

**UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y ARQUITECTURA**

**CARRERA: INGENIERÍA CIVIL**  
**INFORME FINAL DEL TRABAJO DE TITULACIÓN**

Previo a la obtención del título de:

**INGENIERO CIVIL**

**MODALIDAD: PROYECTO DE INVESTIGACION**

**TEMA:**

**DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS EXISTENTES DE HA  
REFORZADAS CON MUROS DE HORMIGÓN**

**ELABORADO POR:**


**DAFNE DAYANA MENDOZA PACHAY**

**TUTOR (A):**

**ING. YURI MAURICIO RODRÍGUEZ ANDRADE**

**MANTA – MANABÍ – ECUADOR**

**Enero 2026**

	<b>NOMBRE DEL DOCUMENTO:</b> <b>CERTIFICADO DE TUTOR(A).</b>	<b>CÓDIGO: PAT-04-F-004</b>
	<b>PROCEDIMIENTO: TITULACIÓN DE ESTUDIANTES DE GRADO  BAJO LA UNIDAD DE INTEGRACIÓN CURRICULAR</b>	<b>REVISIÓN: 1</b> Página 1 de 1

## CERTIFICACIÓN

En calidad de docente tutor de la Facultad de Ingeniería, Industria y Arquitectura de la Universidad Laica "Eloy Alfaro" de Manabí, CERTIFICO:

Haber dirigido, revisado y aprobado preliminarmente el Trabajo de Integración Curricular bajo la autoría de la estudiante Mendoza Pachay Dafne Dayana, legalmente matriculado en la carrera de Ingeniería Civil, período académico 2025-2, cumpliendo el total de 384 horas, cuyo tema del proyecto es **"Desempeño de estructuras existentes de HA reforzadas con muros de hormigón"**.

La presente investigación ha sido desarrollada en apego al cumplimiento de los requisitos académicos exigidos por el Reglamento de Régimen Académico y en concordancia con los lineamientos internos de la opción de titulación en mención, reuniendo y cumpliendo con los méritos académicos, científicos y formales, y la originalidad de este, requisitos suficientes para ser sometida a la evaluación del tribunal de titulación que designe la autoridad competente.

Particular que certifico para los fines consiguientes, salvo disposición de Ley en contrario.

Manta, 30 de enero de 2026.

Lo certifico,

YURI MAURICIO RODRIGUEZ ANDRADE	Firmado digitalmente por YURI MAURICIO RODRIGUEZ ANDRADE
--	--

Ing. Yuri Mauricio Rodríguez Andrade, Mg.  
**Docente Tutor**  
**Área: Estructuras**

### DECLARACIÓN DE AUTORIA

Yo, Dafne Dayana Mendoza Pachay con CC: 1316552999-9, doy constancia de ser el autor del Trabajo de Titulación con modalidad Proyecto de investigación con el tema "**DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS EXISTENTES DE HA REFORZADAS CON MUROS DE HORMIGÓN**", el cual fue dirigido por el tutor, Ing. Yuri Mauricio Rodríguez Andrade.

Quiero resaltar la originalidad de este trabajo, que se fundamenta en la contribución de varios autores que enriquecieron la investigación, así como en la recopilación de datos e información provenientes de fuentes bibliográficas, visitas de campo, entre otros recursos.

En la ciudad de Manta, a los 30 días del mes de enero de dos mil veinte y seis.



---


Dafne Dayana Mendoza Pachay  
C.C. 131655299-9  
Autor

## CERTIFICACIÓN DE APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN


En calidad de tribunales de la Facultad de Ingeniería, Industria y Arquitectura de la Universidad Laica “Eloy Alfaro” de Manabí, certifico:

Haber revisado el trabajo de titulación, bajo la modalidad de **Proyecto de Investigación**, cuyo tema es “**DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS EXISTENTES DE HA REFORZADAS CON MUROS DE HORMIGÓN**” de la modalidad en mención y en apego al cumplimiento de los requisitos exigidos por el Reglamento de Régimen Académico, por tal motivo APRUEBO, que el mencionado proyecto reúne los méritos académicos, científicos y formales, suficientes para proceder a la defensa correspondiente.

Certifico lo anterior para los fines pertinentes, a salvo disposición de Ley en contrario.  
En la ciudad de *Manta*, a los 20 días del mes de febrero de dos mil veinte y seis.



**Ing. Efrén Loor Loor, Mg.**  
C.C. 1313157768  
Tribunal 1



**Ing. Verónica Avila Ayón, PhD**  
C.C. 0950416488  
Tribunal 2

## **DEDICATORIA**

A Dios, por concederme la oportunidad y la fortaleza para avanzar en cada etapa.

A mis padres, por ser mi mayor motivación, y nunca dejar de creer en mí.

A la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, por brindarme un entorno acogedor puesto a brindar conocimientos. Y a todos los docentes que, además de su profundo saber, lo hacen llegar con paciencia y dedicación.

A mis amigos y compañeros, por compartir sus conocimientos, apoyarme en todo mi proceso formativo y convertir la universidad en una segunda casa.

***MENDOZA PACHAY DAFNE***

## **AGRADECIMIENTO**

En primer lugar, agradezco a Dios, por darme salud, la fuerza y motivación para culminar este proceso.

A mi tutor de tesis, por su tiempo, pero, sobre todo, por su paciencia. El conocimiento compartido fue clave para realizar este proyecto con mejores resultados.

A mi familia, por saber estar para mí en buenos, malos y, sobre todo, en los peores momentos, donde su amor incondicional fue mi mayor impulso para seguir adelante.

A mis amigos, por momentos compartidos, las risas, las aventuras inesperadas que hicieron inolvidable nuestra etapa universitaria.

Y a todos aquellos que, de alguna manera, han contribuido no solo a este proyecto, sino a todo el proceso que me ha llevado a realizarlo.

***MENDOZA PACHAY DAFNE***

## RESUMEN

Los estudios sobre el desempeño de estructuras existentes de hormigón armado son de vital importancia para detectar probables deficiencias en edificaciones vulnerables, por tal razón esta investigación abordó esta problemática mediante la evaluación del comportamiento sismorresistente de una estructura residencial típica ubicada en una zona de alta amenaza sísmica en Ecuador.

Para llevar a cabo este proyecto de investigación se utilizó la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015. Se evaluó la edificación existente de hormigón armado ubicada en Manta, con la finalidad de realizar un análisis estructural. En este análisis se realizó la evaluación del edificio, aplicando métodos que permitieron identificar las vulnerabilidades presentes en el sistema estructural.

En esta evaluación se usó ETABS para modelar la edificación. La evaluación inicial reveló que la estructura presentaba flexibilidad excesiva con un período fundamental por encima de los límites normativos, irregularidades torsionales significativas en planta, y derivas inelásticas que excedían los valores recomendados. Algunos de los parámetros evaluados no cumplieron, o excedían límites lo que hizo necesario proponer la incorporación de muros delgados de hormigón armado con malla electrosoldada.

Esta intervención transformó significativamente el comportamiento estructural, reduciendo el período fundamental, minimizando las derivas inelásticas, eliminando las irregularidades torsionales, y mejorando la capacidad de disipación de energía del sistema. El análisis comparativo antes y después del reforzamiento demostró que la estructura cumple con todos los requisitos normativos para edificaciones en zonas de alta amenaza sísmica.

Palabras clave: Reforzamiento estructural, flexibilidad, vulnerabilidad sísmica, comportamiento sismorresistente

### **ABSTRACT**

Studies on the performance of existing reinforced concrete structures are of vital importance for detecting potential deficiencies in vulnerable buildings. For this reason, this research addressed this issue by evaluating the seismic-resistant behavior of a typical residential structure located in a high seismic hazard zone in Ecuador.

To carry out this research project, the Ecuadorian Construction Code NEC-2015 was used. The existing reinforced concrete building located in Manta was evaluated in order to perform a structural analysis. This analysis involved assessing the building using methods that made it possible to identify vulnerabilities present in the structural system.

ETABS was used to model the building in this evaluation. The initial assessment revealed that the structure exhibited excessive flexibility, with a fundamental period exceeding code limits, significant torsional irregularities in plan, and inelastic drifts that exceeded recommended values. Some of the evaluated parameters did not comply with or exceeded allowable limits, making it necessary to propose the incorporation of thin reinforced concrete walls with welded wire mesh.

This intervention significantly transformed the structural behavior by reducing the fundamental period, minimizing inelastic drifts, eliminating torsional irregularities, and improving the energy dissipation capacity of the system. The comparative analysis before and after strengthening demonstrated that the structure complies with all regulatory requirements for buildings located in high seismic hazard zones.

Keywords: Structural strengthening, flexibility, seismic vulnerability, seismic-resistant behavior

<b>1 Contenido</b>	
APROBACIÓN DEL TUTOR.....	2
DECLARACIÓN DE AUTORIA.....	3
CERTIFICACIÓN DE APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN .....	4
DEDICATORIA.....	5
AGRADECIMIENTO .....	6
RESUMEN .....	7
ABSTRACT.....	8
CAPITULO I .....	20
Introducción.....	20
Objetivos .....	22
Objetivo General.....	22
Objetivos Específicos.....	23
1.1 Antecedentes.....	23
1.2 Alcance .....	25
1.3 Justificación .....	25
CAPITULO II.....	26
<b>2. MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>26</b>
2.1 HORMIGÓN ARMADO .....	26
2.1.1 COMPOSICIÓN .....	26

2.1.2 PROPIEDADES .....	26
2.1.3 ESTRUCTURA DE HA .....	27
2.1.4 COMPORTAMIENTOS DE ESTRUCTURA DE HA.....	27
VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS EDIFICACIONES DE HA.....	27
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES DE HA .....	27
MATERIALES PARA REFORZAMIENTO.....	27
COMPORTAMIENTO SISMICO EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN	
ARMADO .....	28
MÉTODO DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL.....	29
4.4     NORMATIVAS.....	29
4.6     MODELACIÓN.....	30
CAPITULO III.....	30
2        Modelo estructural: geometría, secciones materiales y armado .....	30
2.1     Geometría de la edificación .....	30
2.1.1   Geometría de la vista en elevación de la edificación en AutoCAD.....	31
2.1.2   Geometría de la vista en elevación de la edificación en ETABS.....	31
2.1.3   Geometría de las vistas en planta de la edificación en AutoCAD .....	32
2.1.4   Vista en Planta del primer y segundo Nivel en ETABS.....	34
2.2     Propiedades de los materiales .....	36

2.2.1	Propiedades del material (hormigón $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ) definidas en ETABS	36
2.2.2	Propiedades del acero de refuerzo ( $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ) definidas en ETABS .	36
2.2.3	Propiedades de losa aligerada (20 cm).....	37
2.2.4	Secciones y armado de columnas .....	39
2.2.5	Secciones y armado de Vigas.....	41
2.2.6	Definición de vigas en ETABS, según sus secciones y armado .....	43
CAPITULO III.....		47
3	Modelado en ETABS .....	47
3.1	Modelado 3D .....	47
3.2	Apoyos empotrados de la estructura .....	48
3.3	Nudos Rígidos.....	48
3.4	Aplicación de diafragmas rígidos .....	49
3.5	Espectro de respuesta.....	50
3.6	Definición de patrones de carga.....	52
3.7	Definición de casos de carga.....	53
3.8	Combinaciones de carga .....	54
3.9	Definición de la fuente de masa.....	55
3.10	Aplicación de cargas .....	55

