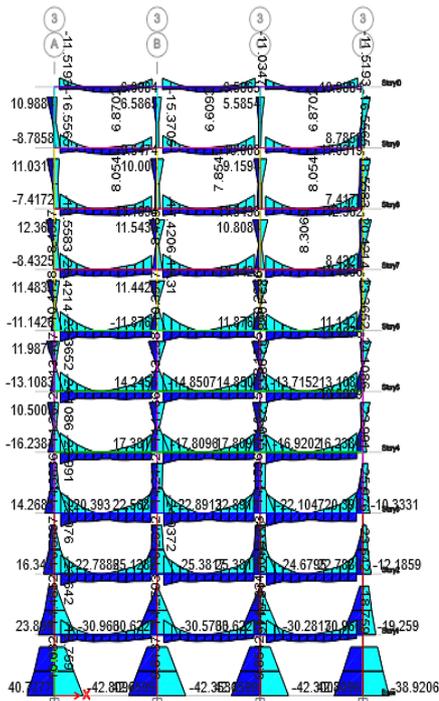
Para el presente caso de estudio, las vigas van a varias de sección cada 3 pisos y se reducirán 5 centímetros de ancho o base

#### 4.1.3.4. *Diseño a flexión de vigas*

El acero requerido por cada elemento, en función de los momentos obtenidos de la aplicación de las combinaciones de cargas definidas incluyendo las acciones sísmicas, fueron los siguientes:

**Figura 24**

*Envolvente de cargas para el eje de las vigas interiores críticas.*



*Nota: Tomado de ETABS*

Como resultado se obtuvo el acero longitudinal requerido de cada viga de cada piso. A continuación, se presenta un resumen de la cantidad de acero provisto y su cuantía respectiva a las vigas del caso de estudio.

**Tabla 24**

*Refuerzo longitudinal de vigas interiores*

	Vigas interiores			
	As <sup>-</sup>	As <sup>+</sup>	ρ <sup>-</sup>	ρ <sup>+</sup>
Piso 1	9.61	6.57	0.51%	0.35%
Piso 2	12.06 – 12.32	6.57	0.64% – 0.65%	0.35%
Piso 3	13.32 – 13.62	6.57	0.70% – 0.72%	0.35%
Piso 4	13.63 – 13.95	7.10	0.79% – 0.81%	0.41%
Piso 5	13.32 – 14.07	7.10	0.78% – 0.82%	0.41%
Piso 6	12.96 – 13.62	6.57	0.76% – 0.79%	0.38%
Piso 7	11.40 – 12.06	6.03	0.78% – 0.82%	0.41%
Piso 8	10.05 – 10.74	6.03	0.68% – 0.73%	0.41%
Piso 9	8.83 – 9.61	5.09	0.60% – 0.65%	0.35%
Piso 10	7.1 – 7.6	5.09	0.54% – 0.58%	0.39%

*Nota: Autoría propia*

**Tabla 25***Refuerzo longitudinal de vigas de borde*

	Vigas de borde			
	As <sup>-</sup>	As <sup>+</sup>	ρ <sup>-</sup>	ρ <sup>+</sup>
Piso 1	7.64 -8.4	6.57	0.42%	0.35%
Piso 2	10.15 – 10.74	6.57	0.54% – 0.57%	0.35%
Piso 3	11.40 – 11.83	7.10	0.60% – 0.63%	0.38%
Piso 4	11.40 – 11.83	6.57	0.66% - 0.69%	0.38%
Piso 5	11.40 – 11.83	6.57	0.66% - 0.69%	0.38%
Piso 6	10.74 – 11.12	6.03	0.63% - 0.65%	0.35%
Piso 7	9.11 – 9.42	5.09	0.62%-0.64%	0.35%
Piso 8	8.04 – 8.29	5.09	0.55% - 0.56%	0.35%
Piso 9	6.57 – 7.10	5.09	0.45% - 0.48%	0.35%
Piso 10	5.09	5.09	0.39%	0.39%

*Nota: Autoría propia***4.1.3.5. Diseño por corte de viga**

Mediante el procedimiento especificado en el anterior modelo se obtuvieron los datos de diseño para el refuerzo transversal, los cuales se presentan a continuación.

**Tabla 26***Resistencia a corte de vigas interiores críticas*

	<b>V<sub>Hip.</sub> (Ton)</b>	<b>V<sub>Isos.</sub> (Ton)</b>	<b>Ve (Ton)</b>	<b>Vc (Ton)</b>	<b>Vs (Ton)</b>
Piso 1	8.28	10.12	18.4	10.17	9.70
Piso 2	8.2	10.12	18.4	10.17	9.70
Piso 3	8.28	10.12	18.45	10.17	9.70
Piso 4	9.34	10.02	19.69	10.17	12.73
Piso 5	9.34	10.02	19.69	10.17	12.73
Piso 6	9.34	10.02	19.69	10.17	12.73
Piso 7	7.71	9.84	17.99	10.17	12.62
Piso 8	7.71	9.84	17.99	10.17	12.62
Piso 9	7.71	9.84	17.99	10.17	12.62
Piso 10	5.36	8.15	13.68	10.17	13.91

*Nota: Autoría propia*

El acero de refuerzo transversal puede tomarse en función de la resistencia al corte del acero y de otros criterios provistos en ACI 318, los resultados son los siguientes:

**Tabla 27***Separación de los estribos de vigas interiores críticas*

	$S = A_v * f_y * d / V_s$	d/2	6 db	S
Piso 1-3	37	27.1	9.6	8
Piso 4 - 6	26	24.6	9.6	8
Piso 7 - 9	26	24.6	9.6	8
Piso 10	100	29.6	9.6	7

*Nota: Autoría propia*

#### 4.1.3.6. *Distribución en altura de columnas*

Para el presente caso de estudio, por ser de 10 pisos, se utilizó la dimensión predimensionada en los primeros 3 pisos (75 cm \* 75 cm). En los pisos superiores se reducían 5 centímetros en cada lado de la columna por cada 3 pisos.

#### 4.1.3.7. *Columna fuerte – Viga débil*

Para garantizar una falla dúctil en el sistema los momentos resistentes de las columnas deben ser mayores a los momentos resistentes de las vigas en al menos un 1.25 veces más. El objetivo de este criterio es que las vigas sean las primeras en plastificarse, antes que las bases de las columnas.

A continuación, se presentan los resultados del criterio columna fuerte – viga débil en una columna interior.

**Tabla 28**

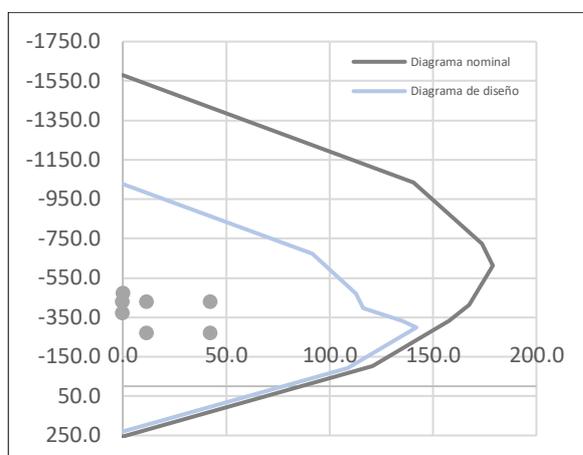
*Resultados del criterio columna fuerte - viga débil*

	$\Sigma Mc$ (Ton * m)	$1.2 * \Sigma Mv$ (Ton * m)	n	$\phi$	$\rho$
Piso 1 - 3	154.37	33.53	16	22	1.1%
Piso 4 - 6	111.53	32.43	16	20	1%
Piso 7 - 9	83.62	27.68	16	18	1%
Piso 10	42.26	21.50	16	18	1.2%

*Nota: Autoría propia*

**Figura 25**

*Diagrama de interacción de la columna interior diseñada*



*Nota: Autoría propia*

#### **4.1.3.8. Cortante de columnas.**

Se diseñó el refuerzo a cortante en función de las ecuaciones 42 y 43, y se realizó una comprobación del refuerzo transversal en función del cortante producto de los momentos probables en las vigas adyacentes al nodo de la columna en cuestión.

En la siguiente tabla se resumen los detalles del refuerzo transversal.

**Tabla 29**

*Refuerzo transversal de columna interior*

Columna interior	Ash prov.	Ash req.	# ramas	$\phi$	S
Piso 1	3.14	3.015	5	10	7.5
Piso 4	3.14	3.015	5	10	7.5
Piso 7	3.914	2.790	5	10	7.5
Piso 10	3.914	2.568	5	10	7.5

*Nota: Autoría propia*

#### 4.1.4. Modelo de 3 vanos y 20 pisos

##### 4.1.4.1. *Periodo de vibración*

Basado en un análisis modal se obtuvieron los diferentes periodos en función de los modos de vibración de la estructura. Los resultados del análisis modal se presentan a continuación.

**Tabla 30**

*Periodos de vibración*

Case	Mode	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
Modal	1	2.724	0.367	2.3062	5.3185
Modal	2	2.724	0.367	2.3062	5.3185
Modal	3	2.179	0.459	2.8838	8.3165
Modal	4	0.986	1.014	6.3694	40.5693
Modal	5	0.986	1.014	6.3694	40.5693
Modal	6	0.81	1.235	7.7592	60.2055
Modal	7	0.56	1.785	11.2124	125.719
Modal	8	0.56	1.785	11.2124	125.719
Modal	9	0.468	2.137	13.4281	180.3149
Modal	10	0.372	2.69	16.9003	285.6204
Modal	11	0.372	2.69	16.9003	285.6204
Modal	12	0.314	3.184	20.0081	400.3255
Modal	13	0.265	3.778	23.738	563.4933

---

Modal	14	0.265	3.778	23.738	563.4933
Modal	15	0.226	4.42	27.7723	771.3011
Modal	16	0.197	5.069	31.8524	1014.5747
Modal	17	0.197	5.069	31.8524	1014.5747
Modal	18	0.17	5.871	36.8914	1360.9741
Modal	19	0.152	6.562	41.2281	1699.7593
Modal	20	0.152	6.562	41.2281	1699.7593
Modal	21	0.133	7.526	47.2844	2235.812
Modal	22	0.122	8.226	51.6843	2671.2712
Modal	23	0.122	8.226	51.6843	2671.2712
Modal	24	0.107	9.389	58.9937	3480.2553
Modal	25	0.099	10.102	63.4744	4029.0033
Modal	26	0.099	10.102	63.4744	4029.0033
Modal	27	0.087	11.464	72.0321	5188.6242
Modal	28	0.082	12.184	76.5553	5860.7085
Modal	29	0.082	12.184	76.5553	5860.7085
Modal	30	0.073	13.764	86.4808	7478.9217
Modal	31	0.069	14.427	90.6499	8217.4039
Modal	32	0.069	14.427	90.6499	8217.4039
Modal	33	0.062	16.243	102.0562	10415.4607
Modal	34	0.059	16.808	105.6073	11152.9002
Modal	35	0.059	16.808	105.6073	11152.9002
Modal	36	0.053	18.868	118.5525	14054.6927

---

---

Modal	37	0.052	19.322	121.4007	14738.1262
Modal	38	0.052	19.322	121.4007	14738.1262
Modal	39	0.046	21.641	135.9761	18489.5045
Modal	40	0.046	21.817	137.0812	18791.261
Modal	41	0.046	21.817	137.0812	18791.261
Modal	42	0.041	24.244	152.3316	23204.9065
Modal	43	0.041	24.244	152.3316	23204.9065
Modal	44	0.041	24.405	153.3413	23513.5625
Modal	45	0.038	26.584	167.0316	27899.5547
Modal	46	0.038	26.584	167.0316	27899.5547
Modal	47	0.037	27.072	170.1011	28934.3852
Modal	48	0.034	29.038	182.4526	33288.9345
Modal	49	0.034	29.038	182.4526	33288.9345
Modal	50	0.034	29.645	186.2666	34695.2379
Modal	51	0.031	31.815	199.9007	39960.2808
Modal	52	0.031	31.815	199.9007	39960.2808
Modal	53	0.031	32.321	203.0819	41242.2726
Modal	54	0.028	35.116	220.6404	48682.1862
Modal	55	0.028	35.116	220.6404	48682.1862
Modal	56	0.028	35.323	221.9393	49257.0434
Modal	57	0.026	38.882	244.301	59682.9862
Modal	58	0.025	39.392	247.5073	61259.8472
Modal	59	0.025	39.392	247.5073	61259.8472

Modal	60	0.023	43.469	273.1225	74595.8966
-------	----	-------	--------	----------	------------

*Nota: Datos tomados de ETABS*

#### **4.1.4.2. Cortante basal de diseño**

Con base en los parámetros mencionados en el capítulo 3 y el periodo de la estructura calculado para conocer la aceleración del espectro de diseño, se calculó el cortante basal de diseño. Los resultados se presentan a continuación

**Tabla 31**

*Parámetros para obtener el Cortante basal*

R	$\phi_P$	$\phi_E$	I	T	S(a)	Cortante basal (V)
8	1	1	1	2.71	0.24	208.68 Ton

*Nota: Autoría propia*

#### **4.1.4.3. Distribución de vigas en altura**

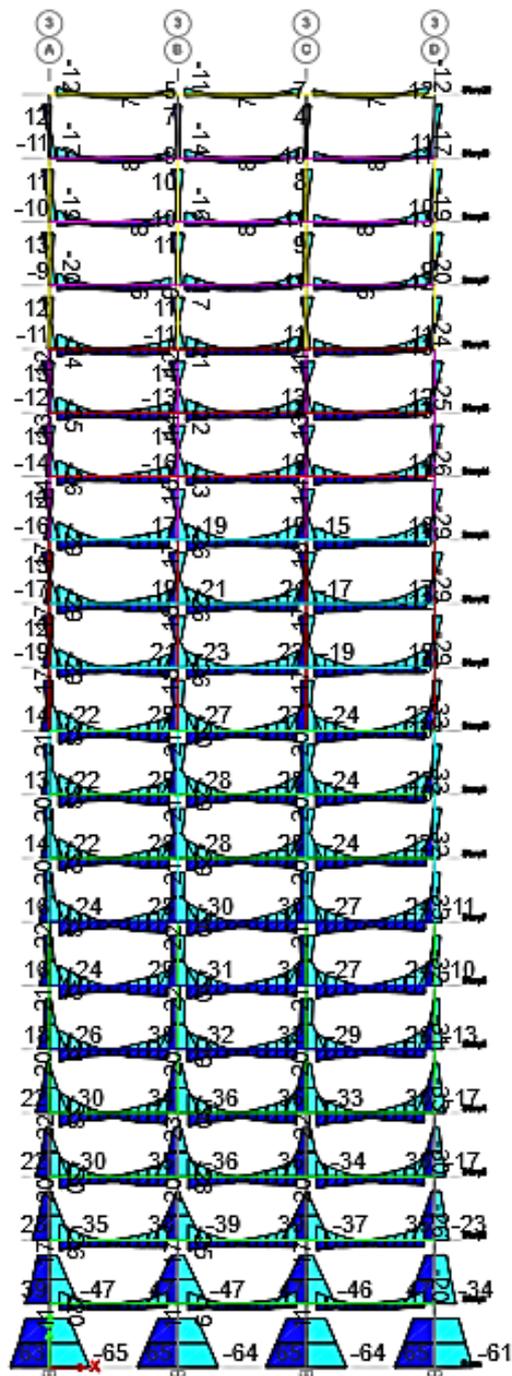
Para el presente caso de estudio, las vigas van a varias de sección cada 3 pisos y se reducirán 5 centímetros de ancho o base

#### **4.1.4.4. Diseño a flexión de vigas**

El acero requerido por cada elemento, en función de los momentos obtenidos de la aplicación de las combinaciones de cargas definidas incluyendo las acciones sísmicas, fueron los siguientes:

**Figura 26**

*Envolvente de cargas para el eje de las vigas interiores críticas.*



*Nota: Tomado de ETABS*

Como resultado se obtuvo el acero longitudinal requerido de cada viga de cada piso. A continuación, se presenta un resumen de la cantidad de acero provisto y su cuantía respectiva a las vigas del caso de estudio.

**Tabla 32***Refuerzo longitudinal de vigas interiores*

Vigas interiores				
	As <sup>-</sup>	As <sup>+</sup>	ρ <sup>-</sup>	ρ <sup>+</sup>
Piso 1 - 4	8.83 – 13.23	8.83	0.34% – 0.52%	0.34%
Piso 5 - 7	13.23 – 15.43	8.29 – 8.83	0.52% – 0.65%	0.34% – 0.35%
Piso 8 - 10	13.92 – 16.10	8.04 – 8.83	0.70% – 0.72%	0.37% – 0.39%
Piso 11 - 13	13.89 – 16.1	7.6 – 8.29	0.78% – 0.83%	0.40%
Piso 14 - 16	11.62 – 15.43	6.57 – 7.6	0.72% – 0.82%	0.40% - 0.41%
Piso 17 – 19	9.17 – 12.96	6.03 – 6.28	0.62% – 0.80%	0.39% - 0.41%
Piso 20	5.09 – 7.1	5.09	0.54% – 0.67%	0.35% - 0.39%

*Nota: Autoría propia***Tabla 33***Refuerzo longitudinal de vigas de borde*

Vigas de borde				
	As <sup>-</sup>	As <sup>+</sup>	ρ <sup>-</sup>	ρ <sup>+</sup>
Piso 1 - 4	8.83 -11.66	8.83	0.34% – 0.46%	0.34%
Piso 5 - 7	12.32 – 13.63	8.83 – 9.11	0.48% – 0.58%	0.34% – 0.39%
Piso 8 - 10	12.32 – 13.92	8.83 – 9.42	0.59% – 0.64%	0.40% – 0.43%
Piso 10 - 12	11.97 – 13.63	8.04 – 9.17	0.62% – 0.68%	0.42% – 0.44%
Piso 14 - 16	9.82 – 12.72	6.03 – 8.04	0.61% – 0.67%	0.37% – 0.43%

Piso 17 - 19	7.1 – 10.15	5.09 – 6.03	0.48% – 0.63%	0.35% – 0.37%
Piso 20	5.09 – 7.1	5.09	0.39% – 0.48%	0.35% – 0.39%

*Nota: Autoría propia*

#### 4.1.4.5. *Diseño por corte de viga*

Mediante el procedimiento especificado en el anterior modelo se obtuvieron los datos de diseño para el refuerzo transversal, los cuales se presentan a continuación.