3.10.1	Carga viva .....	55
3.10.2	Sobrecarga de acabados .....	56
3.11	Cálculo de coeficiente y cortante basal NEC 2015.....	58
CAPÍTULO IV .....		59
4	Análisis estático .....	59
4.1	Desplazamientos estáticos .....	59
4.1.1	Deformadas estáticas .....	61
4.2	Derivas estáticas inelásticas.....	61
4.2.1	Derivas elásticas máximas .....	62
4.2.2	Verificación de Derivas según la NEC.....	62
5	Análisis Dinámico.....	63
5.1	Desplazamientos dinámicos.....	63
5.1.1	Deformadas dinámicas máximas .....	65
5.2	Derivadas dinámicas inelásticas .....	65
5.2.1	Derivas máximas.....	66
5.2.2	Verificación de Derivas según la NEC.....	66
5.3	Verificación del Periodo con el Método 1.....	67
5.4	Modos de vibración.....	69
5.5	Verificación y ajuste del cortante basal del análisis dinámico modal–espectral70	
5.5.1	Obtención de <b>V<sub>din</sub></b> y <b>V<sub>est</sub></b> desde ETABS (Base Reactions).....	70

5.5.2	Verificación inicial .....	70
5.6	Cálculo del factor de calibración del análisis espectral .....	72
5.7	Verificación y evidencia de calibración del cortante basal espectral .....	74
6	Análisis de irregularidad .....	75
6.1	Verificación de irregularidad.....	75
6.1.1	Verificación de irregularidad torsional (Tipo 1) en planta .....	75
6.1.2	Verificación de irregularidad por Retrocesos excesivos en las esquinas (Tipo 2) en planta.....	77
6.1.3	Verificación de irregularidad por Piso flexible (Tipo 1, caso 1) en elevación 77	
6.1.4	Verificación de irregularidad por Distribución de masa (Tipo 2) en elevación	79
7	Análisis de la respuesta sísmica de la edificación bajo cargas de diseño. ....	80
	CAPÍTULO V.....	81
8	Aplicación de muros de reforzamiento en el modelo estructural .....	81
8.1	Espesor del muro.....	81
8.2	Propiedades del muro.....	81
8.3	Aplicación de los muros de refuerzo en la edificación .....	83
8.4	Cálculo de coeficiente y cortante basal NEC 2015.....	85
9	Análisis estático con reforzamiento de muros .....	86

9.1	Desplazamientos estáticos .....	86
9.1.1	Deformadas estáticas .....	88
9.2	Derivas estáticas inelásticas .....	88
9.2.1	Derivas elásticas máximas .....	89
9.2.2	Verificación de Derivas según la NEC.....	89
10	Análisis dinámico con reforzamiento de muros.....	90
10.1	Desplazamientos dinámicos.....	90
10.1.1	Deformadas dinámicas máximas .....	91
10.2	Derivadas dinámicas inelásticas .....	91
10.2.1	Derivas máximas.....	93
10.2.2	Verificación de Derivas según la NEC.....	93
10.3	Verificación del Periodo con el Método 1.....	94
10.4	Modos de vibración.....	96
10.5	Verificación y ajuste del cortante basal del análisis dinámico modal–espectral.....	97
10.5.1	Verificación de irregularidad torsional (Tipo 1) en planta .....	98
11	Análisis comparativo de la estructura antes y después del reforzamiento....	98
12	Conclusiones.....	100
13	Recomendaciones .....	102
14	Bibliografía .....	103

## Índice de Figuras

<b>Figura 1</b> Fachada principal .....	31
<b>Figura 2</b> Geometría en Elevación .....	31
<b>Figura 3</b> Vista en elevación de la edificación en ETABS .....	32
<b>Figura 4</b> Planta arquitectónica Baja de la edificación en AutoCAD.....	33
<b>Figura 5</b> Planta arquitectónica Alta de la edificación en AutoCAD .....	33
<b>Figura 6</b> Planta arquitectónica de Terraza de la edificación en AutoCAD .....	34
<b>Figura 7</b> Vista en Planta del primer y segundo Nivel en ETABS .....	35
<b>Figura 8</b> Vista en Planta de Terraza en ETABS .....	35
<b>Figura 9</b> Asignación de $f^c = 210 \text{ kg/cm}^2$ en ETABS .....	36
<b>Figura 10</b> Asignación de propiedades de acero ( $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ) .....	37
<b>Figura 11</b> Parámetros de Losa aligerada de 20cm .....	38
<b>Figura 12</b> Parámetros de Losa de escalera.....	38
<b>Figura 13</b> Armado de columna.....	39
<b>Figura 14</b> Sección y Armado de la columna de 25x30cm en ETABS .....	39
<b>Figura 15</b> Sección y Armado de la columna de 30x25cm en ETABS .....	40
<b>Figura 16</b> Sección y Armado de la columna de 20x30cm en ETABS .....	40
<b>Figura 17</b> Sección y armado de viga A y B.....	41
<b>Figura 18</b> Sección y armado de viga 1,2,3 y 4.....	41
<b>Figura 19</b> Sección y armado de viga C y D .....	42
<b>Figura 20</b> Sección y armado de Vigas de Terraza.....	42
<b>Figura 21</b> Configuración de viga 1 .....	43
<b>Figura 22</b> Configuración de viga 2 .....	43

<b>Figura 23</b> Configuración de viga 3 .....	44
<b>Figura 24</b> Configuración de viga 4 .....	44
<b>Figura 25</b> Configuración de viga 5 .....	45
<b>Figura 26</b> Configuración de viga 6 .....	45
<b>Figura 27</b> Configuración de viga 7 .....	46
<b>Figura 28</b> Configuración de viga 8 .....	46
<b>Figura 29</b> Modelo 3D de la edificación en ETABS .....	47
<b>Figura 30</b> Asignación de apoyos en la base. ....	48
<b>Figura 31</b> Asignación de nudos rígidos.....	48
<b>Figura 32</b> Asignación de diafragma rígido D1 en Story 1 .....	49
<b>Figura 33</b> Asignación de diafragma rígido D2 en Story 2 .....	49
<b>Figura 34</b> Asignación de diafragma rígido D3 en Story 3 .....	50
<b>Figura 35</b> Espectro elástico según la NEC 2015.....	51
<b>Figura 36</b> Espectro inelástico según la NEC 2015 .....	51
<b>Figura 37</b> Patrones de carga.....	52
<b>Figura 38</b> Aplicación de fuerzas laterales equivalente en Dirección X .....	52
<b>Figura 39</b> Aplicación de fuerzas laterales equivalentes en Dirección Y .....	52
<b>Figura 40</b> Aplicación de Casos de Carga .....	53
<b>Figura 41</b> Definición del caso de carga sísmica por espectro en Y .....	53
<b>Figura 42</b> Definición del caso de carga sísmica por espectro en X .....	53
<b>Figura 43</b> Fuente de Masa.....	55
<b>Figura 44</b> Aplicación de carga viva y sobrecarga en la losa 1 .....	57
<b>Figura 45</b> Aplicación de carga viva y sobrecarga en la losa 2 .....	57

<b>Figura 46</b> Aplicación de carga viva y sobrecarga en cubierta.....	57
<b>Figura 47</b> Espectro de diseño NEC 15.....	59
<b>Figura 48</b> Deformación máxima en la dirección SX.....	60
<b>Figura 49</b> Deformación máxima en la dirección SY.....	60
<b>Figura 50</b> Deriva máxima en la dirección SX.....	61
<b>Figura 51</b> Deriva máxima en la dirección SY.....	62
<b>Figura 52</b> Deformación máxima en la dirección SHX.....	64
<b>Figura 53</b> Deformación máxima en la dirección SHY.....	64
<b>Figura 54</b> Deriva máxima en la dirección SHX.....	65
<b>Figura 55</b> Deriva máxima en la dirección SHY.....	66
<b>Figura 56</b> Periodo Modo 1 de la Edificación.....	67
<b>Figura 57</b> Periodo Modo 2 de la Edificación (0,44s).....	68
<b>Figura 58</b> Periodo Modo 3 de la Edificación (0,41s).....	68
<b>Figura 59</b> Valores de Factores para el cortante basal.....	71
<b>Figura 60</b> Comprobación de cortante sísmico.....	71
<b>Figura 61</b> Cambio del Factor en SHX.....	73
<b>Figura 62</b> Cambio del Factor en SHY.....	73
<b>Figura 63</b> Comprobación de cortante sísmico con calibración.....	74
<b>Figura 64</b> Valores para la verificación de irregularidad torsional (SHX – Espectro en X).....	76
<b>Figura 65</b> Valores para la verificación de irregularidad torsional (SHY – Espectro en Y).....	76

<b>Figura 66</b> Vista en planta	<b>Figura 67</b>	Retrosesos	
excesivos en las esquinas (NEC,2015) .....			77
<b>Figura 68</b> Rigidez en Losa 1 .....			78
<b>Figura 69</b> Rigidez en Losa 2 .....			78
<b>Figura 70</b> Masas por piso.....			79
<b>Figura 71</b> Propiedades del muro .....			81
<b>Figura 72.</b> Espectro inelástico.....			82
<b>Figura 73</b> Centros de masa y Centros de rigidez .....			82
<b>Figura 74</b> Edificación con muros de refuerzo.....			83
<b>Figura 75</b> Mallado rectangular para muros.....			83
<b>Figura 76</b> Visualización de aplicación de mallado en los muros. ....			84
<b>Figura 77</b> Espectro de diseño.....			86
Figura 78. Deformación máxima en la dirección SX .....			86
<b>Figura 79</b> Deformación máxima en la dirección SX .....			87
<b>Figura 80</b> Deformación máxima en la dirección SY .....			87
<b>Figura 81</b> Deriva máxima en la dirección SX.....			88
<b>Figura 82</b> Deriva máxima en la dirección SY .....			89
<b>Figura 83</b> Deformación máxima en la dirección SHX .....			90
<b>Figura 84</b> Deformación máxima en la dirección SHY .....			91
<b>Figura 85</b> Deriva máxima en la dirección SHX.....			92
<b>Figura 86</b> Deriva máxima en la dirección SHY .....			92
<b>Figura 87</b> Periodo fundamental de la edificación: 0.42s .....			94
<b>Figura 88</b> Periodo Modo 2 de la Edificación (0,20s).....			95

<b>Figura 89</b> Periodo Modo 3 de la Edificación (0,13s).....	95
<b>Figura 90</b> Valores de Factores para el cortante sísmico.....	97
<b>Figura 91</b> Comprobación de cortante sísmico .....	97
<b>Figura 92</b> Relaciones de SHX e SHY para comprobar la irregular por torsión en planta	98