**Tabla 34**

*Resistencia a corte de vigas interiores críticas*

	$V_{HIP}$ (Ton)	$V_{ISOS}$ (Ton)	$V_E$ (Ton)	$V_C$ (Ton)	$V_S$ (Ton)
Piso 1-4	11.1	10.7	21.8	0	29.10
Piso 5-7	13.2	11.5	24.8	0	33.16
Piso 8-10	12.4	11.8	24.3	0	32.49
Piso 11-13	10.4	11.7	22.2	14.90	14.73
Piso 14-16	8.4	11.4	19.9	12.49	14.12
Piso 17-19	6.1	11.1	17.2	11.34	11.66
Piso 20	5.4	11.1	16.2	10.85	9.83

*Nota: Autoría propia*

El acero de refuerzo transversal puede tomarse en función de la resistencia al corte del acero y de otros criterios provistos en ACI 318, los resultados son los siguientes:

**Tabla 35***Separación de los estribos de vigas interiores críticas*

	$A_v * f_y * d / V_s$	$d/4$	6 db	S
Piso 1-4	15	16	9.6	9
Piso 5 - 7	13	16	9.6	9
Piso 8 - 10	12	15	9.6	9
Piso 11-13	12	15	9.6	9
Piso 14-16	24	13.5	9.6	9
Piso 17-19	25	13.5	9.6	9
Piso 20	38	13.5	9.6	9

*Nota: Autoría propia***4.1.4.6. Distribución en altura de columnas**

Para el presente caso de estudio, por ser de 20 pisos, se utilizó la dimensión predimensionada en los primeros 4 pisos (95 cm \* 95 cm). En los pisos superiores se reducían 5 centímetros en cada lado de la columna por cada 3 pisos.

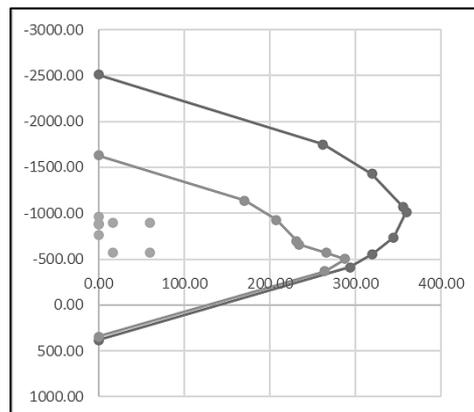
**4.1.4.7. Columna fuerte – Viga débil**

Para garantizar una falla dúctil en el sistema los momentos resistentes de las columnas deben ser mayores a los momentos resistentes de las vigas en al menos un 1.25 veces más. El objetivo de este criterio es que las vigas sean las primeras en plastificarse, antes que las bases de las columnas.

A continuación, se presentan los resultados del criterio columna fuerte – viga débil en una columna interior.

**Tabla 36***Resultados del criterio columna fuerte - viga débil*

	$\Sigma Mc$ (Ton * m)	$1.2 * \Sigma Mv$ (Ton * m)	n	$\phi$	$\rho$
Piso 1-4	307.38	54.55	24	22	1.1%
Piso 5-7	244.41	53.25	20	22	1%
Piso 8-10	228.75	51.57	20	22	1%
Piso 11-13	177.83	41.27	20	20	1.2%
Piso 14-16	134.95	31.18	20	18	1.2%
Piso 17-19	124.47	23.92	20	18	1%
Piso 20	45.58	21.80	20	16	1%

*Nota: Autoría propia***Figura 27***Diagrama de interacción de la columna inferior e interior diseñada**Nota: Autoría propia*

#### 4.1.4.8. Cortante de columnas.

Se diseñó el refuerzo a cortante en función de las ecuaciones 42 y 43, y se realizó una comprobación del refuerzo transversal en función del cortante producto de los momentos probables en las vigas adyacentes al nodo de la columna en cuestión. En la siguiente tabla se resumen los detalles del refuerzo transversal.

**Tabla 37**

*Refuerzo transversal de columna interior*

Columna interior	Ash prov.	Ash req.	# ramas	$\phi$	S
Piso 1-4	5.5	3.915	7	10	7.5
Piso 5-7	4.71	3.45	6	10	7.5
Piso 8-10	4.71	3.45	6	10	7.5
Piso 11-13	4.71	3.24	6	10	7.5
Piso 14-16	4.71	3.0	6	10	7.5
Piso 17-19	4.71	2.8	6	10	7.5
Piso 20	4.71	2.57	6	10	7.5

*Nota: Autoría propia*

### 4.1.5. Modelo de 4 vanos y 3 pisos

#### 4.1.5.1. Periodo de vibración

Basado en un análisis modal se obtuvieron los diferentes periodos en función de los modos de vibración de la estructura. Los resultados del análisis modal se presentan a continuación.

**Tabla 38***Periodos de vibración*

Case	Mode	Period (sg)	Frequency (cyc/sg)
Modal	1	0.611	1.637
Modal	2	0.611	1.637
Modal	3	0.534	1.872
Modal	4	0.195	5.136
Modal	5	0.195	5.136
Modal	6	0.171	5.843
Modal	7	0.116	8.62
Modal	8	0.116	8.62
Modal	9	0.103	9.743

*Nota: Autoría Propia***4.1.5.2. Cortante basal de diseño**

Con base en los parámetros mencionados en el capítulo 3 y el periodo de la estructura calculado para conocer la aceleración del espectro de diseño, se calculó el cortante basal de diseño. Los resultados se presentan a continuación.

**Tabla 39***Parámetros para obtener el Cortante basal*

R	$\phi_P$	$\phi_E$	I	T (sg)	S(a)	V (Ton)
8	1	1	1	0.611	1.058	96.31

*Nota: Autoría propia*

#### 4.1.5.3. Distribución de vigas en altura

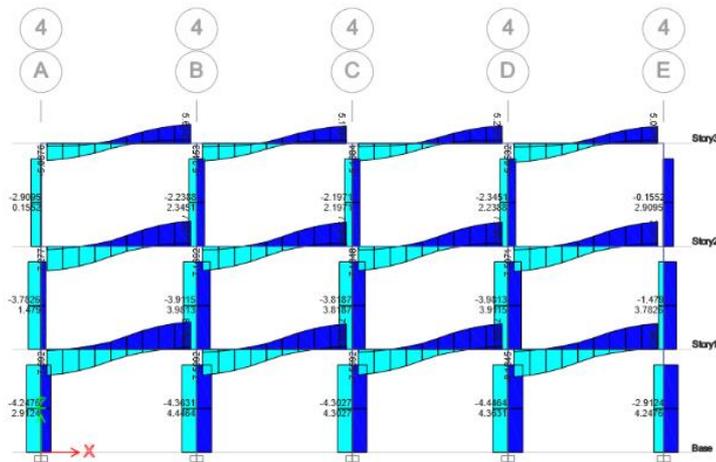
Para el presente caso de estudio, las vigas no van a cambiar de sección transversal.

#### 4.1.5.4. Diseño a flexión de vigas

El acero requerido por cada elemento, en función de los momentos obtenidos de la aplicación de las combinaciones de cargas definidas incluyendo las acciones sísmicas, fueron los siguientes:

**Figura 28**

*Envolvente de cargas para el eje de las vigas interiores críticas.*



*Nota: Tomado de ETABS*

Como resultado se obtuvo el acero longitudinal requerido de cada viga de cada piso. A continuación, se presenta un resumen de la cantidad de acero provisto y su cuantía respectiva a las vigas del caso de estudio.

**Tabla 40***Refuerzo longitudinal de vigas interiores*

	Vigas interiores			
	As <sup>-</sup>	As <sup>+</sup>	ρ <sup>-</sup>	ρ <sup>+</sup>
Piso 1	6.57 – 7.1	4.02	0.67% – 0.73%	0.41%
Piso 2	6.03	4.02	0.62%	0.41%
Piso 3	4.02	4.02	0.41%	0.41%

*Nota: Autoría propia***Tabla 41***Refuerzo longitudinal de vigas de borde*

	Vigas de borde			
	As <sup>-</sup>	As <sup>+</sup>	ρ <sup>-</sup>	ρ <sup>+</sup>
Piso 1	5.56	4.02	0.57%	0.41%
Piso 2	5.09	4.02	0.52%	0.41%
Piso 3	4.02	4.02	0.41%	0.41%

*Nota: Autoría Propia***4.1.5.5. Diseño por corte de viga**

Mediante el procedimiento especificado en el anterior modelo se obtuvieron los datos de diseño para el refuerzo transversal, los cuales se presentan a continuación.

**Tabla 42***Resistencia a corte de vigas interiores críticas*

	$V_{Hip.}$ (Ton)	$V_{Isos.}$ (Ton)	$V_e$ (Ton)	$V_c$ (Ton)	$V_s$ (Ton)
Piso 1	4.4	5.5	7.29	7.3	9.7
Piso 2	4.2	5.5	7.29	7.3	9.7
Piso 3	3.8	4.7	6.50	7.3	9.1

*Nota: Autoría propia*

El acero de refuerzo transversal puede tomarse en función de la resistencia al corte del acero y de otros criterios provistos en ACI 318, los resultados son los siguientes:

**Tabla 43***Separación de los estribos de vigas interiores críticas*

	$A_v * f_y * d / V_s$	$d/4$	6 db	S (cm)
Piso 1	26	9.83	9.6	8
Piso 2	27	9.83	9.6	8
Piso 3	30	9.83	9.6	8

*Nota: Autoría propia*

#### **4.1.5.6. Distribución en altura de columnas**

Para el presente caso de estudio, por ser de 3 pisos, se utilizó la dimensión predimensionada en todos los pisos.

#### 4.1.5.7. Columna fuerte – Viga débil

Para garantizar una falla dúctil en el sistema los momentos resistentes de las columnas deben ser mayores a los momentos resistentes de las vigas en al menos un 1.25 veces más. El objetivo de este criterio es que las vigas sean las primeras en plastificarse, antes que las bases de las columnas.

A continuación, se presentan los resultados del criterio columna fuerte – viga débil en una columna interior.

**Tabla 44**

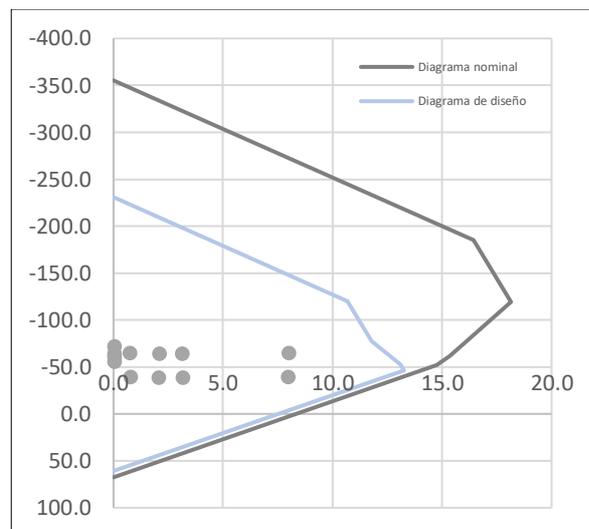
*Resultados del criterio columna fuerte - viga débil*

	$\Sigma Mc$ (Ton * m)	$1.2 * \Sigma Mv$ (Ton * m)	n	$\phi$	$\rho$
Piso 1	19.52	14.86	8	16	1.4%
Piso 2	19.52	32.43	8	16	1.4%
Piso 3	7.05	15.26	8	14	1%

*Nota: Autoría propia*

**Figura 29**

*Diagrama de interacción de la columna interior diseñada*



*Nota: Autoría propia*

#### 4.1.5.8. Cortante de columnas.

Se diseñó el refuerzo a cortante en función de las ecuaciones 42 y 43, y se realizó una comprobación del refuerzo transversal en función del cortante producto de los momentos probables en las vigas adyacentes al nodo de la columna en cuestión.

En la siguiente tabla se resumen los detalles del refuerzo transversal.

**Tabla 45**

*Refuerzo transversal de columna interior*

Columna interior	Ash prov.	Ash req.	# ramas	$\phi$	S
Piso 1	3.14	2.756	4	10	7.5
Piso 2	3.14	2.756	4	10	7.5
Piso 3	3.14	2.756	4	10	7.5

*Nota: Autoría propia*

### 4.1.6. Modelo de 4 vanos y 10 pisos

#### 4.1.6.1. Periodo de vibración

Basado en un análisis modal se obtuvieron los diferentes periodos en función de los modos de vibración de la estructura. Los resultados del análisis modal se presentan a continuación.

**Tabla 46**

*Periodos de vibración*

Case	Mode	Period (sg)	Frequency (cyc/sg)
Modal	1	1.502	0.666

Modal	2	1.502	0.666
Modal	3	1.286	0.778
Modal	4	0.522	1.917
Modal	5	0.522	1.917
Modal	6	0.452	2.212
Modal	7	0.298	3.361
Modal	8	0.298	3.361
Modal	9	0.26	3.852
Modal	10	0.199	5.013
Modal	11	0.199	5.013
Modal	12	0.175	5.703
Modal	13	0.143	6.996
Modal	14	0.143	6.996
Modal	15	0.126	7.922
Modal	16	0.109	9.172
Modal	17	0.109	9.172
Modal	18	0.097	10.336
Modal	19	0.086	11.641
Modal	20	0.086	11.641
Modal	21	0.077	13.066
Modal	22	0.072	13.952
Modal	23	0.072	13.952
Modal	24	0.064	15.618

Modal	25	0.061	16.526
Modal	26	0.061	16.526
Modal	27	0.054	18.438
Modal	28	0.05	19.813
Modal	29	0.05	19.813
Modal	30	0.045	22.018

*Nota: Autoría Propia*

#### **4.1.6.2. Cortante basal de diseño**

Con base en los parámetros mencionados en el capítulo 3 y el periodo de la estructura calculado para conocer la aceleración del espectro de diseño, se calculó el cortante basal de diseño. Los resultados se presentan a continuación

**Tabla 47**

*Parámetros para obtener el Cortante basal*

R	$\phi_P$	$\phi_E$	I	T (sg)	S(a)	V (Ton)
8	1	1	1	1.502	0.433	156.68

*Nota: Autoría propia*

#### **4.1.6.3. Distribución de vigas en altura**

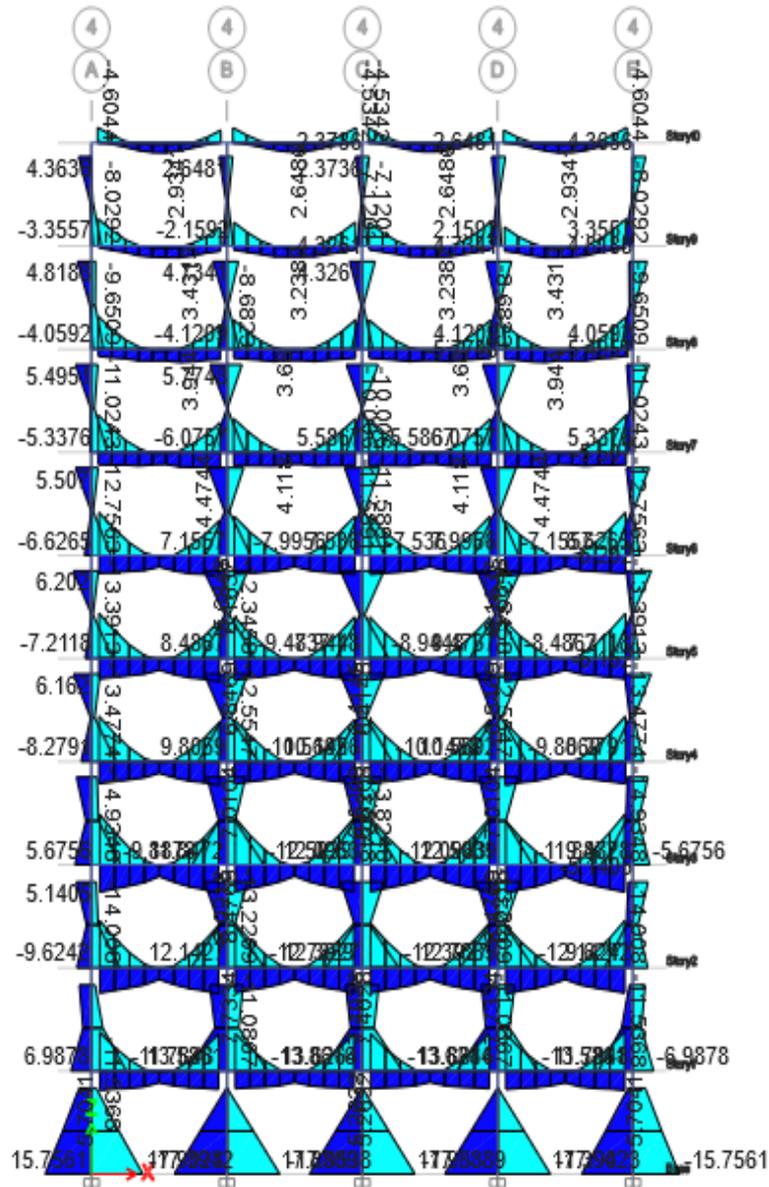
Para el presente caso de estudio, las vigas van a varias de sección cada 3 pisos y se reducirán 5 centímetros de ancho o base.

#### **4.1.6.4. Diseño a flexión de vigas**

El acero requerido por cada elemento, en función de los momentos obtenidos de la aplicación de las combinaciones de cargas definidas incluyendo las acciones sísmicas, fueron los siguientes:

**Figura 30**

*Envolvente de cargas para el eje de las vigas interiores críticas.*



**Nota:** Tomado de ETABS

Como resultado se obtuvo el acero longitudinal requerido de cada viga de cada piso. A continuación, se presenta un resumen de la cantidad de acero provisto y su cuantía respectiva a las vigas del caso de estudio.

**Tabla 48***Refuerzo longitudinal de vigas interiores*

	Vigas interiores			
	As <sup>-</sup>	As <sup>+</sup>	ρ <sup>-</sup>	ρ <sup>+</sup>
Piso 1	7.10 – 7.63	5.56	0.46% – 0.50%	0.36%
Piso 2	8.58 – 9.11	5.56	0.56% – 0.59%	0.36%
Piso 3	8.83 – 9.64	5.56	0.57% – 0.63%	0.36%
Piso 4	9.11 – 10.18	5.09	0.67% – 0.75%	0.37%
Piso 5	9.11 – 10.18	5.09	0.67% – 0.75%	0.37%
Piso 6	8.58 – 9.42	5.09	0.63% – 0.69%	0.37%
Piso 7	7.16 – 8.04	4.02	0.61% – 0.69%	0.34%
Piso 8	6.57 – 7.1	4.02	0.56% – 0.61%	0.34%
Piso 9	5.09 – 6.03	4.02	0.44% – 0.52%	0.34%
Piso 10	4.02	4.02	0.39%	0.39%

*Nota: Autoría propia***Tabla 49***Refuerzo longitudinal de vigas de borde*

	Vigas de borde			
	As <sup>-</sup>	As <sup>+</sup>	ρ <sup>-</sup>	ρ <sup>+</sup>
Piso 1	6.28 – 6.57	5.56	0.41% – 0.43%	0.36%
Piso 2	7.57 – 8.04	5.56	0.49% – 0.52%	0.36%
Piso 3	8.04 – 8.58	6.03	0.52% – 0.56%	0.39%

Piso 4	8.04 – 8.58	5.62	0.59% – 0.63%	0.41%
Piso 5	8.04 – 8.58	5.62	0.59% – 0.63%	0.41%
Piso 6	7.63 – 8.04	5.09	0.56% – 0.59%	0.37%
Piso 7	6.28 – 6.57	4.02	0.54% – 0.56%	0.34%
Piso 8	5.09 – 5.56	4.02	0.44% – 0.48%	0.34%
Piso 9	4.02 – 4.62	4.02	0.34% – 0.39%	0.34%
Piso 10	4.02	4.02	0.39%	0.39%

*Nota: Autoría propia*

#### **4.1.6.5. Diseño por corte de viga**

Mediante el procedimiento especificado en el anterior modelo se obtuvieron los datos de diseño para el refuerzo transversal, los cuales se presentan a continuación.

**Tabla 50**

*Resistencia a corte de vigas interiores críticas*

	V <sub>Hip.</sub> (Ton)	V <sub>Isos.</sub> (Ton)	V <sub>e</sub> (Ton)	V <sub>c</sub> (Ton)	V <sub>s</sub> (Ton)
Piso 1	7.940	5.596	13.537	0	18
Piso 2	7.940	5.596	13.537	0	18
Piso 3	7.940	5.596	13.537	0	18
Piso 4	6.78	5.831	12.62	0	16.83
Piso 5	6.78	5.831	12.62	0	16.83
Piso 6	6.78	5.831	12.62	0	16.83

Piso 7	5.3	5.83	11.4	9	5.8
Piso 8	5.3	5.83	11.4	9	5.8
Piso 9	5.3	5.83	11.4	9	5.8
Piso 10	3.4	4.55	7.95	7.89	2.67

*Nota: Autoría propia*

El acero de refuerzo transversal puede tomarse en función de la resistencia al corte del acero y de otros criterios provistos en ACI 318, los resultados son los siguientes:

**Tabla 51**

*Separación de los estribos de vigas interiores críticas*

	$A_v * f_y * d / V_s$	$d/4$	6 db	S (cm)
Piso 1-3	37	13.5	9.6	8
Piso 4 - 6	26	12.3	9.6	8
Piso 7 - 9	26	12.3	9.6	8
Piso 10	84	14.8	8.6	8

*Nota: Autoría propia*

#### **4.1.6.6. Distribución en altura de columnas**

Para el presente caso de estudio, por ser de 10 pisos, se utilizó la dimensión predimensionada en los primeros 3 pisos (55 cm \* 55 cm). En los pisos superiores se reducían 5 centímetros en cada lado de la columna por cada 3 pisos.

#### **4.1.6.7. Columna fuerte – Viga débil**

Para garantizar una falla dúctil en el sistema los momentos resistentes de las columnas deben ser mayores a los momentos resistentes de las vigas en al menos un 1.25 veces más. El objetivo de este criterio es que las vigas sean las primeras en plastificarse, antes que las bases de las columnas.

A continuación, se presentan los resultados del criterio columna fuerte – viga débil en una columna interior.

**Tabla 52**

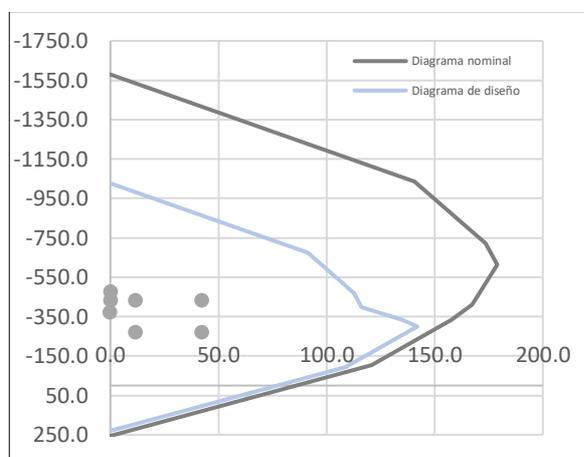
*Resultados del criterio columna fuerte - viga débil*

	$\Sigma Mc$ (Ton * m)	$1.2 * \Sigma Mv$ (Ton * m)	n	$\phi$	$\rho$
Piso 1-3	58.40	23.41	12	18	1.1%
Piso 4 - 6	41.6	18.83	12	16	1%
Piso 7 - 9	36.62	14.95	12	16	1.2%
Piso 10	11.06	11.97	12	14	1.2%

*Nota: Autoría propia*

**Figura 31**

*Diagrama de interacción de la columna interior diseñada*



*Nota: Autoría propia*

#### **4.1.6.8. Cortante de columnas.**

Se diseñó el refuerzo a cortante en función de las ecuaciones 42 y 43, y se realizó una comprobación del refuerzo transversal en función del cortante producto de los momentos probables en las vigas adyacentes al nodo de la columna en cuestión.

En la siguiente tabla se resumen los detalles del refuerzo transversal.

**Tabla 53**

*Refuerzo transversal de columna interior*

Columna interior	Ash prov.	Ash req.	# ramas	$\phi$	S
Piso 1-3	3.14	3.015	4	10	7.5
Piso 4 - 6	3.14	3.015	4	10	7.5
Piso 7 - 9	3.14	2.790	4	10	7.5
Piso 10	3.14	2.568	4	10	7.5

*Nota: Autoría propia*

#### **4.1.7. Modelo de 4 vanos y 20 pisos**

##### **4.1.7.1. Periodo de vibración**

Basado en un análisis modal se obtuvieron los diferentes periodos en función de los modos de vibración de la estructura. Los resultados del análisis modal se presentan a continuación.

**Tabla 54**

*Periodos de vibración*

Case	Mode	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
Modal	1	2.724	0.367	2.3062	5.3185
Modal	2	2.724	0.367	2.3062	5.3185
Modal	3	2.179	0.459	2.8838	8.3165
Modal	4	0.986	1.014	6.3694	40.5693
Modal	5	0.986	1.014	6.3694	40.5693

---

Modal	6	0.81	1.235	7.7592	60.2055
Modal	7	0.56	1.785	11.2124	125.719
Modal	8	0.56	1.785	11.2124	125.719
Modal	9	0.468	2.137	13.4281	180.3149
Modal	10	0.372	2.69	16.9003	285.6204
Modal	11	0.372	2.69	16.9003	285.6204
Modal	12	0.314	3.184	20.0081	400.3255
Modal	13	0.265	3.778	23.738	563.4933
Modal	14	0.265	3.778	23.738	563.4933
Modal	15	0.226	4.42	27.7723	771.3011
Modal	16	0.197	5.069	31.8524	1014.5747
Modal	17	0.197	5.069	31.8524	1014.5747
Modal	18	0.17	5.871	36.8914	1360.9741
Modal	19	0.152	6.562	41.2281	1699.7593
Modal	20	0.152	6.562	41.2281	1699.7593
Modal	21	0.133	7.526	47.2844	2235.812
Modal	22	0.122	8.226	51.6843	2671.2712
Modal	23	0.122	8.226	51.6843	2671.2712
Modal	24	0.107	9.389	58.9937	3480.2553
Modal	25	0.099	10.102	63.4744	4029.0033
Modal	26	0.099	10.102	63.4744	4029.0033
Modal	27	0.087	11.464	72.0321	5188.6242
Modal	28	0.082	12.184	76.5553	5860.7085
Modal	29	0.082	12.184	76.5553	5860.7085

---

---

Modal	30	0.073	13.764	86.4808	7478.9217
Modal	31	0.069	14.427	90.6499	8217.4039
Modal	32	0.069	14.427	90.6499	8217.4039
Modal	33	0.062	16.243	102.0562	10415.4607
Modal	34	0.059	16.808	105.6073	11152.9002
Modal	35	0.059	16.808	105.6073	11152.9002
Modal	36	0.053	18.868	118.5525	14054.6927
Modal	37	0.052	19.322	121.4007	14738.1262
Modal	38	0.052	19.322	121.4007	14738.1262
Modal	39	0.046	21.641	135.9761	18489.5045
Modal	40	0.046	21.817	137.0812	18791.261
Modal	41	0.046	21.817	137.0812	18791.261
Modal	42	0.041	24.244	152.3316	23204.9065
Modal	43	0.041	24.244	152.3316	23204.9065
Modal	44	0.041	24.405	153.3413	23513.5625
Modal	45	0.038	26.584	167.0316	27899.5547
Modal	46	0.038	26.584	167.0316	27899.5547
Modal	47	0.037	27.072	170.1011	28934.3852
Modal	48	0.034	29.038	182.4526	33288.9345
Modal	49	0.034	29.038	182.4526	33288.9345
Modal	50	0.034	29.645	186.2666	34695.2379
Modal	51	0.031	31.815	199.9007	39960.2808
Modal	52	0.031	31.815	199.9007	39960.2808
Modal	53	0.031	32.321	203.0819	41242.2726

---

Modal	54	0.028	35.116	220.6404	48682.1862
Modal	55	0.028	35.116	220.6404	48682.1862
Modal	56	0.028	35.323	221.9393	49257.0434
Modal	57	0.026	38.882	244.301	59682.9862
Modal	58	0.025	39.392	247.5073	61259.8472
Modal	59	0.025	39.392	247.5073	61259.8472
Modal	60	0.023	43.469	273.1225	74595.8966

*Nota: Autoría Propia*

#### **4.1.7.2. Cortante basal de diseño**

Con base en los parámetros mencionados en el capítulo 3 y el periodo de la estructura calculado para conocer la aceleración del espectro de diseño, se calculó el cortante basal de diseño. Los resultados se presentan a continuación

**Tabla 55**

*Parámetros para obtener el Cortante basal*

R	$\phi_P$	$\phi_E$	I	T (sg)	S(a)	V (Ton)
8	1	1	1	2.59	0.251	208.72

*Nota: Autoría propia*

#### **4.1.7.3. Distribución de vigas en altura**

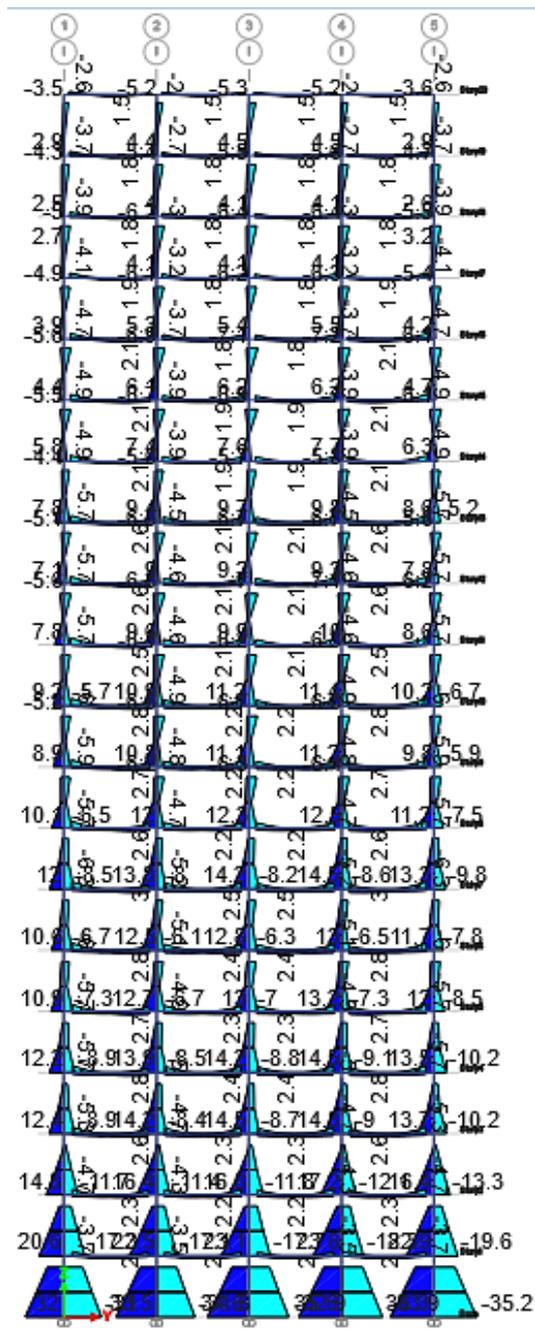
Para el presente caso de estudio, las vigas van a varias de sección cada 3 pisos y se reducirán 5 centímetros de ancho o base

#### 4.1.7.4. Diseño a flexión de vigas

El acero requerido por cada elemento, en función de los momentos obtenidos de la aplicación de las combinaciones de cargas definidas incluyendo las acciones sísmicas, fueron los siguientes:

**Figura 32**

*Envolvente de cargas para el eje de las vigas interiores críticas.*



Nota: Tomado de ETABS

Como resultado se obtuvo el acero longitudinal requerido de cada viga de cada piso. A continuación, se presenta un resumen de la cantidad de acero provisto y su cuantía respectiva a las vigas del caso de estudio.

**Tabla 56**

*Refuerzo longitudinal de vigas interiores*

Vigas interiores				
	As <sup>-</sup>	As <sup>+</sup>	ρ <sup>-</sup>	ρ <sup>+</sup>
Piso 1 - 4	6.57 – 9.42	6.57	0.34% – 0.48%	0.34%
Piso 5 - 7	9.11 – 10.18	6.57 – 6.63	0.48% – 0.59%	0.34% – 0.39%
Piso 8 - 10	10.18 – 10.90	7.10 – 6.57	0.59% – 0.71%	0.41% – 0.43%
Piso 11 - 13	9.42 – 11.12	6.03 – 7.1	0.66% – 0.78%	0.46%
Piso 14 - 16	8.58 – 10.30	5.09 – 6.03	0.71% – 0.81%	0.44% – 0.46%
Piso 17 - 19	6.03 – 9.11	4.02 – 5.09	0.62% – 0.78%	0.41% – 0.44%
Piso 20	4.02 – 6.03	3.08 – 4.02	0.47% – 0.62%	0.36% – 0.41%

Nota: Autoría propia

**Tabla 57**

*Refuerzo longitudinal de vigas de borde*

Vigas de borde				
	As <sup>-</sup>	As <sup>+</sup>	ρ <sup>-</sup>	ρ <sup>+</sup>
Piso 1 - 4	6.57 - 8.58	6.57	0.34% – 0.44%	0.34%
Piso 5 - 7	8.83 – 9.17	7.10 – 7.16	0.45% – 0.53%	0.36% – 0.42%
Piso 8 - 10	9.17 – 9.71	7.1 – 7.57	0.56% – 0.63%	0.44% – 0.49%

Piso 11 - 13	8.83 – 9.71	6.57 – 7.57	0.61% – 0.67%	0.49% – 0.50%
Piso 14 - 16	9.82 – 12.72	7.7 – 8.83	0.66% – 0.67%	0.44% – 0.50%
Piso 17 - 19	5.09 – 7.10	4.02 – 5.09	0.52% – 0.60%	0.41% – 0.43%
Piso 20	3.08 – 4.62	3.08 – 4.02	0.36% – 0.47%	0.36% – 0.41%

Nota: Autoría propia

#### 4.1.7.5. *Diseño por corte de viga*

Mediante el procedimiento especificado en el anterior modelo se obtuvieron los datos de diseño para el refuerzo transversal, los cuales se presentan a continuación.