### Índice de Tablas

<b>Tabla 1</b> Sobrecarga de acabados de la Losa 1 .....	56
<b>Tabla 2</b> Sobrecarga de acabados de la Losa 2 .....	56
<b>Tabla 3</b> Sobrecarga de acabados de la Cubierta .....	56
<b>Tabla 4</b> Coeficientes y corte basal. NEC 2015.....	58
<b>Tabla 5</b> Tabla de los desplazamientos máximos en dirección SX y SY.....	61
<b>Tabla 6</b> Derivas elásticas máximas en dirección SX y SY.....	62
<b>Tabla 7</b> Derivas elásticas e inelásticas .....	62
<b>Tabla 8</b> Deformadas dinámicas.....	65
<b>Tabla 9</b> Derivas máximas en dirección SHX y SHY .....	66
<b>Tabla 10</b> Derivas elásticas e inelásticas .....	66
Tabla 11. Periodo de Vibración Método 1.....	67
<b>Tabla 12</b> Modos, periodos y frecuencias de la edificación .....	69
<b>Tabla 13</b> Participación modal. Movimiento dinámico global .....	69
<b>Tabla 14</b> Coeficientes y cortante Basal .....	85
<b>Tabla 15</b> Tabla de los desplazamientos máximos en dirección SX y SY.....	88
<b>Tabla 16</b> Derivas elásticas máximas en dirección SX y SY.....	89
<b>Tabla 17</b> Derivas elásticas e inelásticas .....	89

<b>Tabla 18</b> Deformadas dinámicas .....	91
<b>Tabla 19</b> Derivas elásticas máximas .....	93
<b>Tabla 20</b> Derivas elásticas e inelásticas .....	93
<b>Tabla 21</b> Modos, periodos y frecuencias de la edificación .....	96
<b>Tabla 22</b> Participación modal. Movimiento dinámico global .....	96

## CAPITULO I

### Introducción

Ecuador, ubicado en el cinturón de Fuego del Pacífico, es un país con alta actividad sísmica. El terremoto de 2016, de magnitud 7.8, afectó principalmente a Manabí, causando numerosas víctimas y grandes pérdidas materiales. Este evento reveló deficiencias en la construcción, y no se debe pasar por alto que la mampostería fue uno de los principales elementos de construcción que presentó la mayor cantidad de daños y colapsos. A pesar de ello, las construcciones informales continúan en zonas urbanas y rurales, debido a factores económicos y falta de conocimiento, poniendo en riesgo la resistencia sísmica por deficiencias en planificación, ejecución y mantenimiento.

La edificación multifamiliar de tres pisos en Manta presenta vulnerabilidad sísmica debido a su ubicación en una zona de alta actividad tectónica costera, evidenciada por eventos sísmico ya ocurridos, y por deficiencias en el diseño original. Para mitigar este riesgo, se implementará una técnica común como los son los muros delgados de hormigón armado.

Se espera que el reforzamiento mediante muros de hormigón en estructuras flexibles de hormigón armado mejore significativamente su comportamiento sísmico, aumentando la capacidad de resistencia y ductilidad, lo que garantiza la seguridad de las vidas de sus ocupantes durante eventos sísmicos.

En este proyecto de investigación se demostrará mediante un análisis estructural el desempeño de una edificación existente de hormigón armado de 3 pisos, ubicada en la ciudad de Manta, Ecuador.

La edificación ya mencionada, sufrió daños en su mampostería debido a la acción del sismo del 16 de abril de 2016, lo cual hace pensar en la gran probabilidad de que cuando tenga

que soportar el sismo de diseño podría comprometer significativamente su estabilidad y seguridad. Por ello mediante un modelo estructural en Etabs, se evaluará su comportamiento sísmico, antes y después de la implementación de reforzamiento con muros de hormigón armado con malla electrosoldada, aportando así, con una solución que ayude a mitigar la vulnerabilidad sísmica en Ecuador.

Esta investigación se encuentra organizada en 6 capítulos. En el Capítulo 1 se define el caso estructural; se describen las características, daños y exigencias normativas de la edificación por analizar. En el Capítulo 2 se plantea la elección y la justificación del método de reforzamiento con muros de hormigón y malla electrosoldada. En el Capítulo 3 se realiza el diseño y dimensionamiento del refuerzo, estableciendo los parámetros esenciales de los nuevos muros y su incorporación en el análisis. En el Capítulo 4 se presenta el modelo estructural de la edificación original y se evalúa su respuesta sísmica. En el Capítulo 5 se comparan los resultados obtenidos luego de incorporar el reforzamiento indicado. Finalmente, en el Capítulo 6 se sintetizan las conclusiones más importantes y las recomendaciones para futuras intervenciones en edificaciones similares.

## **Objetivos**

### **Objetivo General**

Evaluar el desempeño sismorresistente de una edificación existente de hormigón armado de tres pisos, comparando su comportamiento antes y después del reforzamiento mediante muros delgados de hormigón armado con mallas electrosoldadas, para verificar la mejora del desempeño sísmico.

### **Objetivos Específicos**

- Caracterizar las propiedades geométricas, materiales y el estado de daño de la edificación multifamiliar en estudio.
- Desarrollar el modelo estructural en ETABS de la edificación sin reforzamiento para la evaluación de su respuesta sísmica bajo cargas de diseño.
- Definir las dimensiones, parámetros mecánicos y detalles constructivos de los muros delgados de hormigón como sistema de reforzamiento de la edificación.
- Incorporar los muros de reforzamiento en el modelo estructural para la reevaluación de su desempeño sismorresistente.
- Comparar el comportamiento estructural antes y después del reforzamiento con base en los resultados del análisis.
- Establecer conclusiones sustentado en resultados obtenidos.

## 1.1 Antecedentes

La expansión urbana informal desregulada en Ecuador ha llevado a la implementación de refuerzos en las construcciones ya existentes.

En el Manual de Evaluación y Reforzamiento Sísmico usado para reducir la Vulnerabilidad en Viviendas (Build Change, 2015 ) hay importantes estudios de casos reales y evaluaciones numéricas, donde se evidencia que incorporar muros delgados de hormigón armado, así como aplicar recubrimientos reforzados en paneles previos, fortalece la capacidad ante fuerzas laterales, atenúa el riesgo sísmico y mejora la respuesta global de la estructura. Las edificaciones donde se usó la técnica de reforzamiento mencionada registraron aumentos en rigidez, reducciones en los desplazamientos horizontales y mayor resistencia a cargas sísmicas.

Así mismo, en el estudio de Almeida Navarrete, (Almeida Navarrete, Hube, & Khorami, 2023) se realizaron ensayos con muros delgados de hormigón armado que actúan como reforzamiento en edificaciones. Los resultados obtenidos, mostraron que, ante temblores, los muros con buena proporción de acero y hormigón controlan bien las grietas, se deforman sin romperse (ductilidad) y absorben mucha energía. Por su bajo costo, se recomienda para reforzar edificaciones existentes con presupuestos limitados, para así mejorar la seguridad sísmica de la edificación.

Además, el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda del Ecuador (MIDUVI, 2016), afirma que el refuerzo con muros de hormigón en viviendas incrementa su rigidez, reduce desplazamientos y mejora significativamente la seguridad ante sismos, logrando que la estructura cumpla con las exigencias de desempeño establecidas en la normativa nacional.

Por estas investigaciones previas, surge la importancia de implementar reforzamiento estructural en viviendas o edificaciones de hormigón armado ya existentes, que sean de carácter

accesible y efectivo, donde ayuden a mejorar la resistencia y ductilidad de dichas edificaciones.

El uso de muros de hormigón se presenta como una solución viable para fortalecer las estructuras de hormigón armado flexibles, ya que este sistema mejora la capacidad de absorción y disipación de energía durante un sismo, contribuyendo a reducir daños, evitar colapsos y lograr establecer en el país estructuras más resilientes.

## **1.2 Alcance**

Este proyecto de titulación se delimita al análisis del desempeño estructural y sismorresistente de una edificación existente de hormigón armado de tres pisos, ubicada en la ciudad de Manta-Ecuador, en dos escenarios. En el primer escenario se muestra la condición original de la edificación sin intervención y en el segundo escenario se muestra a la edificación en condición reforzada mediante la incorporación de muros delgados de hormigón armado con malla electrosoldada.

La evaluación se centrará en el cumplimiento del desempeño sismo resistente definidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción tras el reforzamiento de la edificación y se evaluará su vulnerabilidad ante sismos que presentan amenazas como el del 16 de abril de 2016.

Para ello se recopilará la información técnica de la edificación existente, incluyendo propiedades geométricas, materiales, daños observados y exigencias normativas (NEC-SE, ACI 318-19),

El reforzamiento se aborda a nivel de criterios y parámetros de diseño necesarios para su evaluación analítica y comparación de desempeño.

### **1.3 Justificación**

En Ecuador, particularmente la provincia de Manabí se caracteriza por ser una zona de elevada amenaza sísmica que ha sido afectada históricamente por eventos de subducción. Un claro ejemplo, es el sismo del 16 de abril de 2016 generó daños severos en múltiples localidades de la costa ecuatoriana, incluyendo Manta, según reportes del (Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional , 2016) evidenciando la necesidad de evaluar las edificaciones ya existentes bajo criterios de desempeño.

Implementar metodologías de análisis como modelación en ETABS permite caracterizar estas estructuras y seleccionar técnicas de reforzamiento eficaces.

Este proyecto se propone validar el comportamiento sísmico de una edificación de 3 pisos en Manta antes y después de su intervención estructural con muros de hormigón armado y malla electrosoldada, proporcionando el desempeño de seguridad de vidas ante un evento sísmico futuro.

Por ello es importante realizar un análisis comparativo para comprobar la viabilidad del reforzamiento de la edificación multifamiliar con muros de hormigón armado.

## CAPITULO II

### 2. MARCO TÉORICO

#### 2.1 HORMIGÓN ARMADO

##### *2.1.1 COMPOSICIÓN*

El hormigón armado combina concreto y acero para ofrecer resistencia a compresión y tracción, formando una estructura resistente y dúctil (García, 2019).

##### *2.1.2 PROPIEDADES*

El hormigón armado destaca por su resistencia a compresión y ductilidad, esenciales para soportar cargas dinámicas (López, M & Martínez, F., 2020)

##### *2.1.3 ESTRUCTURA DE HA*

Está formada por vigas, columnas y muros, con acero para tracción y concreto para compresión (Pérez, 2018).

##### *2.1.4 COMPORTAMIENTOS DE ESTRUCTURA DE HA*

El comportamiento estructural del hormigón armado está determinado por la rigidez, resistencia y ductilidad. La rigidez relaciona la fuerza con el desplazamiento, la resistencia es la capacidad máxima de carga, y la ductilidad permite deformaciones significativas sin pérdida de resistencia (JH - Soluciones Integrales S.A.S., s.f)

#### ***VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS EDIFICACIONES DE HA***

La vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de hormigón armado (HA) se define como el grado de daño que puede sufrir una estructura ante la ocurrencia de un sismo, en función de sus características físicas y estructurales, tales como la calidad de los materiales, la configuración

estructural, el diseño y la ejecución de la construcción. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2023).