**Tabla 58**

*Resistencia a corte de vigas interiores críticas*

	V <sub>Hip.</sub> (Ton)	V <sub>Isos.</sub> (Ton)	Ve (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)
Piso 1-4	8.84	5.84	14.67	0	19.56
Piso 5-7	11.1	6.78	17.9	0	23.88
Piso 8-10	9.81	6.76	16.5	0	22.094
Piso 11-13	8.58	6.7	15.29	0	20.39
Piso 14-16	6.4	6.424	12.83	9.04	8.07
Piso 17-19	4.47	6.2	10.67	7.3	6.9
Piso 20	3.03	5.83	8.87	6.39	5.43

Nota: Autoría propia

El acero de refuerzo transversal puede tomarse en función de la resistencia al corte del acero y de otros criterios provistos en ACI 318, los resultados son los siguientes:

**Tabla 59***Separación de los estribos de vigas interiores críticas*

	$A_v * f_y * d / V_s$	d/4	6 db	S (cm)
Piso 1-4	17	12.3	9.6	9
Piso 5-7	14	12.3	9.6	9
Piso 8-10	14	12.8	9.6	8
Piso 11-13	13	11.1	8.4	8
Piso 14-16	14	11.1	9.6	9
Piso 17-19	32	9.8	9.6	9
Piso 20	42	8.6	8.4	8

*Nota: Autoría propia***4.1.7.6. Distribución en altura de columnas**

Para el presente caso de estudio, por ser de 20 pisos, se utilizó la dimensión predimensionada en los primeros 4 pisos (80 cm \* 80 cm). En los pisos superiores se reducían 5 centímetros en cada lado de la columna por cada 3 pisos.

**4.1.7.7. Columna fuerte – Viga débil**

Para garantizar una falla dúctil en el sistema los momentos resistentes de las columnas deben ser mayores a los momentos resistentes de las vigas en al menos un 1.25 veces más. El objetivo de este criterio es que las vigas sean las primeras en plastificarse, antes que las bases de las columnas.

A continuación, se presentan los resultados del criterio columna fuerte – viga débil en una columna interior.

**Tabla 60**

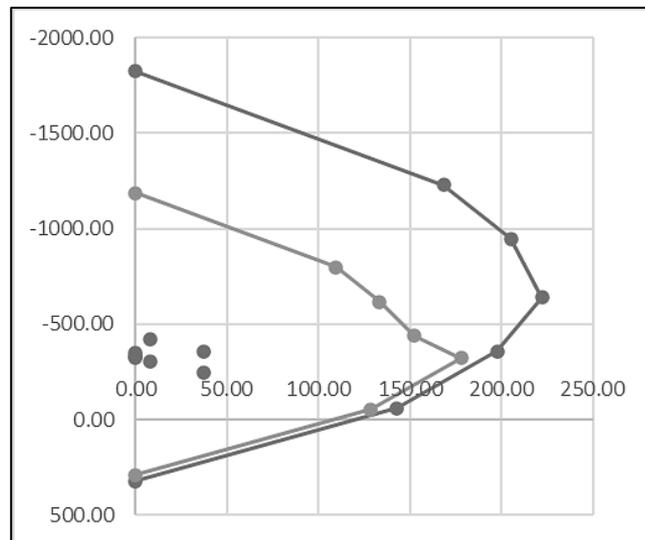
*Resultados del criterio columna fuerte - viga débil*

	$\Sigma Mc$ (Ton * m)	$1.2 * \Sigma Mv$ (Ton * m)	n	$\phi$	$\rho$
Piso 1-4	177.8	31.07	20	22	1.1%
Piso 5-7	134.9	33.23	20	20	1%
Piso 8-10	120.5	29.65	20	18	1%
Piso 11-13	92.26	25	20	18	1.2%
Piso 14-16	84.52	18.73	20	16	1.2%
Piso 17-19	60.89	14.86	20	16	1%
Piso 20	21.05	10.19	20	14	1%

*Nota: Autoría propia*

**Figura 33**

*Diagrama de interacción de la columna interior diseñada*



*Nota: Autoría propia*

#### **4.1.7.8. Cortante de columnas.**

Se diseñó el refuerzo a cortante en función de las ecuaciones 42 y 43, y se realizó una comprobación del refuerzo transversal en función del cortante producto

de los momentos probables en las vigas adyacentes al nodo de la columna en cuestión.

En la siguiente tabla se resumen los detalles del refuerzo transversal.

**Tabla 61**

*Refuerzo transversal de columna interior*

Columna interior	Ash prov.	Ash req.	# ramas	$\phi$	S
Piso 1-4	4.71	4.32	6	10	10
Piso 5-7	4.71	4.02	6	10	10
Piso 8-10	4.71	3.72	6	10	7.5
Piso 11-13	3.93	3.425	5	10	7.5
Piso 14-16	3.93	3.125	5	10	7.5
Piso 17-19	3.93	3.125	5	10	7.5
Piso 20	3.93	2.629	5	10	7.5

*Nota: Autoría propia*

#### **4.1.8. Modelo de 5 vanos y 3 pisos**

##### **4.1.8.1. Periodo de vibración**

Basado en un análisis modal se obtuvieron los diferentes periodos en función de los modos de vibración de la estructura. Los resultados del análisis modal se presentan a continuación.

**Tabla 62**

*Periodos de vibración*

Case	Mode	Period (sg)	Frequency (cyc/sg)
------	------	----------------	-----------------------

Modal	1	0.634	1.577
Modal	2	0.634	1.577
Modal	3	0.563	1.776
Modal	4	0.211	4.749
Modal	5	0.211	4.749
Modal	6	0.188	5.332
Modal	7	0.133	7.51
Modal	8	0.133	7.51
Modal	9	0.119	8.397

*Nota: Datos tomados de ETABS*

#### **4.1.8.2. Cortante basal de diseño**

Con base en los parámetros mencionados en el capítulo 3 y el periodo de la estructura calculado para conocer la aceleración del espectro de diseño, se calculó el cortante basal de diseño. Los resultados se presentan a continuación

**Tabla 63**

*Parámetros para obtener el Cortante basal*

R	$\phi_P$	$\phi_E$	I	T (sg)	S(a)	V (Ton)
8	1	1	1	0.634	1.024	99.77

*Nota: Autoría propia*

#### **4.1.8.3. Distribución de vigas en altura**

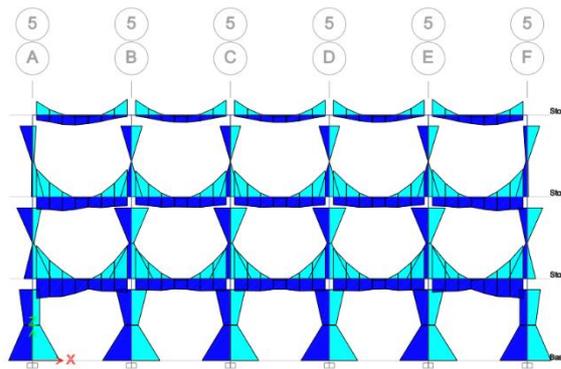
Para el presente caso de estudio, las vigas no varían su tamaño

#### 4.1.8.4. Diseño a flexión de vigas

El acero requerido por cada elemento, en función de los momentos obtenidos de la aplicación de las combinaciones de cargas definidas incluyendo las acciones sísmicas, fueron los siguientes:

**Figura 34**

*Envolvente de cargas para el eje de las vigas interiores críticas.*



*Nota: Tomado de ETABS*

Como resultado se obtuvo el acero longitudinal requerido de cada viga de cada piso. A continuación, se presenta un resumen de la cantidad de acero provisto y su cuantía respectiva a las vigas del caso de estudio.

**Tabla 64**

*Refuerzo longitudinal de viga interiores*

	Vigas de interiores			
	As <sup>-</sup>	As <sup>+</sup>	ρ <sup>-</sup>	ρ <sup>+</sup>
Piso 1	5.09	3.08	0.6%	0.36%
Piso 2	4.62 – 4.02	3.08	0.54% - 0.47%	0.36%
Piso 3	3.08	3.08	0.36%	0.36%

*Nota: Autoría propia*

**Tabla 65**

*Refuerzo longitudinal de viga de borde*

Vigas de borde				
	As <sup>-</sup>	As <sup>+</sup>	ρ <sup>-</sup>	ρ <sup>+</sup>
Piso 1	4.62 – 4.02	4.02 – 3.08	0.54% - 0.47%	0.47% - 0.36%
Piso 2	4.02	3.08	0.47%	0.36%
Piso 3	3.08	3.08	0.36%	0.36%

*Nota: Autoría propia*

#### 4.1.8.5. Diseño por corte de viga

Mediante el procedimiento especificado en el anterior modelo se obtuvieron los datos de diseño para el refuerzo transversal, los cuales se presentan a continuación.

**Tabla 66**

*Resistencia a corte de vigas interiores críticas*

	V <sub>Hip.</sub> (Ton)	V <sub>Isos.</sub> (Ton)	V <sub>e</sub> (Ton)	V <sub>c</sub> (Ton)	V <sub>s</sub> (Ton)
Piso 1	4.43	2.19	6.62	0	8828.8
Piso 2	3.66	2.11	5.78	0	7709.4
Piso 3	3.22	1.80	5.03	0	6717

*Nota: Autoría propia*

El acero de refuerzo transversal puede tomarse en función de la resistencia al corte del acero y de otros criterios provistos en ACI 318, los resultados son los siguientes:

**Tabla 67**

*Separación de los estribos de vigas interiores críticas*

	$A_v * f_y * d / V_s$	$d/4$	6 db	S
Piso 1	26	8.75	8.4	8
Piso 2	29	8.75	8.4	8
Piso 3	34	8.75	8.4	8

*Nota: Autoría propia*

#### **4.1.8.6. Distribución en altura de columnas**

Para el presente caso de estudio, por ser de 3 pisos no hay cambio de dimensiones en las columnas

#### **4.1.8.7. Columna fuerte – Viga débil**

Para garantizar una falla dúctil en el sistema los momentos resistentes de las columnas deben ser mayores a los momentos resistentes de las vigas en al menos un 1.25 veces más. El objetivo de este criterio es que las vigas sean las primeras en plastificarse, antes que las bases de las columnas.

A continuación, se presentan los resultados del criterio columna fuerte – viga débil en una columna interior.

**Tabla 68**

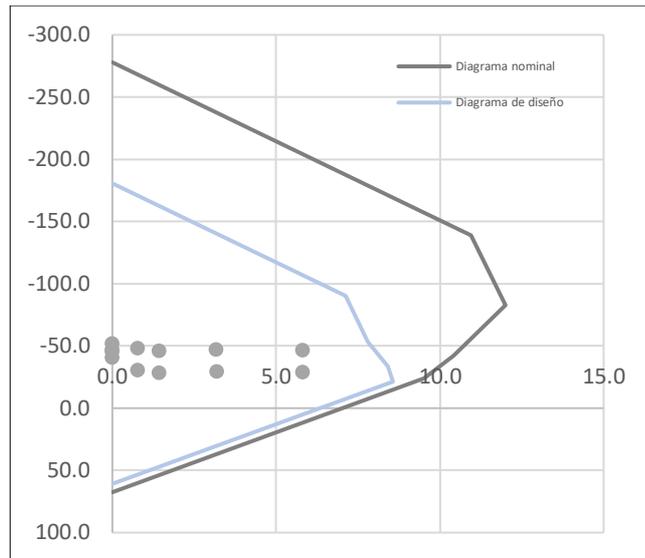
*Resultados del criterio columna fuerte - viga débil*

	$\Sigma M_c$ (kgf * cm)	$1.2 * \Sigma M_v$ (kgf * cm)	n	$\phi$	$\rho$
Piso 1	1507350.155	1245015.191	8	16	1.8%
Piso 2	1507350.155	1245015.191	8	16	1.8%
Piso 3	704629.6	1271016.847	8	14	1.8%

*Nota: Autoría propia*

**Figura 35**

*Diagrama de interacción de la columna interior diseñada*



*Nota: Autoría propia*

#### **4.1.8.8. Cortante de columnas.**

Se diseñó el refuerzo a cortante en función de las ecuaciones 42 y 43, y se realizó una comprobación del refuerzo transversal en función del cortante producto de los momentos probables en las vigas adyacentes al nodo de la columna en cuestión.

En la siguiente tabla se resumen los detalles del refuerzo transversal.

**Tabla 69**

*Refuerzo transversal de columna interior*

Columna interior	Ash prov.	Ash req.	# ramas	$\phi$	S
Piso 1	3.14	2.836	4	10	7.5
Piso 2	3.14	2.836	4	10	7.5
Piso 3	3.14	2.836	4	10	7.5

*Nota: Autoría propia*

## 4.1.9. Modelo de 5 vanos y 10 pisos

### 4.1.9.1. *Periodo de vibración*

Basado en un análisis modal se obtuvieron los diferentes periodos en función de los modos de vibración de la estructura. Los resultados del análisis modal se presentan a continuación.

**Tabla 70**

*Periodos de vibración*

Case	Mode	Period (sg)	Frequency (cyc/sg)
Modal	1	1.549	0.645
Modal	2	1.549	0.645
Modal	3	1.354	0.739
Modal	4	0.548	1.823
Modal	5	0.548	1.823
Modal	6	0.484	2.065
Modal	7	0.315	3.176
Modal	8	0.315	3.176
Modal	9	0.28	3.575
Modal	10	0.222	4.502
Modal	11	0.222	4.502
Modal	12	0.198	5.045
Modal	13	0.164	6.091
Modal	14	0.164	6.091
Modal	15	0.147	6.809

Modal	16	0.129	7.749
Modal	17	0.129	7.749
Modal	18	0.116	8.634
Modal	19	0.103	9.731
Modal	20	0.103	9.731
Modal	21	0.092	10.813
Modal	22	0.089	11.27
Modal	23	0.089	11.27
Modal	24	0.08	12.491
Modal	25	0.074	13.516
Modal	26	0.074	13.516
Modal	27	0.067	14.935
Modal	28	0.06	16.718
Modal	29	0.06	16.718
Modal	30	0.054	18.407

---

*Nota: Datos tomados de ETABS*

#### **4.1.9.2. Cortante basal de diseño**

Con base en los parámetros mencionados en el capítulo 3 y el periodo de la estructura calculado para conocer la aceleración del espectro de diseño, se calculó el cortante basal de diseño. Los resultados se presentan a continuación

**Tabla 71**

*Parámetros para obtener el Cortante basal*

R	$\phi P$	$\phi E$	I	T (sg)	S(a)	V (Ton)
8	1	1	1	1.55	0.422	139

*Nota: Autoría propia*

**4.1.9.3. Distribución de vigas en altura**

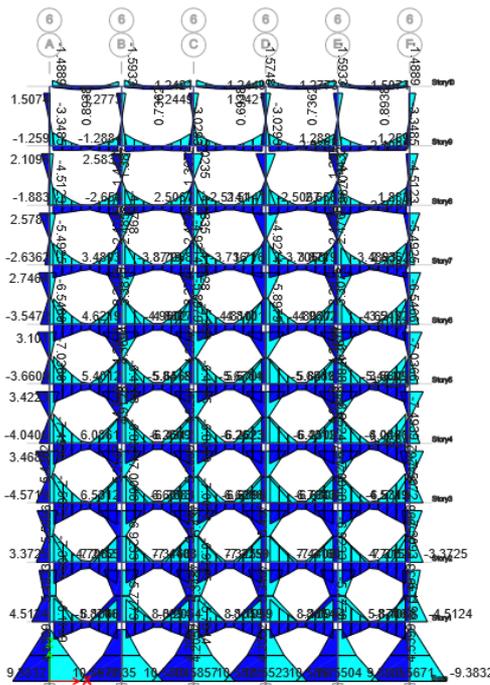
Para el presente caso de estudio, las vigas van a varias de sección cada 3 pisos y se reducirán 5 centímetros de ancho o base

**4.1.9.4. Diseño a flexión de vigas**

El acero requerido por cada elemento, en función de los momentos obtenidos de la aplicación de las combinaciones de cargas definidas incluyendo las acciones sísmicas, fueron los siguientes:

**Figura 36**

*Envolvente de cargas para el eje de las vigas interiores críticas.*



*Nota: Tomado de ETABS*

Como resultado se obtuvo el acero longitudinal requerido de cada viga de cada piso. A continuación, se presenta un resumen de la cantidad de acero provisto y su cuantía respectiva a las vigas del caso de estudio.

**Tabla 72**

*Refuerzo longitudinal de vigas centrales*

	Vigas centrales			
	As <sup>-</sup>	As <sup>+</sup>	$\rho^-$	$\rho^+$
Piso 1	5.09 – 5.56	4.02	0.50% – 0.54%	0.39%
Piso 2	6.03 – 6.57	4.02	0.59% – 0.64%	0.39%
Piso 3	6.16 – 7.1	4.02	0.60% – 0.70%	0.39%
Piso 4	6.03 – 7.1	4.02	0.59% – 0.70%	0.39%
Piso 5	6.03 – 7.1	4.02	0.59% – 0.70%	0.39%
Piso 6	5.56 – 6.03	4.02	0.55% – 0.59%	0.39%
Piso 7	4.62 – 5.56	3.08	0.54% – 0.65%	0.36%
Piso 8	4.02 – 4.62	3.08	0.47% – 0.54%	0.36%
Piso 9	3.08 – 4.02	3.08	0.36% – 0.47%	0.36%
Piso 10	3.08	3.08	0.42%	0.42%

*Nota:*

*Autoría propia*

**Tabla 73**

*Refuerzo longitudinal de vigas de borde*

	Vigas de borde			
	As <sup>-</sup>	As <sup>+</sup>	$\rho^-$	$\rho^+$
Piso 1	5.09	4.02	0.50%	0.39%
Piso 2	6.03	4.62	0.59%	0.45%
Piso 3	6.03 – 6.28	4.62	0.59% – 0.62%	0.45%
Piso 4	6.03 – 6.28	4.62	0.59% – 0.62%	0.45%
Piso 5	5.56 – 6.03	4.02	0.55% - 0.59%	0.39%

Piso 6	5.09 – 5.56	4.02	0.50% - 0.55%	0.39%
Piso 7	4.02 – 4.62	3.08	0.47% - 0.54%	0.36%
Piso 8	4.02	3.08	0.47%	0.36%
Piso 9	3.08	3.08	0.36%	0.36%
Piso 10	3.08	3.08	0.42%	0.42%

*Nota: Autoría propia*

**Tabla 74**

Refuerzo longitudinal de vigas interiores

	Vigas interiores			
	As -	As +	$\rho -$	$\rho +$
Piso 1	5.56	4.02	0.55%	0.39%
Piso 2	6.16 – 6.57	4.02	0.60% – 0.64%	0.39%
Piso 3	6.28 – 7.1	4.02 – 4.62	0.62% – 0.7%	0.39% – 0.45%
Piso 4	6.16 – 7.1	4.02	0.60% – 0.7%	0.39%
Piso 5	6.03 – 7.1	4.02	0.59% – 0.70%	0.39%
Piso 6	5.56 – 6.16	4.02	0.55% – 0.60%	0.39%
Piso 7	4.62 – 5.56	3.08	0.54% – 0.65%	0.36%
Piso 8	4.02 – 4.62	3.08	0.47% – 0.54%	0.36%
Piso 9	3.08 – 4.02	3.08	0.36% – 0.47%	0.36%
Piso 10	3.08	3.08	0.42%	0.42%

*Nota: Autoría propia*

#### 4.1.9.5. *Diseño por corte de viga*

Mediante el procedimiento especificado en el anterior modelo se obtuvieron los datos de diseño para el refuerzo transversal, los cuales se presentan a continuación.

**Tabla 75***Resistencia a corte de vigas interiores críticas*

	$V_{Hip.}$ (Ton)	$V_{Isos.}$ (Ton)	$V_e$ (Ton)	$V_c$ (Ton)	$V_s$ (Ton)
Piso 1	5.15	3.33	8.48	0	11.3
Piso 2	5.151	3.33	8.48	0	11.3
Piso 3	5.15	3.33	8.48	0	11.3
Piso 4	5.35	3.64	8.99	0	11.99
Piso 5	5.35	3.64	8.99	0	11.99
Piso 6	5.35	3.64	8.99	0	11.99
Piso 7	4.44	3.63	8.07	0	12.62
Piso 8	4.44	3.63	8.07	0	12.62
Piso 9	4.44	3.63	8.07	0	12.62
Piso 10	6.93	2.65	9.59	0	12.79

*Nota: Autoría propia*

El acero de refuerzo transversal puede tomarse en función de la resistencia al corte del acero y de otros criterios provistos en ACI 318, los resultados son los siguientes:

**Tabla 76***Separación de los estribos de vigas interiores críticas*

	$A_v * f_y * d / V_s$	$d/4$	$6 db$	$S$ (cm)
Piso 1-3	20	8.6	8.4	8
Piso 4 - 6	19	8.6	8.4	8
Piso 7 - 9	21	8.6	8.4	8
Piso 10	15	7.3	8.4	7

*Nota: Autoría propia*

#### 4.1.9.6. *Distribución en altura de columnas*

Para el presente caso de estudio, por ser de 10 pisos, se utilizó la dimensión predimensionada en los primeros 3 pisos (45 cm \* 45 cm). En los pisos superiores se reducían 5 centímetros en cada lado de la columna por cada 3 pisos.

#### 4.1.9.7. *Columna fuerte – Viga débil*

Para garantizar una falla dúctil en el sistema los momentos resistentes de las columnas deben ser mayores a los momentos resistentes de las vigas en al menos un 1.25 veces más. El objetivo de este criterio es que las vigas sean las primeras en plastificarse, antes que las bases de las columnas.

A continuación, se presentan los resultados del criterio columna fuerte – viga débil en una columna interior.

**Tabla 77**

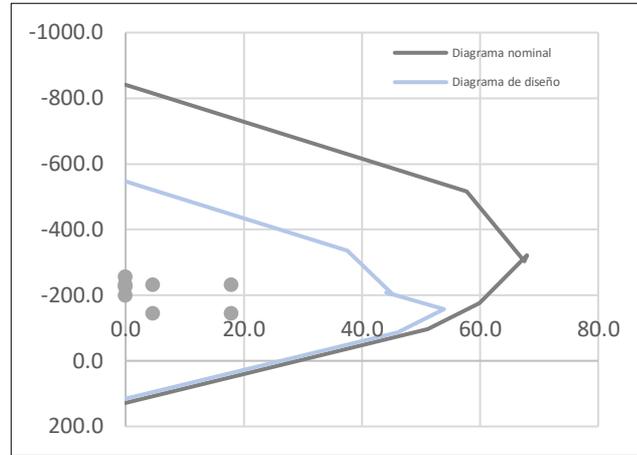
Resultados del criterio columna fuerte - viga débil

	$\Sigma Mc$ (Ton * m)	$1.2 * \Sigma Mv$ (Ton * m)	n	$\phi$	$\rho$
Piso 1	36.62	13.03	12	16	1.2%
Piso 4	28.5	13.04	12	16	1.5%
Piso 7	18.7	10	12	14	1.5%
Piso 10	5.27	7.8	8	14	1.4%

*Nota: Autoría propia*

**Figura 37**

*Diagrama de interacción de la columna interior diseñada*



*Nota: Autoría propia*

#### **4.1.9.8. Cortante de columnas.**

Se diseñó el refuerzo a cortante en función de las ecuaciones 42 y 43, y se realizó una comprobación del refuerzo transversal en función del cortante producto de los momentos probables en las vigas adyacentes al nodo de la columna en cuestión.

En la siguiente tabla se resumen los detalles del refuerzo transversal.

**Tabla 78**

*Refuerzo transversal de columna interior*

Columna interior	Ash prov.	Ash req.	# ramas	$\phi$	S
Piso 1	3.14	3.015	4	10	7.5
Piso 4	3.14	3.015	4	10	7.5
Piso 7	3.14	2.790	4	10	7.5
Piso 10	3.14	2.568	4	10	7.5

*Nota: Autoría propia*

## 4.1.10. Modelo de 5 vanos y 20 pisos

### 4.1.10.1. Periodo de vibración

Basado en un análisis modal se obtuvieron los diferentes periodos en función de los modos de vibración de la estructura. Los resultados del análisis modal se presentan a continuación.

**Tabla 79**

*Periodos de vibración*

Case	Mode	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
Modal	1	2.724	0.367	2.3062	5.3185
Modal	2	2.724	0.367	2.3062	5.3185
Modal	3	2.179	0.459	2.8838	8.3165
Modal	4	0.986	1.014	6.3694	40.5693
Modal	5	0.986	1.014	6.3694	40.5693
Modal	6	0.81	1.235	7.7592	60.2055
Modal	7	0.56	1.785	11.2124	125.719
Modal	8	0.56	1.785	11.2124	125.719
Modal	9	0.468	2.137	13.4281	180.3149
Modal	10	0.372	2.69	16.9003	285.6204
Modal	11	0.372	2.69	16.9003	285.6204
Modal	12	0.314	3.184	20.0081	400.3255
Modal	13	0.265	3.778	23.738	563.4933
Modal	14	0.265	3.778	23.738	563.4933
Modal	15	0.226	4.42	27.7723	771.3011
Modal	16	0.197	5.069	31.8524	1014.5747

---

Modal	17	0.197	5.069	31.8524	1014.5747
Modal	18	0.17	5.871	36.8914	1360.9741
Modal	19	0.152	6.562	41.2281	1699.7593
Modal	20	0.152	6.562	41.2281	1699.7593
Modal	21	0.133	7.526	47.2844	2235.812
Modal	22	0.122	8.226	51.6843	2671.2712
Modal	23	0.122	8.226	51.6843	2671.2712
Modal	24	0.107	9.389	58.9937	3480.2553
Modal	25	0.099	10.102	63.4744	4029.0033
Modal	26	0.099	10.102	63.4744	4029.0033
Modal	27	0.087	11.464	72.0321	5188.6242
Modal	28	0.082	12.184	76.5553	5860.7085
Modal	29	0.082	12.184	76.5553	5860.7085
Modal	30	0.073	13.764	86.4808	7478.9217
Modal	31	0.069	14.427	90.6499	8217.4039
Modal	32	0.069	14.427	90.6499	8217.4039
Modal	33	0.062	16.243	102.0562	10415.4607
Modal	34	0.059	16.808	105.6073	11152.9002
Modal	35	0.059	16.808	105.6073	11152.9002
Modal	36	0.053	18.868	118.5525	14054.6927
Modal	37	0.052	19.322	121.4007	14738.1262
Modal	38	0.052	19.322	121.4007	14738.1262
Modal	39	0.046	21.641	135.9761	18489.5045
Modal	40	0.046	21.817	137.0812	18791.261

---

---

Modal	41	0.046	21.817	137.0812	18791.261
Modal	42	0.041	24.244	152.3316	23204.9065
Modal	43	0.041	24.244	152.3316	23204.9065
Modal	44	0.041	24.405	153.3413	23513.5625
Modal	45	0.038	26.584	167.0316	27899.5547
Modal	46	0.038	26.584	167.0316	27899.5547
Modal	47	0.037	27.072	170.1011	28934.3852
Modal	48	0.034	29.038	182.4526	33288.9345
Modal	49	0.034	29.038	182.4526	33288.9345
Modal	50	0.034	29.645	186.2666	34695.2379
Modal	51	0.031	31.815	199.9007	39960.2808
Modal	52	0.031	31.815	199.9007	39960.2808
Modal	53	0.031	32.321	203.0819	41242.2726
Modal	54	0.028	35.116	220.6404	48682.1862
Modal	55	0.028	35.116	220.6404	48682.1862
Modal	56	0.028	35.323	221.9393	49257.0434
Modal	57	0.026	38.882	244.301	59682.9862
Modal	58	0.025	39.392	247.5073	61259.8472
Modal	59	0.025	39.392	247.5073	61259.8472
Modal	60	0.023	43.469	273.1225	74595.8966

---

*Nota: Datos tomados de ETABS*

#### 4.1.10.2. Cortante basal de diseño

Con base en los parámetros mencionados en el capítulo 3 y el periodo de la estructura calculado para conocer la aceleración del espectro de diseño, se calculó el cortante basal de diseño. Los resultados se presentan a continuación

**Tabla 80**

*Parámetros para obtener el Cortante basal*

R	$\phi_P$	$\phi_E$	I	T	S(a)	V (Ton)
8	1	1	1	2.59	0.251	208.72

*Nota: Autoría propia*

#### 4.1.10.3. Distribución de vigas en altura

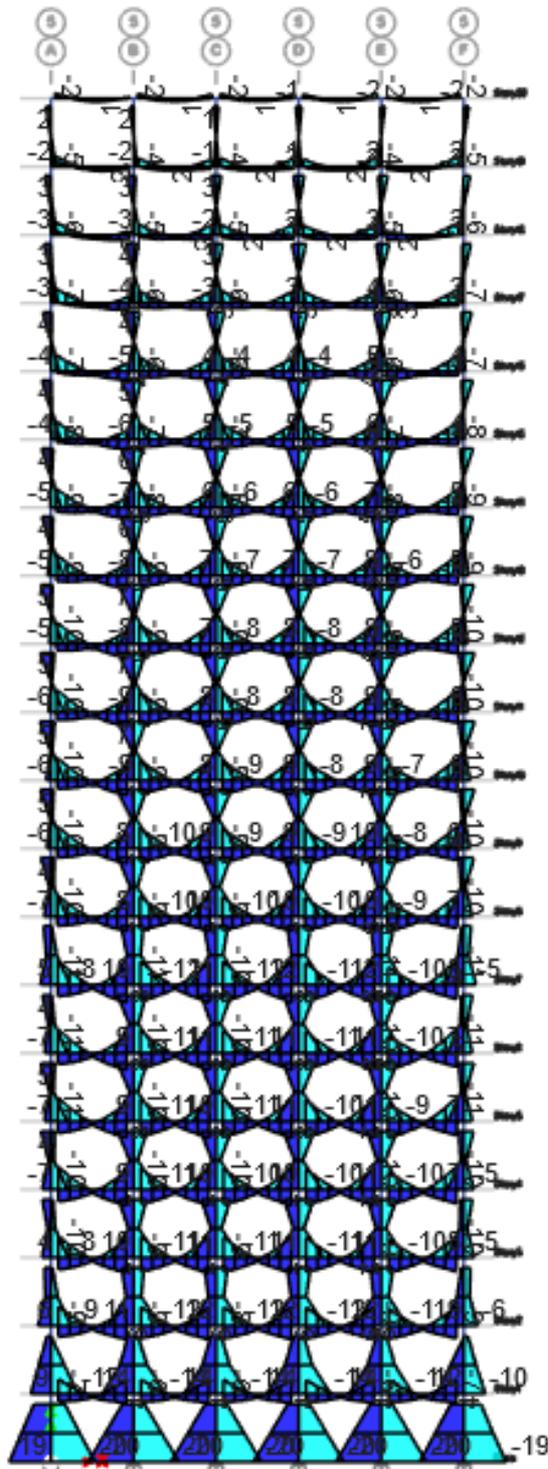
Para el presente caso de estudio, las vigas van a varias de sección cada 3 pisos y se reducirán 5 centímetros de ancho o base

#### 4.1.10.4. Diseño a flexión de vigas

El acero requerido por cada elemento, en función de los momentos obtenidos de la aplicación de las combinaciones de cargas definidas incluyendo las acciones sísmicas, fueron los siguientes:

**Figura 38**

*Envolvente de cargas para el eje de las vigas interiores críticas.*



*Nota: Tomado de ETABS*

Como resultado se obtuvo el acero longitudinal requerido de cada viga de cada piso. A continuación, se presenta un resumen de la cantidad de acero provisto y su cuantía respectiva a las vigas del caso de estudio.

**Tabla 81**

*Refuerzo longitudinal de vigas centrales*

	Vigas centrales			
	As <sup>-</sup>	As <sup>+</sup>	ρ <sup>-</sup>	ρ <sup>+</sup>
Piso 1 – 4	4.62 – 6.63	4.62	0.34% – 0.48%	0.34%
Piso 5 – 7	7.10 – 7.57	5.09 – 5.56	0.52% – 0.55%	0.37% – 0.41%
Piso 8 – 10	7.57 – 8.04	5.56	0.55% – 0.67%	0.41% – 0.46%
Piso 11 – 13	7.57 – 8.04	5.09 – 5.56	0.59% – 0.67%	0.46% – 0.50%
Piso 14 – 16	6.03 – 8.04	4.02 – 5.09	0.59% – 0.68%	0.39% – 0.43%
Piso 17 - 19	4.02 – 6.03	4.02	0.39% – 0.55%	0.39%
Piso 20	3.08	3.08	0.42%	0.42%

*Nota: Autoría propia*

**Tabla 82**

*Refuerzo longitudinal de vigas de borde*

	Vigas de borde			
	As <sup>-</sup>	As <sup>+</sup>	ρ <sup>-</sup>	ρ <sup>+</sup>
Piso 1 – 4	4.62 – 6.63	4.62 – 5.56	0.34% – 0.49%	0.34% – 0.41%
Piso 5 – 7	6.63 – 7.10	5.56 – 6.03	0.48% – 0.52%	0.41% – 0.44%
Piso 8 – 10	7.57	6.03 – 6.57	0.55% – 0.63%	0.48% – 0.50%
Piso 11 – 13	7.10 – 7.57	5.56 – 6.03	0.59% – 0.63%	0.46% – 0.50%
Piso 14 – 16	5.56 – 7.10	4.02 – 5.09	0.54% – 0.59%	0.39% – 0.42%

Piso 17 - 19	4.02 – 5.09	4.02	0.39% – 0.50%	0.39%
Piso 20	3.08	3.08	0.42%	0.42%

*Nota: Autoría propia*

**Tabla 83**

*Refuerzo longitudinal de vigas interiores*

	Vigas interiores			
	As <sup>-</sup>	As <sup>+</sup>	ρ <sup>-</sup>	ρ <sup>+</sup>
Piso 1 – Piso 3	4.62 – 7.10	4.62 – 5.09	0.34% – 0.52%	0.34% – 0.37%
Piso 4 – Piso 6	7.16 – 8.04	5.56	0.52% – 0.59%	0.41%
Piso 7 – Piso 9	8.04 – 8.58	6.03	0.59% – 0.72%	0.44% – 0.50%
Piso 10 – Piso 12	8.04 – 8.58	5.09 – 6.03	0.67% – 0.72%	0.43% – 0.50%
Piso 13 – Piso 15	6.03 – 8.04	4.02 – 5.09	0.59% – 0.70%	0.39% – 0.43%
Piso 16 – Piso 19	4.02 – 6.03	4.02	0.39% – 0.54%	0.39%
Piso 20	3.08	3.08	0.42%	0.42%

*Nota: Autoría propia*

#### **4.1.10.5. Diseño por corte de viga**

Mediante el procedimiento especificado en el anterior modelo se obtuvieron los datos de diseño para el refuerzo transversal, los cuales se presentan a continuación.