### ***EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES DE HA***

La evaluación estructural de un edificio de hormigón armado consiste en el análisis del comportamiento estructural y la identificación de deficiencias, con el objetivo de proponer sistemas de rehabilitación que mejoren su desempeño sísmico (Guyot, M & Perelli, J. , 2019)

### ***MATERIALES PARA REFORZAMIENTO***

#### **CONCRETO ESTRUCTURAL**

El concreto estructural se define como el material compuesto por cemento, agua, agregados y aditivos, diseñado y construido para soportar cargas estructurales en edificaciones, cumpliendo con requerimientos específicos de resistencia, durabilidad y calidad establecidos por las normas técnicas como el ACI 318. El concreto estructural es aquél que cumple con los requisitos mínimos para los materiales, el diseño, la construcción y la evaluación de la resistencia de miembros y sistemas de concreto estructural en cualquier edificación (ACI 318S-19, 2019).

#### **BARRAS DE ACERO**

Las barras de acero corrugado para refuerzo interno son varillas de acero con superficies estriadas (corrugas o resaltos), diseñadas para mejorar la adherencia con el hormigón y absorber esfuerzos de tracción y torsión en elementos estructurales. Estas corrugas permiten que el acero se ancle eficientemente dentro del concreto, incrementando la resistencia y la ductilidad de la estructura y evitando el deslizamiento o separación bajo cargas (POLIN , 2023).

#### **MALLA ELECTROSOLDADA**

Refuerzo metálico que mejora resistencia y ductilidad (Navarro, 2020).

## ***COMPORTAMIENTO SISMICO EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO***

### **SISMICIDAD**

La sismicidad es el estudio de los sismos para una distribución geográfica determinada, y de sus efectos destructores. La base de su estudio es la recopilación de datos sobre terremotos, su fecha, localización y daños producidos, que permiten elaborar catálogos sísmicos y evaluar el riesgo sísmico (Instituto Nacional de Prevención Sísmica, 2023).

### **MECANISMOS DE FALLA TÍPICOS EN ESTRUCTURAS DE HA ANTE SISMOS.**

Grietas, aplastamiento, pandeo y rotura pueden causar colapso (Soto, 2017).

### **IMPORTANCIA DE LA DUCTILIDAD Y RIGIDEZ PARA EL DESEMPEÑO SÍSMICO.**

La ductilidad permite que una estructura soporte grandes deformaciones sin colapsar, disipando energía durante un sismo, mientras que la rigidez limita desplazamientos excesivos. Ambas propiedades son esenciales para un adecuado desempeño sísmico (360 en Concreto, s.f).

### ***MÉTODO DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL.***

#### **MUROS DELGADOS DE HA**

Los muros delgados de hormigón armado son elementos estructurales verticales de espesor reducido (generalmente entre 10 y 15 cm) usados en edificaciones de baja y mediana altura para soportar cargas axiales, cortantes y momentos flectores, especialmente en zonas sísmicas. En contextos de reforzamiento, se emplean como muros de cortante o diafragmas para mejorar la rigidez lateral y la resistencia a sismos en estructuras existentes, anclándose al

elemento original mediante conectores o refuerzo transversal (NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado, 2015).

#### ***4.4 NORMATIVAS***

##### **4.5.1 NEC-SE-VIVIENDA (parte 2)**

Normativa para reforzamiento en viviendas con mallas y mortero (Ministerio de Vivienda, 2022).

##### **4.5.2 ASCE 41-17**

La norma ASCE 41-17 (Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings) es un estándar internacional que establece los criterios y procedimientos para la evaluación sísmica y la rehabilitación de edificaciones existentes. Esta norma es ampliamente utilizada para identificar deficiencias estructurales y patologías en edificios, y para diseñar estrategias de reforzamiento que mejoren su desempeño sísmico. (Placencia, 2017)

#### ***4.6 MODELACIÓN***

##### **4.6.1 ETABS**

ETABS es un software innovador y revolucionario para análisis estructural y dimensionamiento de edificios. Ofrece herramientas inigualables de modelado y visualización de objetos 3D, alta capacidad de poder analítico lineal y no lineal, y opciones sofisticadas de dimensionamiento que abarcan una amplia gama de materiales. (CSI SPAIN, 2024)

## CAPITULO III

### 2 Modelo estructural: geometría, secciones materiales y armado

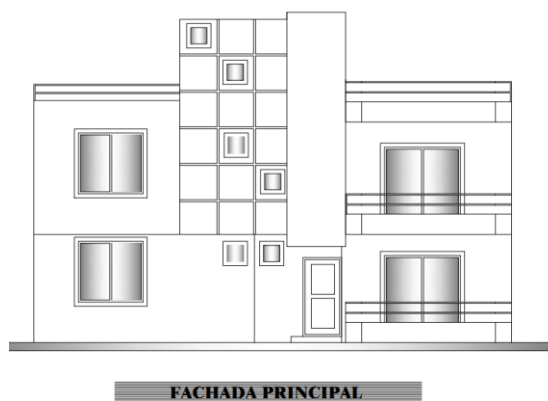
#### 2.1 Geometría de la edificación

En la Figura 1 se muestra la fachada principal de la edificación, mientras que, en la Figura 2 se muestra un corte utilizado para modelar y analizar la estructura.

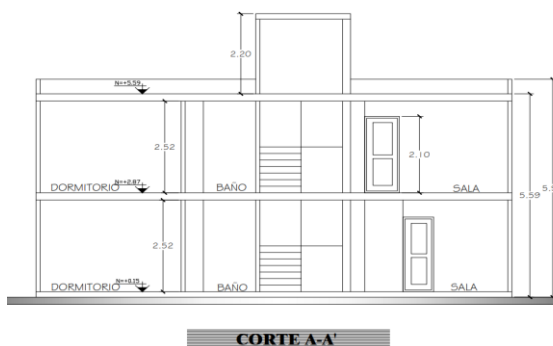
Se identifican las alturas de entrepiso de 2.52 m de los primeros pisos y 2.20 m para el último piso.

##### 2.1.1 Geometría de la vista en elevación de la edificación en AutoCAD

**Figura 1**  
*Fachada principal*



**Figura 2**  
*Geometría en Elevación*

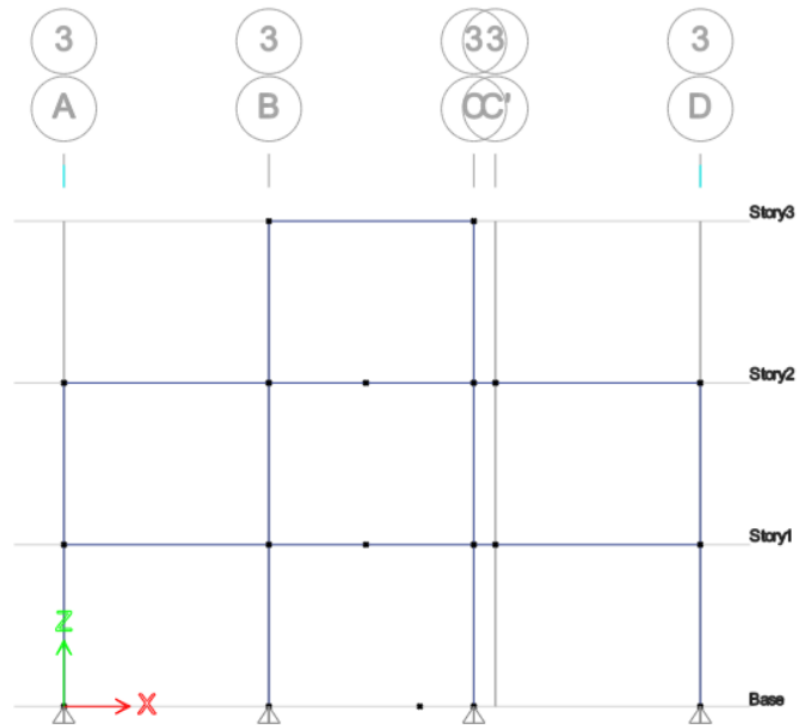


### 2.1.2 Geometría de la vista en elevación de la edificación en ETABS

En la Figura 3 se muestra una vista en elevación del pórtico 3, modelado en ETABS.

**Figura 3**

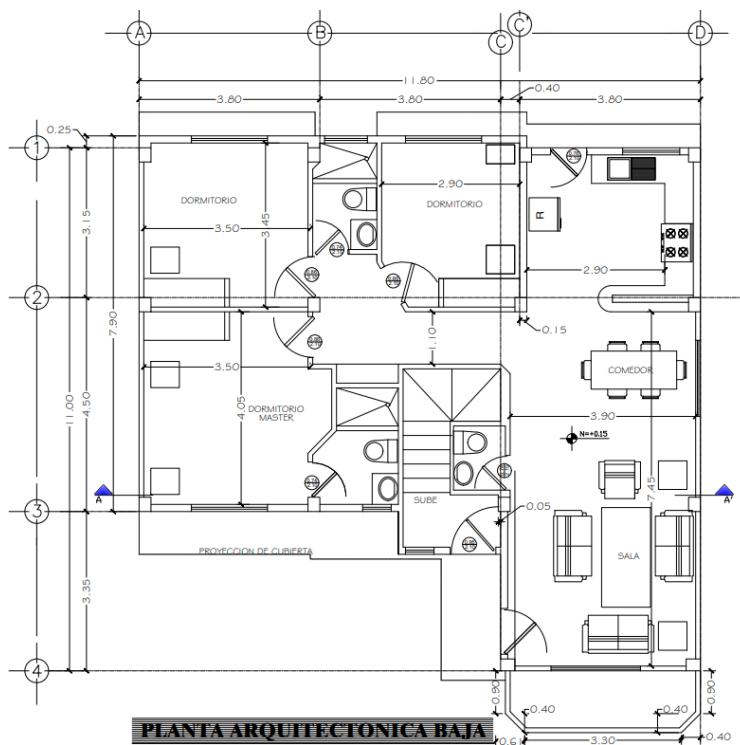
*Vista en elevación de la edificación en ETABS*



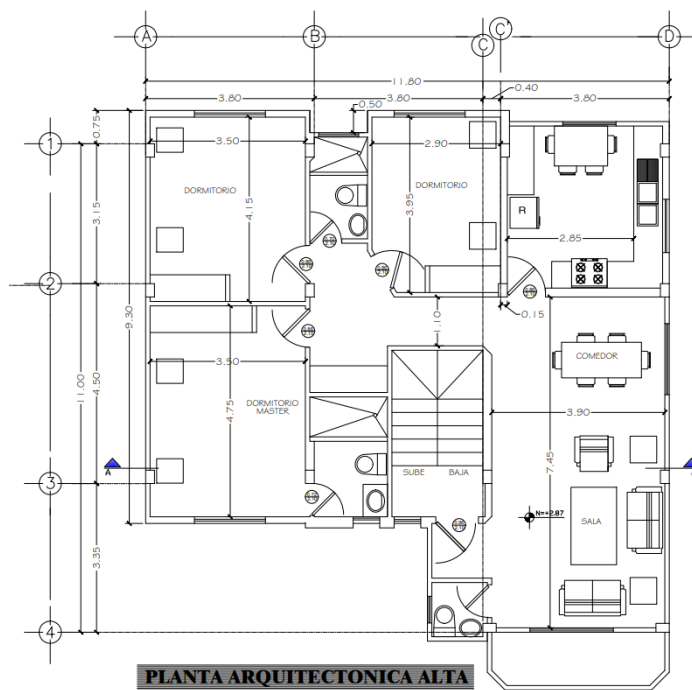
### 2.1.3 Geometría de las vistas en planta de la edificación en AutoCAD