**Tabla 84***Resistencia a corte de vigas interiores críticas*

	$V_{Hip.}$ (Ton)	$V_{Isos.}$ (Ton)	$V_e$ (Ton)	$V_c$ (Ton)	$V_s$ (Ton)
Piso 1-4	6.22	6.84	13.07	10.8	6.62
Piso 5-7	9.03	9.83	18.85	10.77	14.4
Piso 8-10	7.7	8.82	16.5	9.4	12.6
Piso 11-13	6.62	8.31	14.93	9.43	10.48
Piso 14-16	5.15	6.85	12	7.91	8.1
Piso 17-19	4.31	5.1	9.42	7.89	4.68
Piso 20	2.78	5.1	7.89	5.46	5.06

*Nota: Autoría propia*

El acero de refuerzo transversal puede tomarse en función de la resistencia al corte del acero y de otros criterios provistos en ACI 318, los resultados son los siguientes:

**Tabla 85***Separación de los estribos de vigas interiores críticas*

	$A_v * f_y * d / V_s$	$d/2$	6 db	S (cm)
Piso 1-4	37	9.8	8.4	8
Piso 5 - 7	21	9.8	8.4	8
Piso 8 - 10	18	9.8	8.4	8
Piso 11-13	18	8.5	8.4	8
Piso 14-16	22	8.5	8.4	8
Piso 17-19	48	8.5	8.4	8
Piso 20	38	7.3	8.6	7

*Nota: Autoría propia*

#### 4.1.10.6. *Distribución en altura de columnas*

Para el presente caso de estudio, por ser de 20 pisos, se utilizó la dimensión predimensionada en los primeros 4 pisos (65 cm \* 65 cm). En los pisos superiores se reducían 5 centímetros en cada lado de la columna por cada 3 pisos.

#### 4.1.10.7. *Columna fuerte – Viga débil*

Para garantizar una falla dúctil en el sistema los momentos resistentes de las columnas deben ser mayores a los momentos resistentes de las vigas en al menos un 1.25 veces más. El objetivo de este criterio es que las vigas sean las primeras en plastificarse, antes que las bases de las columnas.

A continuación, se presentan los resultados del criterio columna fuerte – viga débil en una columna interior.

**Tabla 86**

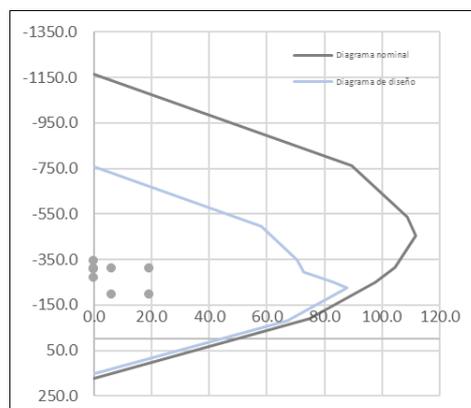
*Resultados del criterio columna fuerte - viga débil*

	$\Sigma Mc$ (Ton * m)	$1.2 * \Sigma Mv$ (Ton * m)	n	$\phi$	$\rho$
Piso 1-4	92.91	20.84	16	18	1%
Piso 5-7	84.52	22.47	16	18	1.1%
Piso 8-10	60.88	19.59	16	16	1%
Piso 11-13	42.26	21.50	12	16	1.1%
Piso 14-16	36.62	13.11	12	16	1.2%
Piso 17-19	24.56	13.3	12	14	1.1%
Piso 20	9.35	8.67	12	14	1.5%

*Nota: Autoría propia*

**Figura 39**

*Diagrama de interacción de la columna interior diseñada*



*Nota: Autoría propia*

#### **4.1.10.8. Cortante de columnas.**

Se diseñó el refuerzo a cortante en función de las ecuaciones 42 y 43, y se realizó una comprobación del refuerzo transversal en función del cortante producto de los momentos probables en las vigas adyacentes al nodo de la columna en cuestión. En la siguiente tabla se resumen los detalles del refuerzo transversal.

**Tabla 87**

*Refuerzo transversal de columna interior*

Columna interior	Ash prov.	Ash req.	# ramas	$\phi$	S
Piso 1-4	3.93	3.4	5	10	7.5
Piso 5-7	3.93	3.4	5	10	7.5
Piso 8-10	3.14	2.6	4	10	7.5
Piso 11-13	3.14	2.63	4	10	7.5
Piso 14-16	3.14	2.66	4	10	7.5
Piso 17-19	3.14	2.7	4	10	7.5
Piso 20	3.14	2.76	4	10	7.5

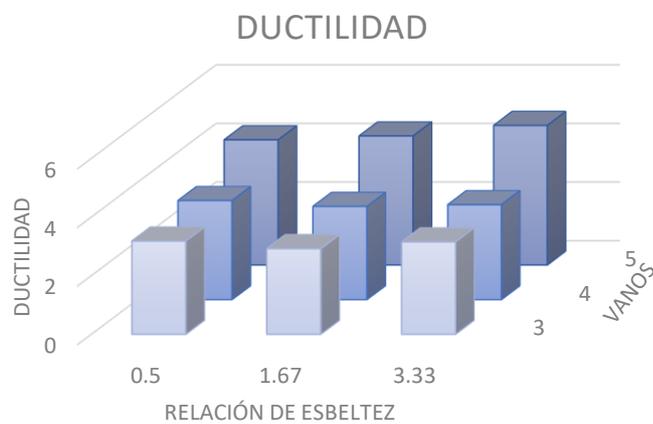
*Nota: Autoría propia*

## 4.2. RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS NO LINEAL DE CADA CASO DE ESTUDIO

Como resultado de la aplicación del análisis No Lineal Pushover a cada caso de estudio se calcularon varios factores, tales como el factor de ductilidad y sobrerresistencia que brindan mucha información de la respuesta estructural de los modelos analizados posterior a alcanzar el estado de fluencia de los elementos estructurales que los componen.

**Figura 40**

*Ductilidad de los casos de estudio*



*Nota: Autoría propia*

**Figura 41**

*Sobrerresistencia de los casos de estudio*



*Nota: Autoría propia*

Se presentan las curvas de capacidad, ductilidad, sobrerresistencia y puntos de desempeños para el sismo de diseño para cada caso de estudio.

La siguiente grafica representa únicamente los obtenidos de todos los modelos

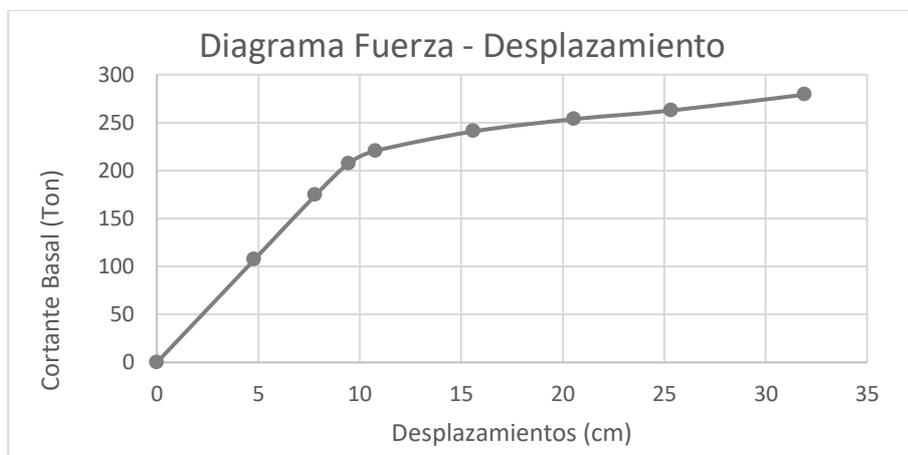
#### 4.2.1. Curva de capacidad del modelo 3V– 3P

Con un desplazamiento lateral máximo de 32.1 cm y un desplazamiento de fluencia de 10.1 cm se puede calcular el factor de ductilidad de este caso de estudio, dando como resultado un valor de ductilidad de 3.18.

De igual forma conociendo que el valor del cortante basal máximo que soportó antes de fallar fue de 279.1 toneladas y el cortante basal de diseño que se utilizó para diseñar la estructura fue de 109 toneladas, este modelo tuvo una sobrerresistencia de 2.55.

**Figura 42**

*Curva de capacidad del caso de estudio 3V – 3P*



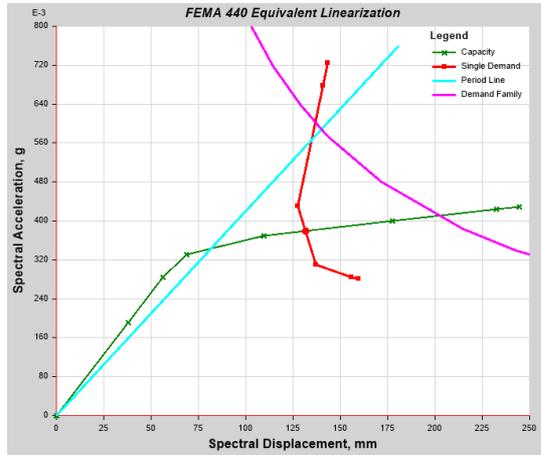
*Nota: Autoría propia*

#### **Desempeño estructural**

Se evidencia una demanda de ductilidad de 2.01 para el sismo de diseño.

**Figura 43**

*Punto de desempeño para el sismo de diseño*



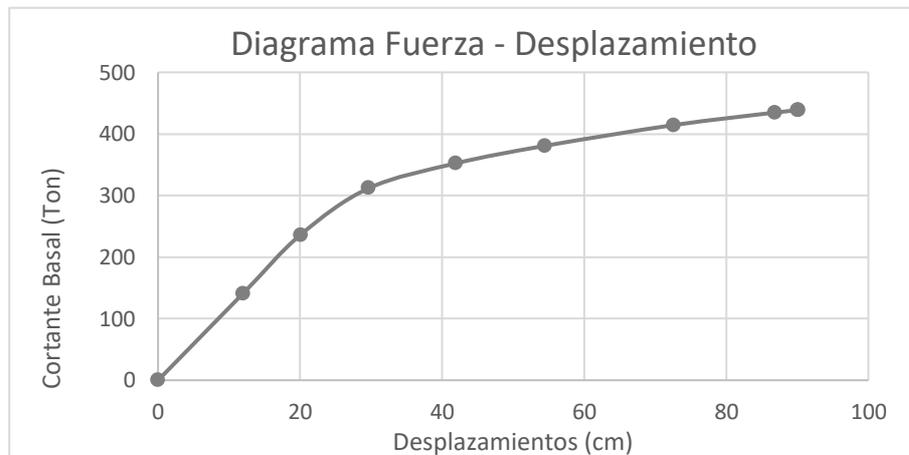
*Nota: Tomado de ETABS*

#### 4.2.2. Curva de capacidad del modelo 3V– 10P

El modelo 3V – 10P tuvo un desplazamiento máximo del nodo de control correspondiente a 86 cm y un desplazamiento de fluencia de 29.5 cm, por tanto, su ductilidad fue de 2.92. La sobrerresistencia de este modelo se encuentra en un valor de 2.69, tomando en consideración que su la carga máxima que soporto fu de 438.5 toneladas.

**Figura 44**

*Curva de capacidad del caso de estudio 3V – 10P*



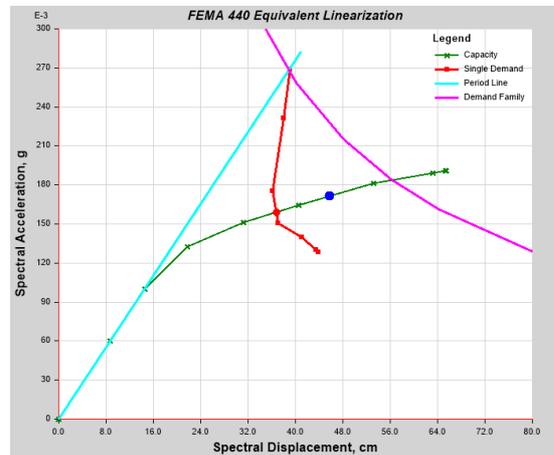
*Nota: Autoría propia*

## Desempeño estructural

Se evidencia una demanda de ductilidad de 2.06 para el sismo de diseño.

### Figura 45

Punto de desempeño para el sismo de diseño



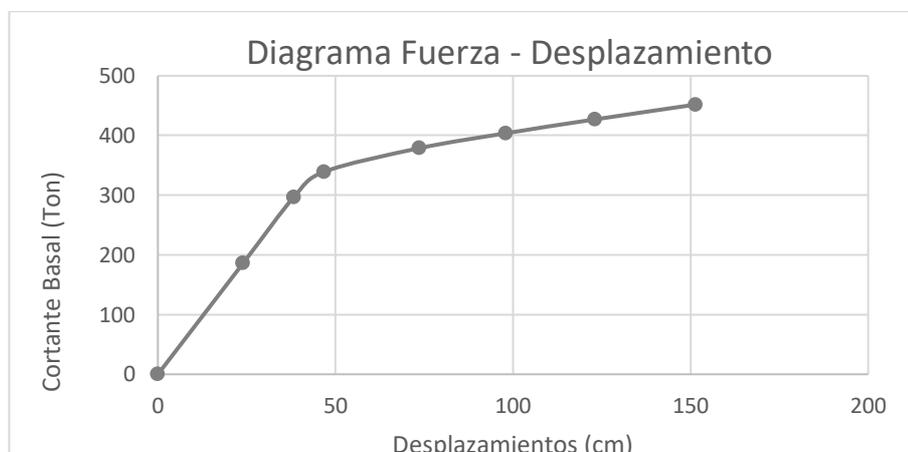
Nota: Tomado de ETABS

### 4.2.3. Curva de capacidad del modelo 3V– 20P

Este modelo tiene un desplazamiento máximo de 151.4 cm con respecto a un desplazamiento de fluencia de 48 cm, lo cual le da una ductilidad de 3.15. Su sobrerresistencia tiene un valor de 2.17.

### Figura 46

Curva de capacidad del caso de estudio 3V – 20P



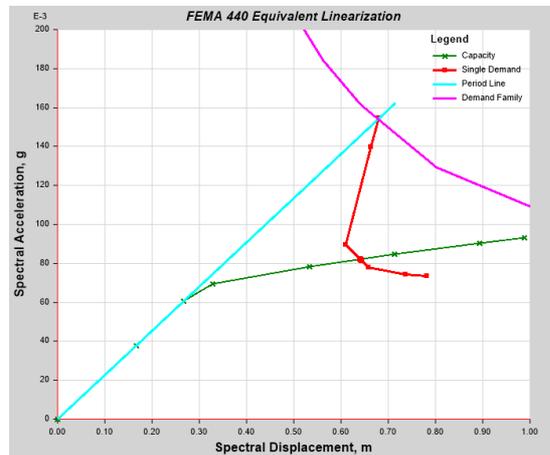
Nota: Autoría propia

## Desempeño estructural

Se evidencia una demanda de ductilidad de 2.14 para el sismo de diseño.

### Figura 47

Punto de desempeño para el sismo de diseño



Nota: Tomado de ETABS

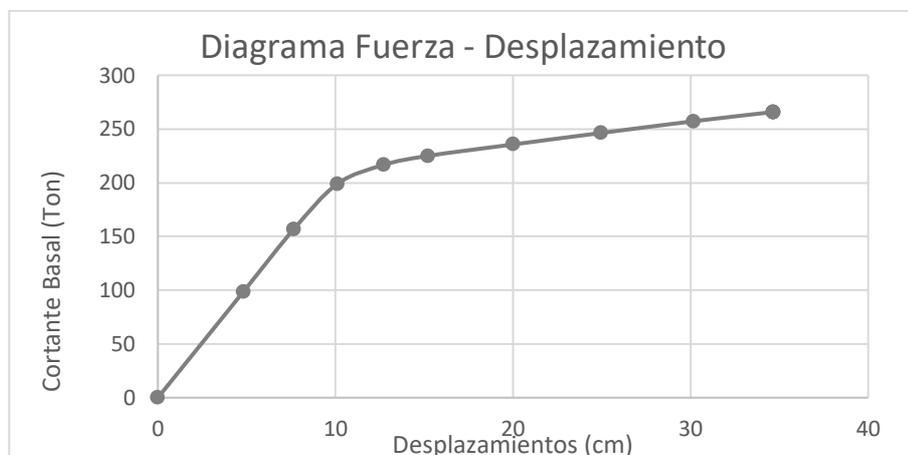
### 4.2.4. Curva de capacidad del modelo 4V -3P

Este modelo tiene un desplazamiento máximo de 34.7 cm con respecto a un desplazamiento de fluencia de 10.3 cm, lo cual le da una ductilidad de 3.38.

Su sobrerresistencia tiene un valor de 2.76

### Figura 48

Curva de capacidad del caso de estudio 4V – 3P



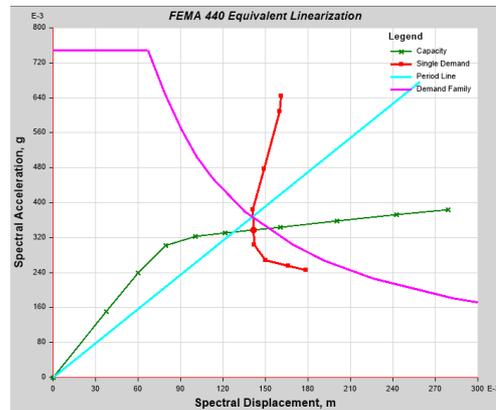
Nota: Autoría propia

## Desempeño estructural

Se evidencia una demanda de ductilidad de 1.87 para el sismo de diseño.