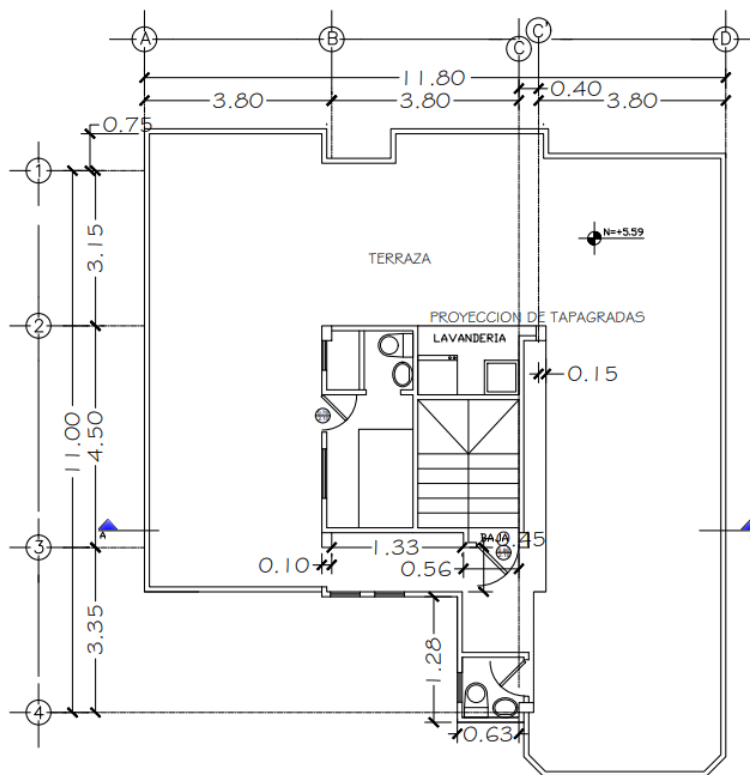
En las Figuras 4, 5 y 6 se muestran las geometrías generales de la planta baja, planta alta y terraza, consecutivamente, identificando la configuración arquitectónica y estructural del proyecto.

**Figura 4**  
*Planta arquitectónica Baja de la edificación en AutoCAD*



**Figura 5**  
*Planta arquitectónica Alta de la edificación en AutoCAD*

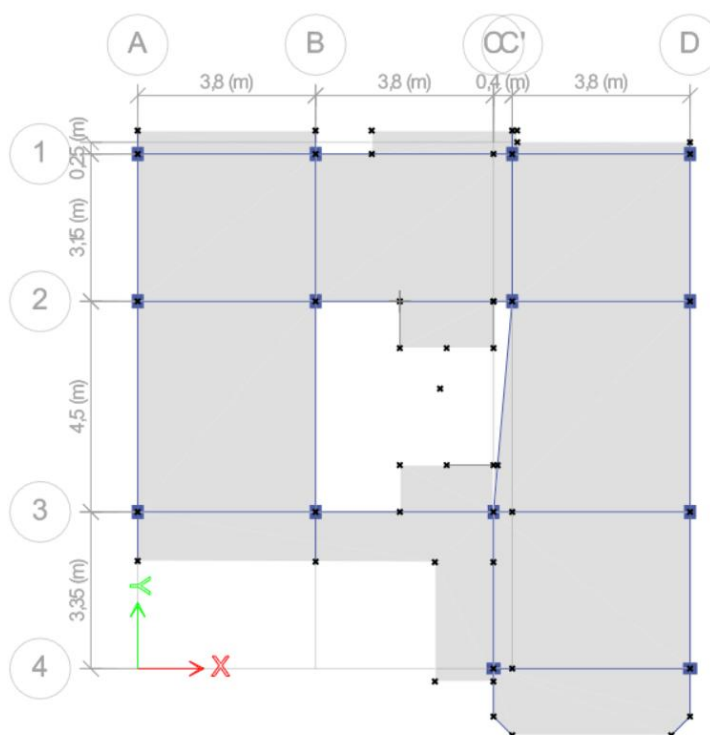
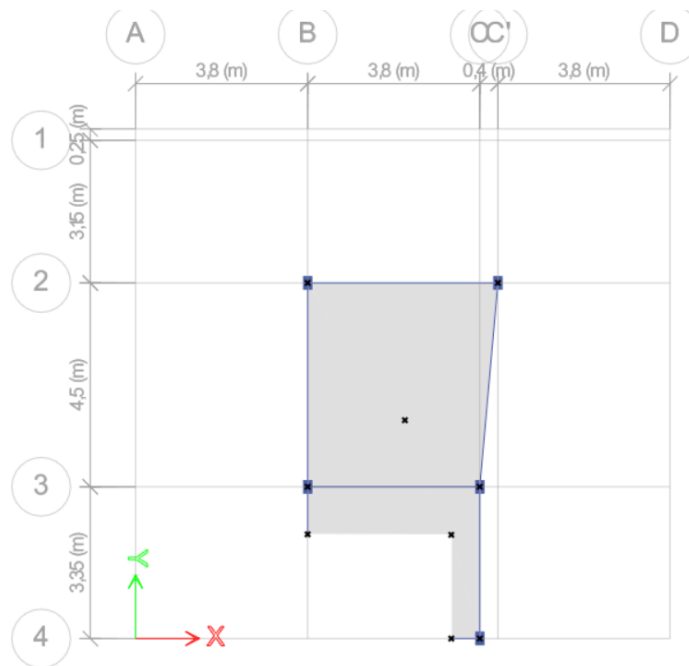


**Figura 6***Planta arquitectónica de Terraza de la edificación en AutoCAD*

## **PLANTA ARQUITECTONICA TERRAZA**

### **2.1.4 Vista en Planta del primer y segundo Nivel en ETABS**

En la Figura 7 se muestra la vista en planta del modelo estructural para el primer y segundo nivel, mientras que, en la Figura 8 se muestra la vista en planta de la Terraza.

**Figura 7***Vista en Planta del primer y segundo Nivel en ETABS***Figura 8***Vista en Planta de Terraza en ETABS*

## 2.2 Propiedades de los materiales

### 2.2.1 Propiedades del material (hormigón $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ) definidas en ETABS

La NEC-SE-HM-Hormigón-Armado, en la sección 3.3, en el apartado 3.3.1, literal a, menciona que el valor mínimo para el hormigón normal:  $f'c = 21 \text{ MPa} = 210 \text{ kg/cm}^2$ . Dicha resistencia a la compresión fue usada en la edificación estudiada. (NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado, 2015)

**Figura 9**  
Asignación de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  en ETABS

### 2.2.2 Propiedades del acero de refuerzo ( $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ) definidas en ETABS

Se adopta acero de refuerzo con resistencia de fluencia  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  y módulo de elasticidad  $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ . Con estos parámetros se representa adecuadamente la respuesta del refuerzo en su régimen elástico durante el análisis estructural, en concordancia con

los criterios establecidos por la (NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado, 2015) y (ACI 318S-19, 2019)

**Figura 10**  
*Asignación de propiedades de acero ( $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ )*

### 2.2.3 Propiedades de losa aligerada (20 cm)

Se configuró la propiedad “LOSA ALIGIGERADA 20 cm”, tipo waffle. Se define el material de hormigón con  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y se modela como Shell-Thick. La losa posee una altura de 20 cm, en la que se incluye la capa de compresión de 5 cm, nervios con ancho de 10 cm y separación de 50 cm entre nervios en ambas direcciones. Esta parametrización se emplea como base del modelo para evaluar rigidez, masas y acciones, conforme a los criterios de diseño y verificación indicados por (NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado, 2015)

**Figura 11**  
*Parámetros de Losa aligerada de 20cm*

Slab Property Data

**General Data**

Property Name: LOSA ALIG. 20CM

Slab Material: Fe 210 kg/cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thick

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

**Property Data**

Type: Waffle

Overall Depth: 0.2 m

Slab Thickness: 0.05 m

Stem Width at Top: 0.1 m

Stem Width at Bottom: 0.1 m

Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 1-Axis: 0.5 m

Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 2-Axis: 0.5 m

OK Cancel

Mientras que para la losa de escalera se usaron los siguientes parámetros

**Figura 12**  
*Parámetros de Losa de escalera*

Slab Property Data

**General Data**

Property Name: LOSA ESC.

Slab Material: Fe 210 kg/cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thick

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

**Property Data**

Type: Slab

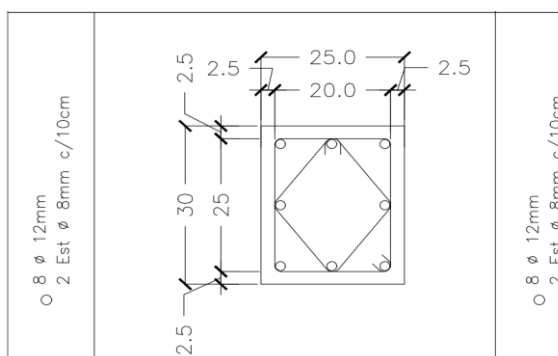
Thickness: 0.15 m

OK Cancel

## 2.2.4 Secciones y armado de columnas

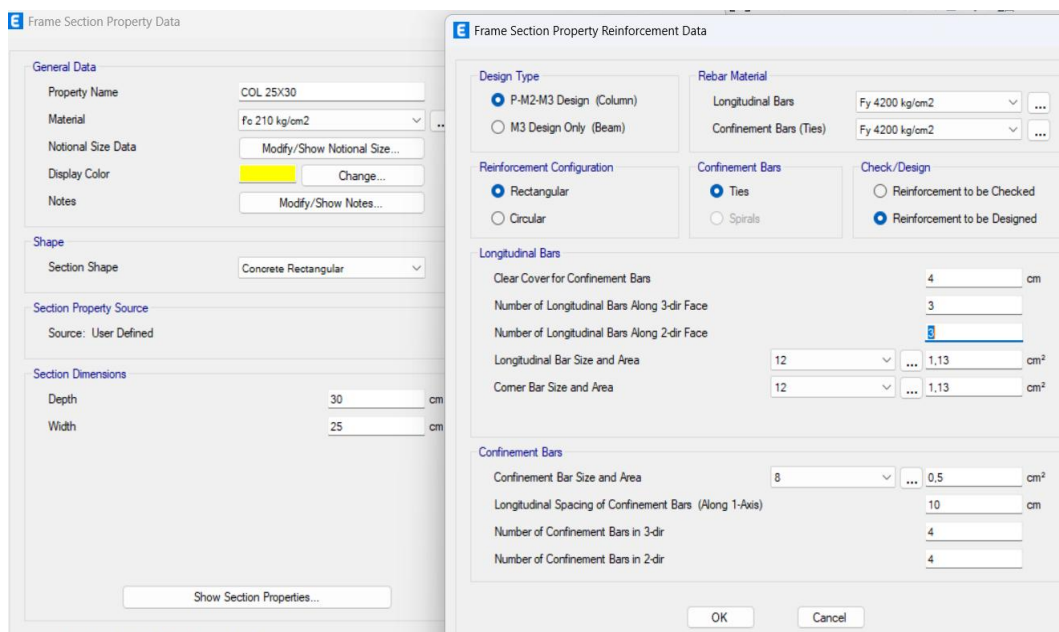
Para este modelo se emplearon 3 secciones de columnas de 25×30 cm, 30×25 cm y 20×30cm. Donde se usaron los parámetros de armado de columna en ETABS se mantuvieron iguales para ambas secciones.