### Figura 49

*Punto de desempeño para el sismo de diseño*



*Nota: Tomado de ETABS*

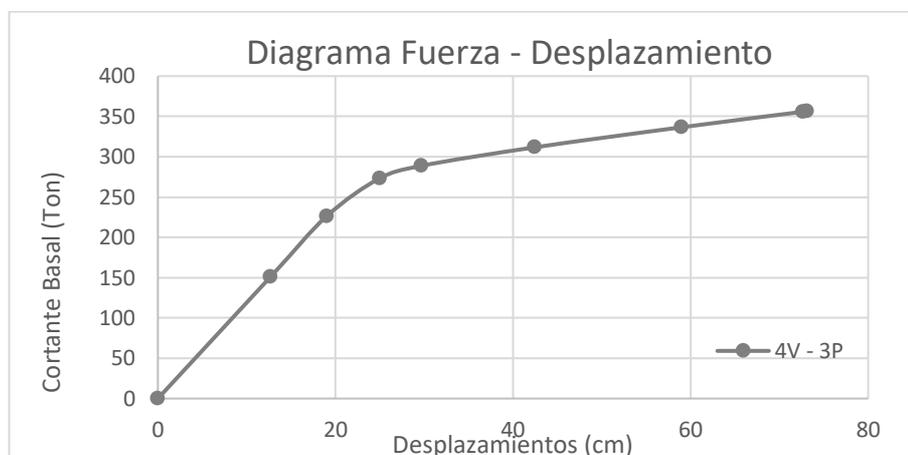
## 4.2.5. Curva de capacidad del modelo 4V– 10P

El presente modelo tiene un desplazamiento máximo de 73.1 cm con respecto a un desplazamiento de fluencia de 23 cm, lo cual le da una ductilidad de 3.18

Su sobrerresistencia tiene un valor de 2.27.

### Figura 50

*Curva de capacidad del caso de estudio 4V – 10P*



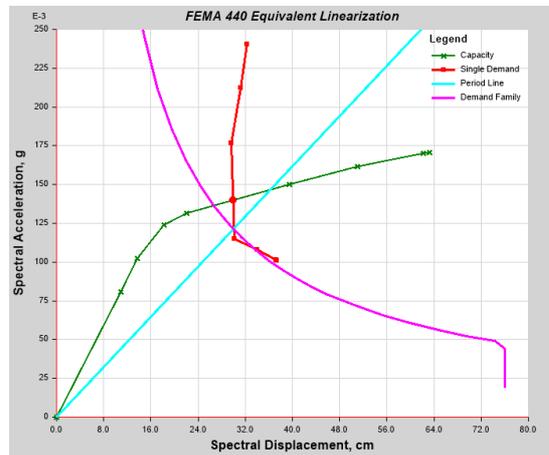
*Nota: Autoría propia*

## Desempeño estructural

Se evidencia una demanda de ductilidad de 1.88 para el sismo de diseño.

### Figura 51

*Punto de desempeño para el sismo de diseño*



*Nota: Tomado de ETABS*

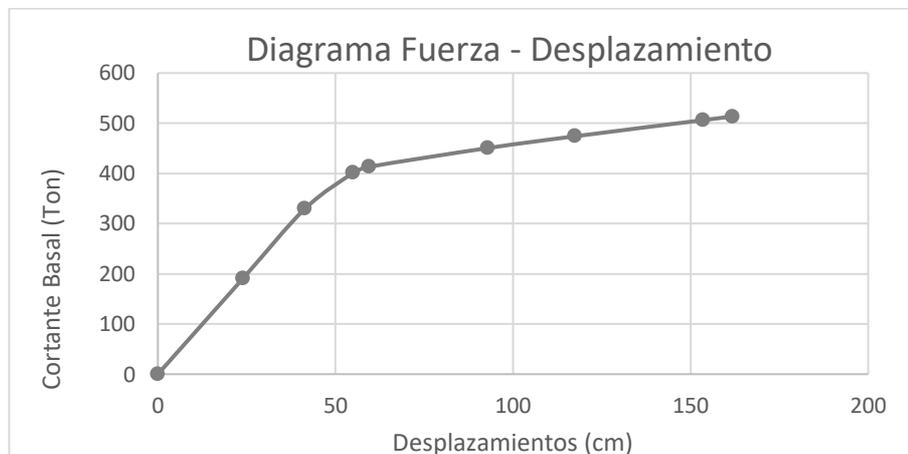
## 4.2.6. CURVA DE CAPACIDAD DEL MODELO 4V– 20P

Este modelo tiene un desplazamiento máximo de 161.9 cm con respecto a un desplazamiento de fluencia de 50 cm, lo cual le da una ductilidad de 3.24.

Su sobrerresistencia tiene un valor de 2.46.

### Figura 52

*Curva de capacidad del caso de estudio 4V – 20P*



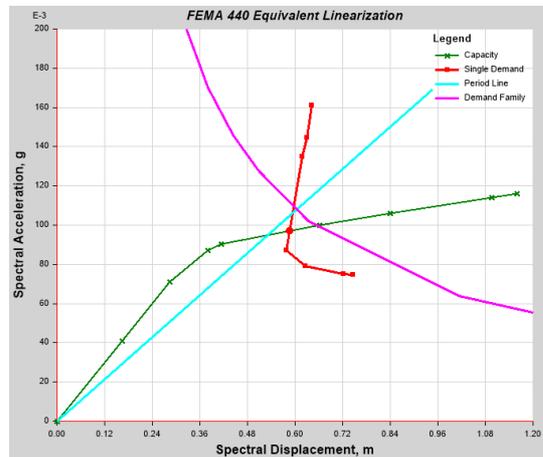
*Nota: Autoría propia*

## Desempeño estructural

Se evidencia una demanda de ductilidad de 1.78 para el sismo de diseño.

### Figura 53

*Punto de desempeño para el sismo de diseño*



*Nota: Tomado de ETABS*

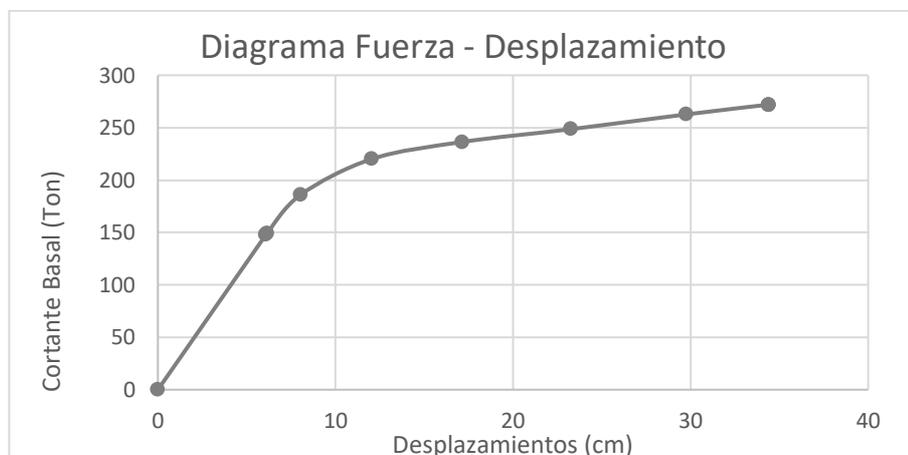
### 4.2.7. Curva de capacidad del modelo 5V– 3P

Este modelo tiene un desplazamiento máximo de 34.4 cm con respecto a un desplazamiento de fluencia de 8.1 cm, lo cual le da una ductilidad de 4.27.

Su sobrerresistencia tiene un valor de 2.73

### Figura 54

*Curva de capacidad del caso de estudio 5V – 3P*



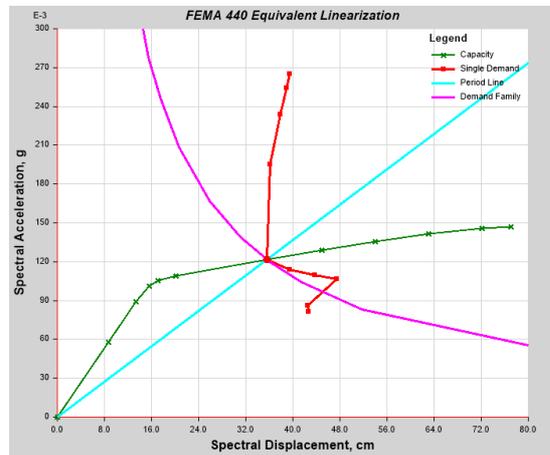
*Nota: Autoría propia*

## Desempeño estructural

Se evidencia una demanda de ductilidad de 2.27 para el sismo de diseño.

### Figura 55

*Punto de desempeño para el sismo de diseño*



*Nota: Tomado de ETABS*

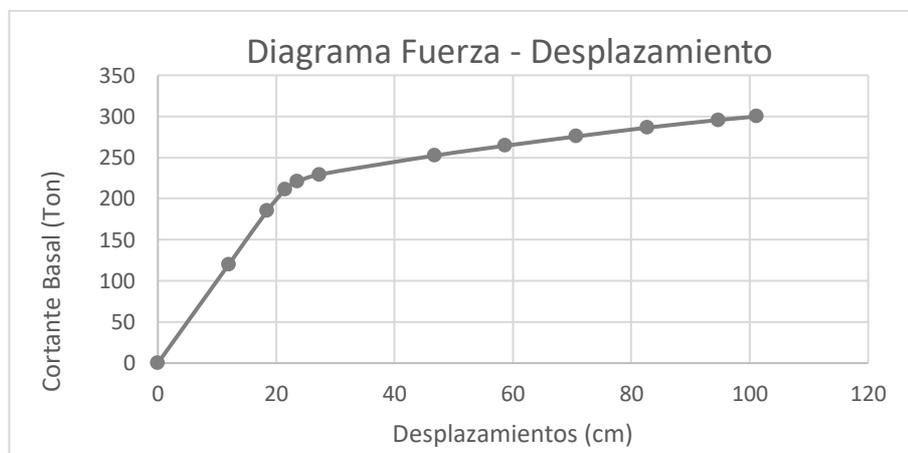
### 4.2.8. Curva de capacidad del modelo 5V– 10P

Este modelo tiene un desplazamiento máximo de 101.2 cm con respecto a un desplazamiento de fluencia de 23 cm, lo cual le da una ductilidad de 4.4.

Su sobrerresistencia tiene un valor de 2.15

### Figura 56

*Curva de capacidad del caso de estudio 5V – 10P*



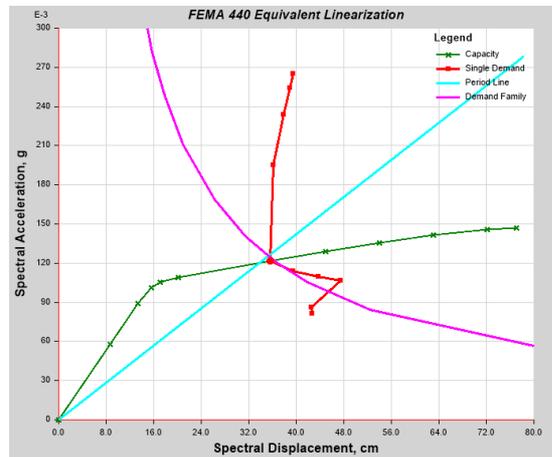
*Nota: Autoría propia*

## Desempeño estructural

Se evidencia una demanda de ductilidad de 2.3 para el sismo de diseño.

### Figura 57

Punto de desempeño para el sismo de diseño



Nota: Tomado de ETABS

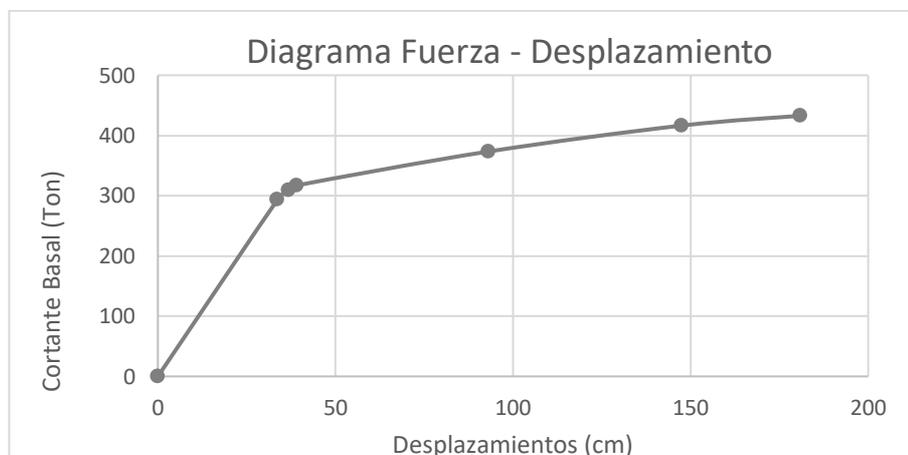
### 4.2.9. Curva de capacidad del modelo 5V– 20P

Este modelo tiene un desplazamiento máximo de 180.8 cm con respecto a un desplazamiento de fluencia de 38 cm, lo cual le da una ductilidad de 4.76.

Su sobrerresistencia tiene un valor de 2.23

### Figura 58

Curva de capacidad del caso de estudio 5V – 20P



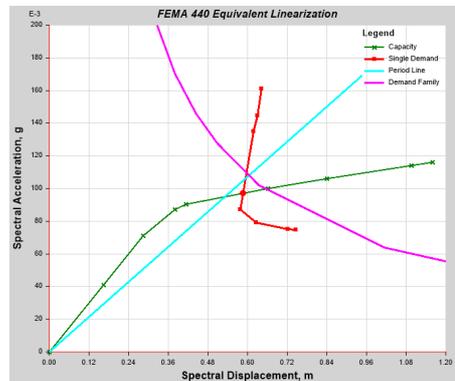
Nota: Autoría propia

## Desempeño estructural

Se evidencia una demanda de ductilidad de 1.8 para el sismo de diseño.

### Figura 59

Punto de desempeño para el sismo de diseño



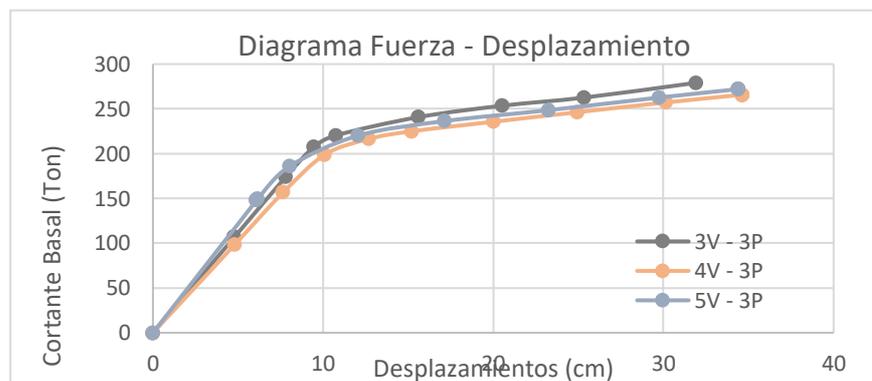
Nota: Tomado de ETABS

## 4.3. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN DE LOS CASOS DE ESTUDIO EN FUNCIÓN DE LA REDUNDANCIA ESTRUCTURAL. (O. E. 1)

Como se puede apreciar en las gráficas de curva deformación y al calcular las relaciones de ductilidades de cada caso de estudio, si se comparan los modelos de baja redundancia con los de alta redundancia tenemos un crecimiento en la ductilidad. La siguiente grafica deja ver con más detalle lo que se plantea en el párrafo anterior.

### Figura 60

Curvas de capacidad de los casos de estudio de 3 pisos



Nota: Autoría propia

Con esto se puede asegurar que una mayor redundancia mejora la capacidad de las estructuras de disipar energía mediante deformaciones inelásticas. Otro punto importante que se puede destacar es que las estructuras redundantes permiten una mejor redistribución de las fuerzas internas como se pueden apreciar en las gráficas de envolvente de momentos de cada diseño.

Por el contrario, se observa que la sobrerresistencia de los modelos con alta redundancia suele equipararse o en algunos casos ser menor que las de estructuras de baja redundancia.

### 4.3.1. Cálculo del factor de redundancia por ductilidad

Tomando como referencia el modelo menos dúctil de un conjunto de tres modelos con igual número de pisos se puede cuantificar mediante el cálculo de un factor adimensional la influencia que tiene la redundancia en la ductilidad.

Basados en los modelos de tres pisos, el modelo con menor ductilidad corresponde a los modelos de 3 vanos.

Es así como obtenemos la siguiente formulación:

Para 3 pisos

$$\rho = \frac{u_{5 \text{ vanos}}}{u_{3 \text{ vanos}}} = \frac{4.27}{3.18} = 1.343$$

Para 10 pisos

$$\rho = \frac{u_{5 \text{ vanos}}}{u_{3 \text{ vanos}}} = \frac{4.4}{2.92} = 1.506$$

Para 20 pisos

$$\rho = \frac{u_{5 \text{ vanos}}}{u_{3 \text{ vanos}}} = \frac{4.76}{3.15} = 1.511$$

Promediando estos factores tenemos un valor de 1.43

#### 4.4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN DE LOS CASOS DE ESTUDIO EN FUNCIÓN DE SU RELACIÓN DE ESBELTEZ (O. E. 2)

El estudio de la esbeltez es un trabajo complejo que, aunque influye en el comportamiento estructural en gran medida es difícil abordarlo desde una sola perspectiva como es la ductilidad. Sin embargo, se puede estimar su influencia en esta variable indirectamente al analizar cómo se comportan en el estado plástico las estructuras esbeltas y las compactas. Por tanto, se propone también el cálculo de un factor que relacione las ductilidades de sistemas esbultos y compactos siguiendo la misma metodología del factor de redundancia por ductilidad.

##### 4.4.1. Cálculo del factor de esbeltez por ductilidad

Tomando como referencia los modelos menos esbultos y los de intermedia esbeltez de un conjunto de tres modelos con igual número de vanos se puede cuantificar el factor de esbeltez mediante la relación entre estos.