**Figura 13**  
*Armado de columna*



En las siguientes figuras se muestran la configuración de una sección de columna de hormigón armado, con su respectivo armado.

**Figura 14**  
*Sección y Armado de la columna de 25x30cm en ETABS*



**Figura 15**  
*Sección y Armado de la columna de 30x25cm en ETABS*

The image shows two overlapping dialog boxes in ETABS. The left dialog, 'Frame Section Property Data', is for a column with the following settings:

- General Data:** Property Name: COL 30X25; Material: Fc 210 kg/cm<sup>2</sup>; Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...; Display Color: Change...; Notes: Modify/Show Notes...
- Shape:** Section Shape: Concrete Rectangular
- Section Property Source:** Source: User Defined
- Section Dimensions:** Depth: 25 cm; Width: 30 cm

The right dialog, 'Frame Section Property Reinforcement Data', is for the reinforcement design:

- Design Type:** P-M2-M3 Design (Column)
- Rebar Material:** Longitudinal Bars: Fy 4200 kg/cm<sup>2</sup>; Confinement Bars (Ties): Fy 4200 kg/cm<sup>2</sup>
- Reinforcement Configuration:** Rectangular
- Confinement Bars:** Ties
- Check/Design:** Reinforcement to be Designed
- Longitudinal Bars:** Clear Cover for Confinement Bars: 4 cm; Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 3; Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 3; Longitudinal Bar Size and Area: 12, 1.13 cm<sup>2</sup>; Corner Bar Size and Area: 12, 1.13 cm<sup>2</sup>
- Confinement Bars:** Confinement Bar Size and Area: 8, 0.5 cm<sup>2</sup>; Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 10 cm; Number of Confinement Bars in 3-dir: 4; Number of Confinement Bars in 2-dir: 4

**Figura 16**  
*Sección y Armado de la columna de 20x30cm en ETABS*

The image shows two overlapping dialog boxes in ETABS. The left dialog, 'Frame Section Property Data', is for a column with the following settings:

- General Data:** Property Name: COL 20X30; Material: Fc 210 kg/cm<sup>2</sup>; Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...; Display Color: Change...; Notes: Modify/Show Notes...
- Shape:** Section Shape: Concrete Rectangular
- Section Property Source:** Source: User Defined
- Section Dimensions:** Depth: 20 cm; Width: 30 cm

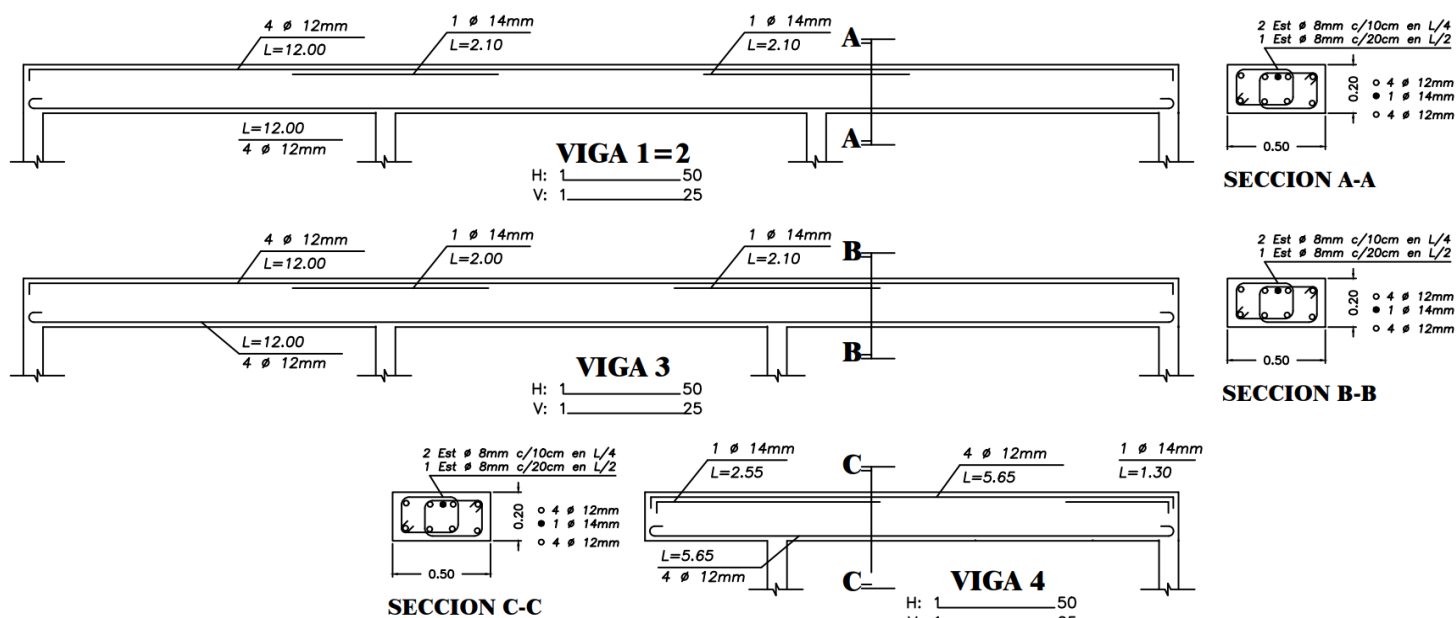
The right dialog, 'Frame Section Property Reinforcement Data', is for the reinforcement design:

- Design Type:** P-M2-M3 Design (Column)
- Rebar Material:** Longitudinal Bars: Fy 4200 kg/cm<sup>2</sup>; Confinement Bars (Ties): Fy 4200 kg/cm<sup>2</sup>
- Reinforcement Configuration:** Rectangular
- Confinement Bars:** Ties
- Check/Design:** Reinforcement to be Designed
- Longitudinal Bars:** Clear Cover for Confinement Bars: 4 cm; Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 3; Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 3; Longitudinal Bar Size and Area: 12, 1.13 cm<sup>2</sup>; Corner Bar Size and Area: 12, 1.13 cm<sup>2</sup>
- Confinement Bars:** Confinement Bar Size and Area: 8, 0.5 cm<sup>2</sup>; Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 10 cm; Number of Confinement Bars in 3-dir: 4; Number of Confinement Bars in 2-dir: 4

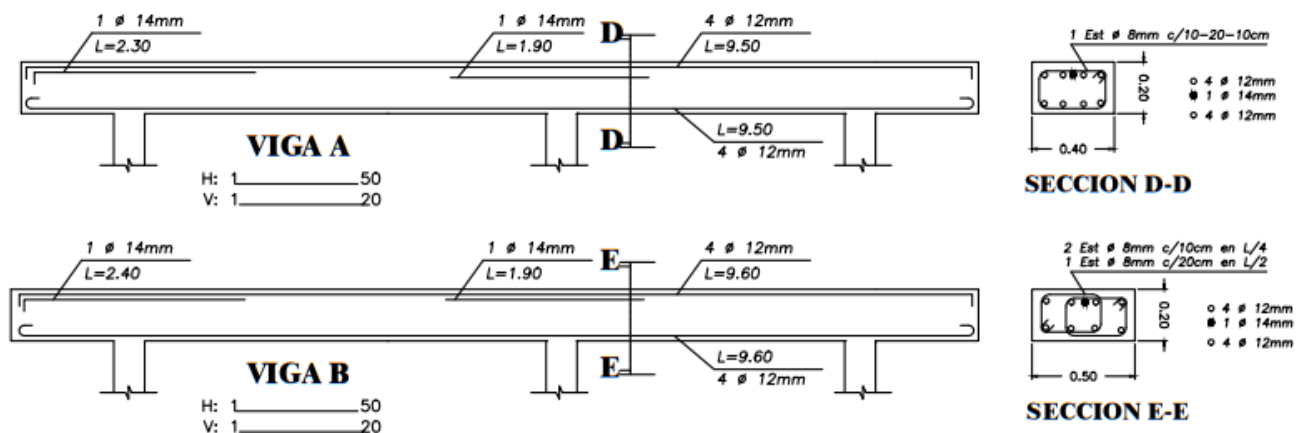
### 2.2.5 Secciones y armado de Vigas

En las Figuras 17, 18, 19 y 20 se presenta, de forma general, el detalle de secciones y armado de vigas del proyecto de la edificación estudiada, incluyendo la geometría adoptada y los refuerzos de cada viga.

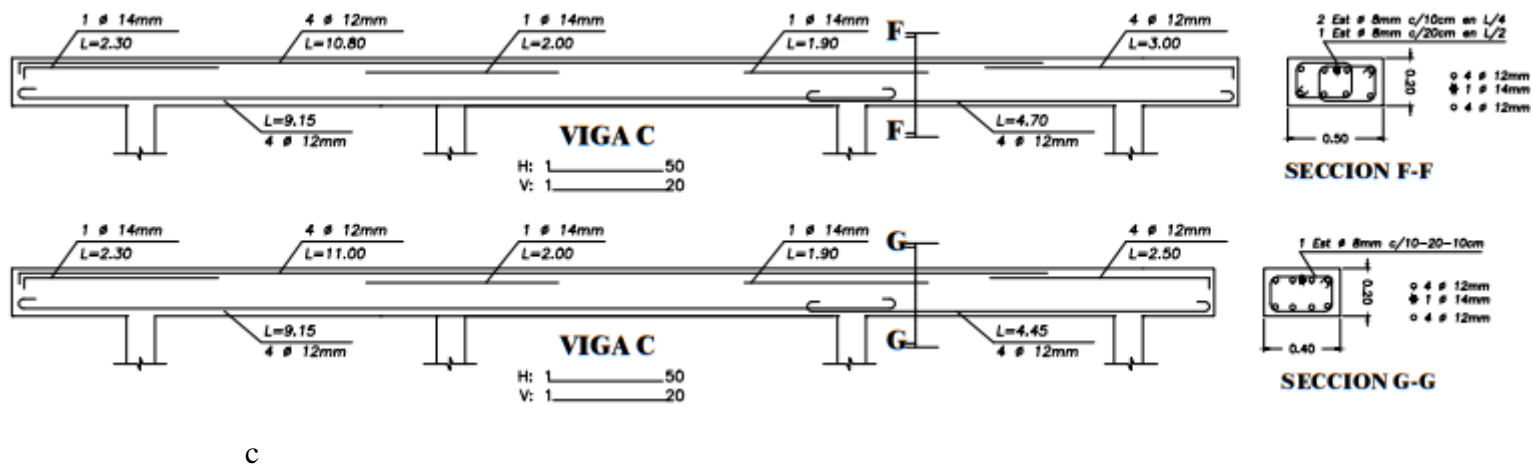
**Figura 17**  
Sección y armado de viga 1,2,3 y 4



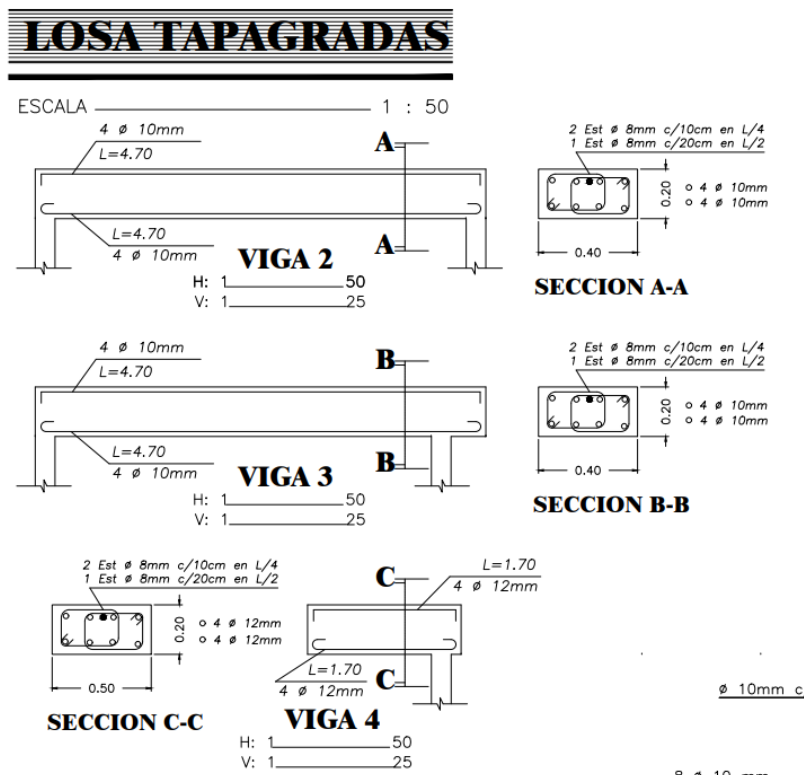
**Figura 18**  
Sección y armado de viga A y B



**Figura 19**  
Sección y armado de viga C y D



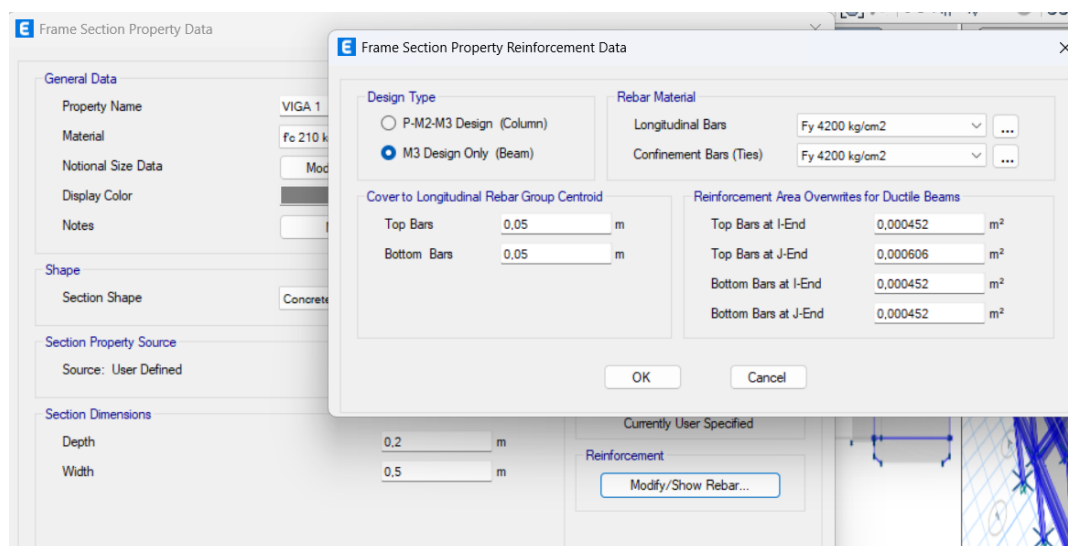
**Figura 20**  
Sección y armado de Vigas de Terraza



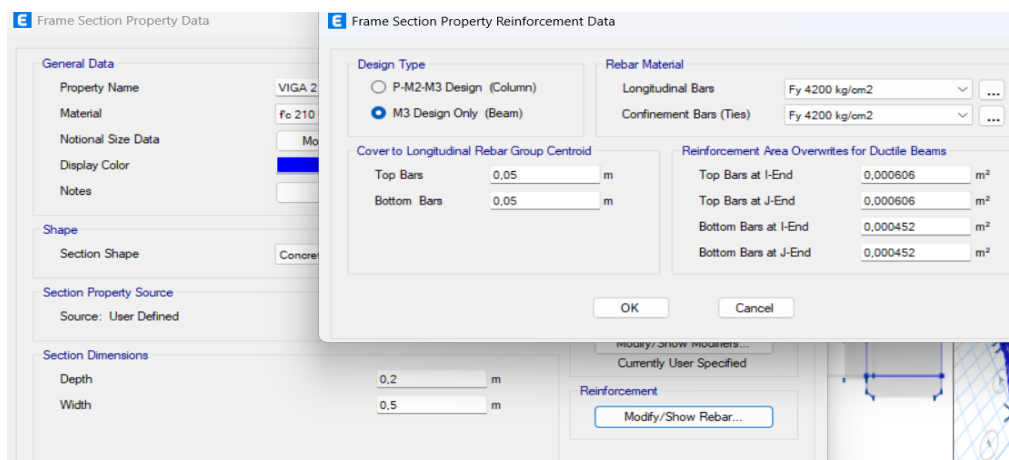
## 2.2.6 Definición de vigas en ETABS, según sus secciones y armado

Con base en las secciones y detalles de armado presentados, se realizó la definición de las vigas en ETABS, asignando a cada elemento sus propiedades y los parámetros de refuerzo correspondientes, estableciendo así, 8 tipos de vigas en el modelo estructural, las cuales se muestran a continuación.

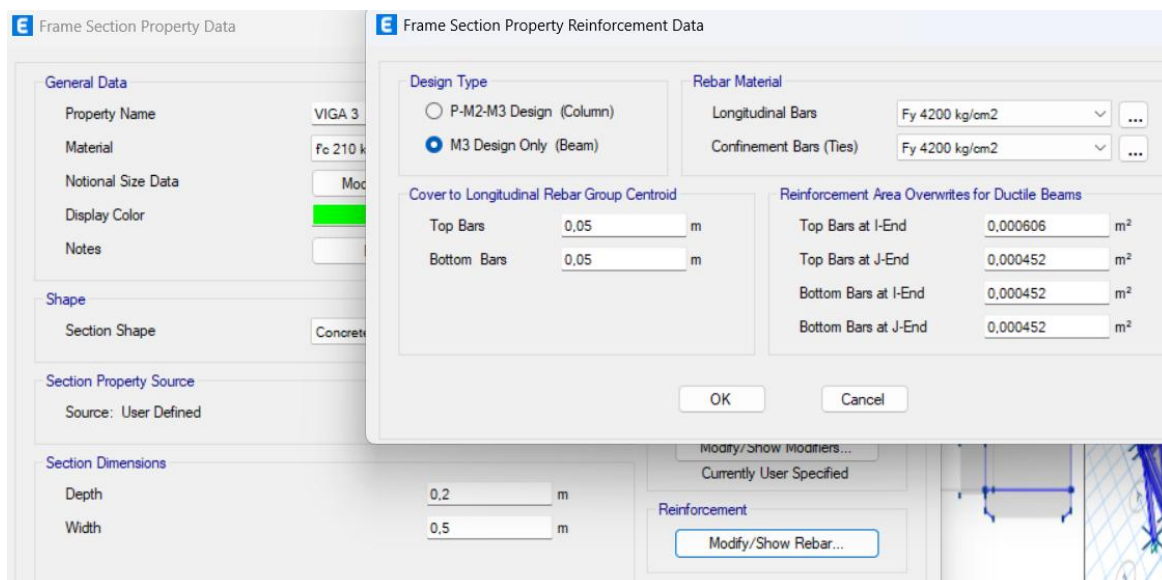
**Figura 21**  
*Configuración de viga 1*



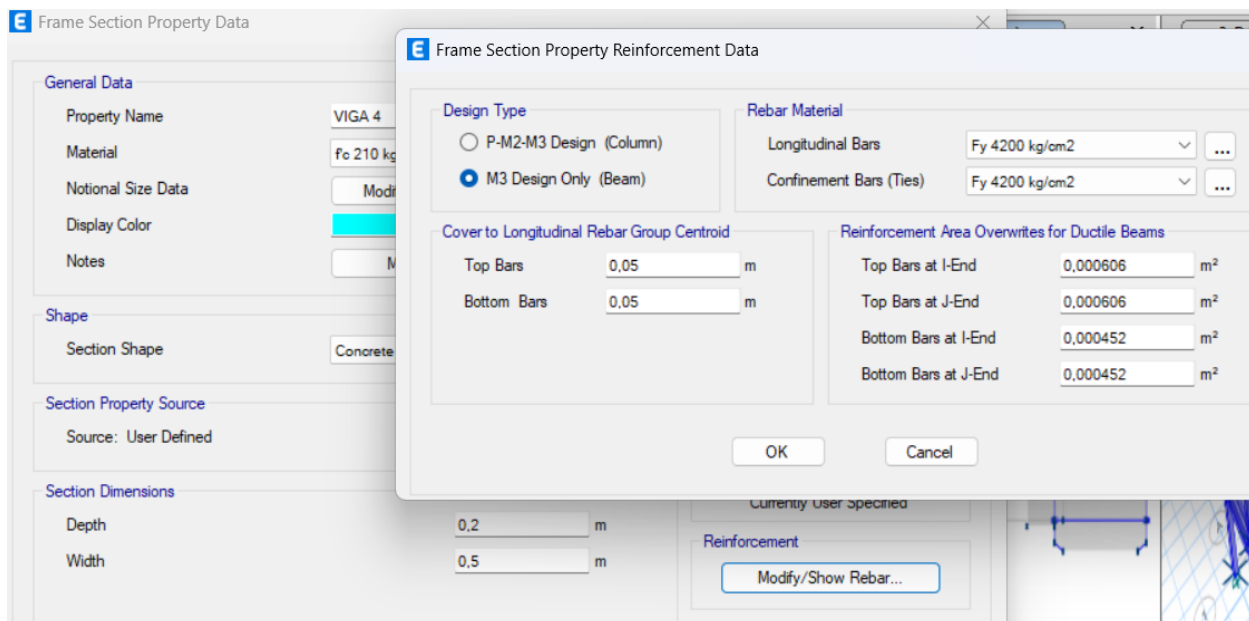
**Figura 22**  
*Configuración de viga 2*