Para 3 vanos

- Con respecto a una relación de esbeltez de 0.5

$$\chi = \frac{u_{20 \text{ pisos}}}{u_{3 \text{ pisos}}} = \frac{3.15}{3.18} = 0.99$$

- Con respecto a una relación de esbeltez de 1.67

$$\chi = \frac{u_{20 \text{ pisos}}}{u_{10 \text{ pisos}}} = \frac{3.15}{2.92} = 1.08$$

Para 4 vanos

- Con respecto a una relación de esbeltez de 0.5

$$\chi = \frac{u_{20 \text{ pisos}}}{u_{3 \text{ pisos}}} = \frac{3.24}{3.38} = 0.959$$

- Con respecto a una relación de esbeltez de 1.67

$$\chi = \frac{u_{20 \text{ pisos}}}{u_{3 \text{ pisos}}} = \frac{3.24}{3.18} = 1.02$$

Para 5 vanos

- Con respecto a una relación de esbeltez de 0.5

$$\chi = \frac{u_{20 \text{ pisos}}}{u_{3 \text{ pisos}}} = \frac{4.76}{4.27} = 1.11$$

- Con respecto a una relación de esbeltez de 1.67

$$\chi = \frac{u_{20 \text{ pisos}}}{u_{3 \text{ pisos}}} = \frac{4.76}{4.4} = 1.08$$

El promedio de los factores de esbeltez con respecto a los sistemas con relación de esbeltez de 0.5 y 1.67 son 1.02 y 1.06 respectivamente.

## 4.5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

El análisis de los casos de estudio en función de su redundancia estructural, medida en términos de números de vanos, permite conocer que existe un impacto significativo en la ductilidad global de estos. Los casos de estudio con mayor número de vanos (5 vanos) tuvieron mayores ductilidades con respecto a sus análogos de menor número de vanos (3 vanos) debido al mayor número de elementos que pudieron disipar energía a través de deformaciones inelásticas. También se pudo constatar que al existir un mayor número de elementos resistentes existe una menor concentración de momentos en las conexiones para un mismo nivel de desplazamiento de techo. De acuerdo con Tena et al. (2017) el añadir vanos a un sistema de pórticos mejora el comportamiento global de la estructura. Esto se pudo comprobar con el presente trabajo de investigación. Es así como se pudo observar que pórticos con 5 vanos brindan una mayor capacidad de disipación de energía mediante la formación de rotulas plásticas con respecto a sus análogos de 3 vanos.

La elevada relación de esbeltez bajo un diseño de pórticos especiales conforme a las normativas vigentes ACI 318 y NEC ofrece ductilidades comparables a los modelos de baja esbeltez. Sin embargo, se pudo evidenciar su vulnerabilidad a medida que se incrementan los vectores de carga en el análisis Pushover en una dirección, haciendo que la primera línea de ejes de columnas que resisten este incremento de fuerzas se acerque a estados de tensión en el caso de estructuras esbeltas y poco redundantes, pero con estructuras más redundantes esta condición tiende a mejorar un poco gracias a la redistribución de esfuerzos internos en las columnas adyacentes.

Este comportamiento demuestra que la ductilidad reportada en los modelos de alta esbeltez también está influenciada por otros factores como la redundancia estructural con la que ha sido considerada en el diseño. Es así como para los casos de estudio que contemplaban una mayor redundancia, a pesar de su esbeltez; se pudo observar un aumento en la ductilidad global. Estos resultados demuestran que a pesar de los desafíos que conlleva el diseño de estructuras de altas, con un buen dimensionado y detallado de sus secciones y una buena conceptualización, esta puede garantizar ductilidades razonables. Esto se demuestra en la relación entre el sistema más esbelto, pero altamente redundante y el sistema más compacto y poco redundante con un factor de 1.5.

Esto deja en constancia que una alta redundancia va a beneficiar a las estructuras esbeltas aumentando su capacidad de disipación de energía. Sin embargo, este no es el único factor por tomar en cuenta para garantizar un adecuado desempeño estructural. Otros factores como el diseño conforme a los reglamentos establecidos en las normativas vigentes aseguran que puedan darse los mecanismos de falla deseables en las estructuras.

El diseño adecuado de los elementos que forman parte del sistema de pórticos juega un papel muy importante en el comportamiento final de la estructura. Cuando la estructura es sometida a un análisis no lineal, este es uno de los factores principales que permitirá que las estructuras esbeltas y las estructuras poco redundantes puedan llegar a tener un adecuado comportamiento ante cargas laterales.

Tomando en consideración el cálculo de los parámetros de modelado no lineal provisto en las normativas utilizadas, que a su vez están basadas en datos experimentales, se confirma que un adecuado confinamiento en las zonas de conexión viga columna permitiría una adecuada incursión en el rango no lineal de cada elemento en particular, debido a la influencia que tiene la cuantía transversal y la resistencia al corte en las zonas de confinamiento provistos por el diseño.

# CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

## 5.1. CONCLUSIONES

Mediante el diseño de todos los casos de estudio y su posterior análisis y cálculo de factores de redundancia y esbeltez en función de la ductilidad global de estos, se cumplió satisfactoriamente el objetivo general y los objetivos específicos propuestos para esta investigación.

Con respecto al primer objetivo planteado se observó un notable incremento en la ductilidad de los casos de estudio con mayor redundancia estructural y una menor ductilidad en los casos donde la redundancia era menor. También se pudo apreciar que en los casos de estudio con poca redundancia y relaciones de esbeltez altas la ductilidad era menor a la esperada para sistemas de pórticos especiales resistentes a flexión, lo que comprueba la hipótesis específica 1.

De acuerdo con estos resultados se sustenta el uso de un factor por redundancia usado por ASCE 7 y que no ha sido contemplado en la normativa ecuatoriana para considerar los efectos beneficiosos que tiene el uso de sistemas altamente redundantes, o en contraparte el efecto negativo de los sistemas poco redundantes en el comportamiento de las estructuras bajo cargas sísmicas.

Con base en los resultados obtenidos del análisis de los casos de estudio en función de su relación de esbeltez se puede concluir que la esbeltez es un factor que influye negativamente en la ductilidad del sistema de pórticos cuando se compara con un modelo compacto donde con relación de esbeltez menor a 1; sin embargo, su efecto puede ser mitigado mediante el aporte de una mayor cantidad de elementos resistentes a fuerzas sísmicas dando como resultados variaciones en la ductilidad menores al 10%. Es debido a esto que

mediante el cálculo de un factor de esbeltez en función de la ductilidad conseguida se puede comprobar la hipótesis específica 2 ya que no hay grandes variaciones en la ductilidad de sistemas altamente redundantes a medida que aumenta la relación de esbeltez.

Según los resultados obtenidos, también se concluye que el adecuado diseño de los elementos del sistema de pórticos es un factor determinante en la capacidad de la estructura para resistir cargas laterales. El garantizar el cumplimiento de las normativas vigentes el proceso de diseño de cada elemento ayuda a prevenir modos de fallas no deseables.

## **5.2. RECOMENDACIONES**

Se recomienda que, para cualquier diseño, desde su conceptualización se tome en cuenta la redundancia estructural que se le va a proveer a la estructura ya que es un factor muy importante en la respuesta final de esta bajo cargas sísmicas. Además de considerar estos efectos en los diseños de las estructuras se recomienda incluirlas en el marco normativo nacional en futuras actualizaciones donde se contemple como un factor de penalización para sistemas poco redundantes.

Es crucial el control de la relación de esbeltez de una estructura durante la fase de conceptualización y diseño debido a los problemas que se podría tener a futuro si a esto se suma un deficiente detallado y una baja redundancia. Por tanto, se debe evitar en lo posible el uso de estructuras esbeltas y poco redundantes, o en su defecto, considerar mecanismos que puedan mitigar estos efectos como el aumento de redundancia.

Las normativas vigentes garantizan un adecuado diseño frente a cargas laterales de sismos, por tanto, es imperativo asegurar el cumplimiento de estas para evitar posibles comportamientos o modos de falla no deseables en la estructura.

Debido a las limitaciones que tiene el método Pushover como método de análisis no lineal se recomienda profundizar en estas investigaciones para tomar en cuenta efectos que no fueron considerados en este estudio como la fatiga o la influencia de la exposición a cargas cíclicas de los elementos mediante un análisis más detallado bajo metodologías más sofisticadas como el análisis historia-tiempo.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abril, A. (2020). *Análisis del desempeño estructural sísmico de un edificio de multifamiliares en acero utilizando tres sistemas estructurales: pórticos especiales a momento, pórticos arriostrados concéntricos y pórticos arriostrados excéntricos*
- ACI 318. (2019). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. In *American Concrete Institute*.
- ACI 369. (2022). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Building - Code and Comentary*.
- Adam, C., & Jäger, C. (2012). Simplified collapse capacity assessment of earthquake excited regular frame structures vulnerable to P-delta. *Engineering Structures*, 44, 159–173. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.05.036>
- Aguiar, R. (2008). *Análisis sísmico de edificios* (1st ed.). q.
- AISC 360. (2022). *Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-22)*. <https://www.aisc.org/Specification-for-Structural-Steel-Buildings-ANSIAISC-360-22-Download>
- Ameri, M. R., Massumi, A., & Masoomi, H. (2019). Effect of Structural Redundancy on Progressive Collapse Resistance Enhancement in RC Frame Structures. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 33(1). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)cf.1943-5509.0001244](https://doi.org/10.1061/(asce)cf.1943-5509.0001244)
- Arnal, E., & Epelboin, S. (1984). *Manual para el proyecto de estructuras de concreto armado para edificaciones* (Fundación Juan José Aguerrevere, Ed.).
- ASCE 7. (2022). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. In *ANSI/ASCE Standard*.
- ASCE 41. (2023). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building*.

- Bertero, R. D., & Bertero, V. V. (1999). Redundancy in Earthquake-Resistant Design. *Journal of Structural Engineering*, 125(1). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1999\)125:1\(81\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1999)125:1(81))
- Black, E. F. (2011). Use of stability coefficients for evaluating the effect in regular steel moment resisting frames. *Engineering Structures*, 33(4), 1205–1216. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.12.042>
- Caicedo, M. D. (2014). *Períodos de vibración de las edificaciones*.
- Conteron, E., & Erazo, E. (2017). *Estudio experimental de columnas rectangulares compuestas no compactas con atiesadores intermedios, sometidas a carga axial*.
- Davari, S. M., Malekinejad, M., & Rahgozar, R. (2019). Static analysis of tall buildings based on Timoshenko beam theory. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 11(4). <https://doi.org/10.1007/s40091-019-00245-7>
- Davies, J. M. (2006). Strain hardening, local buckling and lateral-torsional buckling in plastic hinges. *Journal of Constructional Steel Research*, 62(1–2), 27–34. <https://doi.org/10.1016/J.JCSR.2005.02.013>
- Eduardo Miranda. (1994). *Observaciones a los criterios de diseño sismorresistente del reglamento de construcciones para el Distrito Federal*. <https://www.smis.mx/index.php/RIS/article/view/264/199>
- Elnashai, A. S., & Mwafy, A. M. (2002). Overstrength and force reduction factors of multistorey reinforced-concrete buildings. *Structural Design of Tall Buildings*, 11(5), 329–351. <https://doi.org/10.1002/TAL.204>
- Felipe Scaramelli. (2017). *Efecto de la sbrerresistencia y el nivel de ductilidad sobre la probabilidad de falla ante la ocurrencia de sismos*. UNIVERSIDAD DE CHILE FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL.
- FEMA. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures (FEMA 440)*.

- FEMA 451. (2006). *NEHRP Recommended Provisions: Design Examples Prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency of the Department of Homeland Security.*
- Fernández Cánovas, M. (2012). Teoría y experiencias en el incremento de ductilidad de los hormigones de alta resistencia reforzados con fibras de acero. *Revista ALCONPAT*, 2(3), 131–148. <https://doi.org/10.21041/ra.v2i3.33>
- Fu, F. (2018). Design and Analysis of Tall and Complex Structures. In *Design and Analysis of Tall and Complex Structures*. <https://doi.org/10.1016/c2015-0-06071-3>
- Gilbert, R. I., & Sakka, Z. I. (2010). Strength and ductility of reinforced concrete slabs containing welded wire fabric and subjected to support settlement. *Engineering Structures*, 32(6), 1509–1521. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.01.025>
- Gupta, A., & Krawinkler, H. (2000). Dynamic P - Delta Effects for Flexible Inelastic Steel Structures. *Journal of Structural Engineering*, 126(1), 145–154. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2000\)126:1\(145\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:1(145))
- Hernández, L., Ortiz, J., Soto, J., Correa, L., Pacheco, J., Hernández, M., Romo, Ó., Soto, M., & Ruiz, J. (2013). Comportamiento mecánico de elementos de acero rolado en frío de pared delgada ante cargas de compresión, contrastándolo con su caracterización termográfica. In *CONVERGENCIAS DEL DISEÑO Y DE LA CONSTRUCCIÓN: Vol. II* (pp. 188–204). [www.uaa.mx/direcciones/dgdv/editorial/](http://www.uaa.mx/direcciones/dgdv/editorial/)
- Jesús Gómez Hermoso. (2014, March). El significado, la realidad y la trascendencia de los edificios altos. *Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos*.
- Jiménez, A. (2013). *Factores óptimos de carga para el diseño de columnas esbeltas de c/r ante cargas viva y muerta*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- José Andrade. (2019). *Evaluación del Diseño Basado en Prestaciones según el método de Doble Análisis Lineal (DLA) en edificios altos con sistemas duales*. [https://www.researchgate.net/publication/338987143\\_Evaluacion\\_del\\_Disen](https://www.researchgate.net/publication/338987143_Evaluacion_del_Disen)

o\_Basado\_en\_Prestaciones\_segun\_el\_metodo\_de\_Doble\_Analisis\_Lineal\_D  
LA\_en\_edificios\_altos\_con\_sistemas\_duales

- Kristombu Baduge, S., Mendis, P., Ngo, T. D., & Sofi, M. (2019). Ductility Design of Reinforced Very-High Strength Concrete Columns (100–150 MPa) Using Curvature and Energy-Based Ductility Indices. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 13(1). <https://doi.org/10.1186/s40069-019-0347-y>
- Lastra, L. (2012). *Modelamiento del comportamiento de pandeo local en vigas de acero*. [https://repositorio.uchile.cl/bitstream/handle/2250/112490/cf-lastra\\_lm.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://repositorio.uchile.cl/bitstream/handle/2250/112490/cf-lastra_lm.pdf?sequence=1&isAllowed=y)
- Lavan, O., & de Stefano, M. (2013). Seismic behaviour and design of irregular and complex civil structures. *Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering*, 24. <https://doi.org/10.1007/978-94-007-5377-8>
- Lopez-García, D., & Parra, P. (2019). Análisis del desempeño sísmico de un edificio de muros de hormigón sin daño utilizando análisis no lineal. *ResearchGates*, 1(April).
- Manrique, Á. (2010). *Diseño simplificado en acero estructural* (GRUPO SISMICA, Ed.).
- McCormac, J., & Csernak, S. (2013). *Diseño de Estructuras de Acero* (5th ed.).
- Merino, J. G. B., & Trebejo, R. J. C. (2022). *Análisis de costo y resistencia sísmica de un edificio de 20 pisos con muros de corte reemplazados por arriostres metálicos en Jesús María*.
- Mitchell, D., Tremblay, R., Karacabeyli, E., Paultre, P., Saatcioglu, M., & Anderson, D. L. (2003). Seismic force modification factors for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30(2), 308–327. <https://doi.org/10.1139/102-111>
- NEC-SE-DS. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente. In 122. *MIDUVI. Quito-Ecuador*. 149.

- Neuss, C. F., & Maison, B. F. (1984). Analysis for P –  $\Delta$  effects in seismic response of buildings. *Computers & Structures*, 19(3), 369–380. [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(84\)90046-4](https://doi.org/10.1016/0045-7949(84)90046-4)
- Qin, F., Fung, T. C., & Soh, C. K. (2001). Hysteretic behavior of completely overlap tubular joints. *Journal of Constructional Steel Research*, 57(7), 811–829. [https://doi.org/10.1016/S0143-974X\(01\)00002-5](https://doi.org/10.1016/S0143-974X(01)00002-5)
- Sil, A., Das, G., & Hait, P. (2019). Characteristics of FBD and DDBD techniques for SMRF buildings designed for seismic zone-V in India. *Journal of Building Pathology and Rehabilitation*, 4(1). <https://doi.org/10.1007/s41024-018-0040-6>
- Surana, M., Singh, Y., & Lang, D. H. (2018). Effect of strong-column weak-beam design provision on the seismic fragility of RC frame buildings. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 10(2). <https://doi.org/10.1007/s40091-018-0187-z>
- Tapia Hernández, E., & Colunga, A. T. (2011). Factores de ductilidad y sobrerresistencia en marcos de acero con contraventeo Chevrón. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 84, 47–68.
- Tena, A., Cortés, J., & Godínez, E. (2017). Impacto de la redundancia estructural en el comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado. *Alternativas*, 17(3). <https://doi.org/10.23878/alternativas.v17i3.227>
- Vázquez Teódulo, C., & Barrios Hugo, H. (2013). *Resistencia lateral de estructuras de mampostería confinada Lateral resistance of confined masonry structures*. 17(3).
- Villalba, J., sebastian Pedraza, J., & Velandia, Y. V. (2018). *Análisis de flexión en vigas y pandeo en columnas*.
- Wei, B., Xu, Y., & Li, J. (2012). Treatment of P- $\Delta$  Effects in Displacement-Based Seismic Design for SDOF Systems. *Journal of Bridge Engineering*, 17(3), 509–518. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000275](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000275)