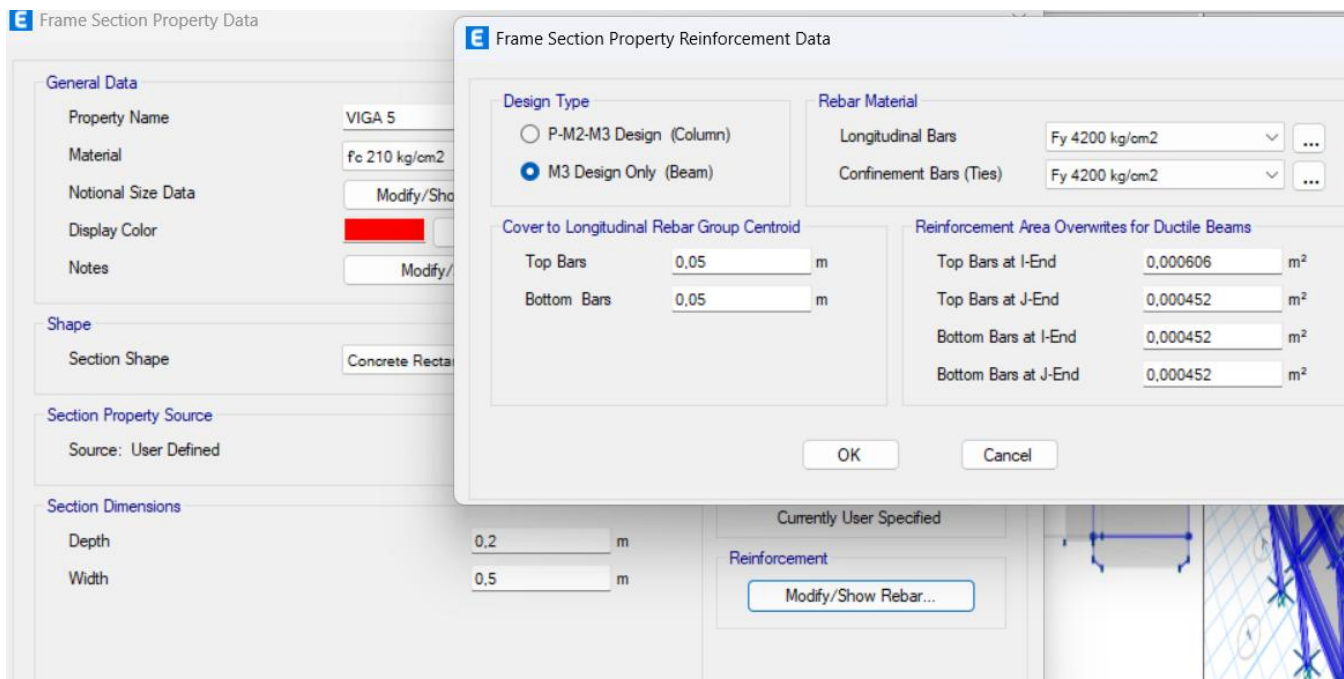
**Figura 23**  
*Configuración de viga 3*



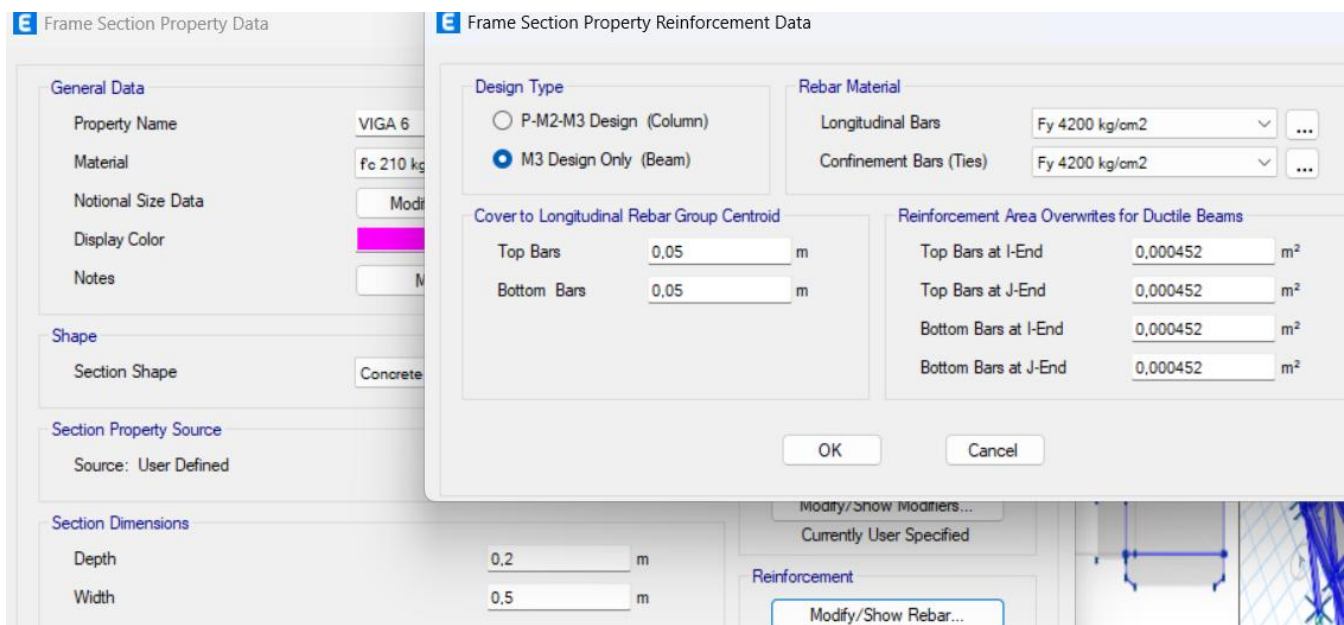
**Figura 24**  
*Configuración de viga 4*



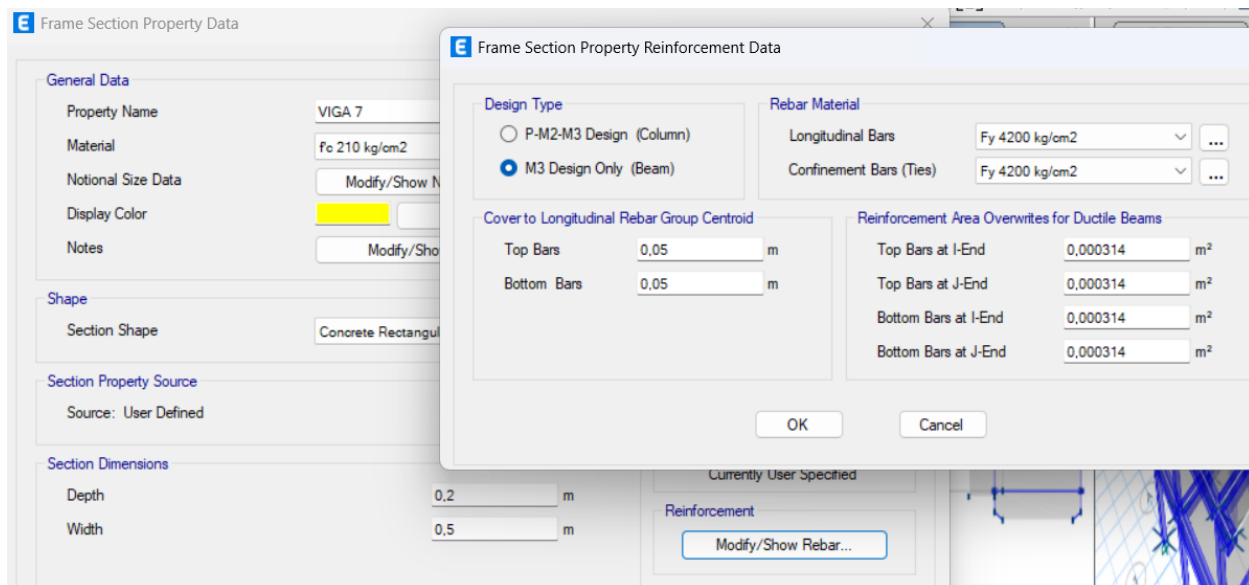
**Figura 25**  
Configuración de viga 5



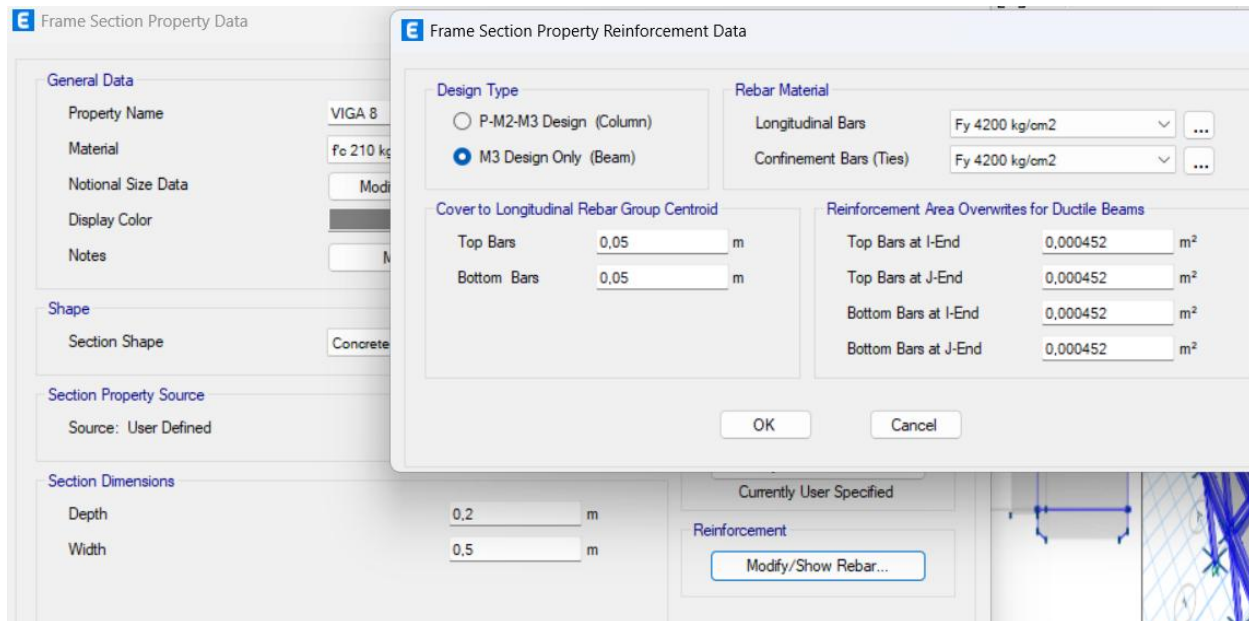
**Figura 26**  
Configuración de viga 6



**Figura 27**  
*Configuración de viga 7*



**Figura 28**  
*Configuración de viga 8*



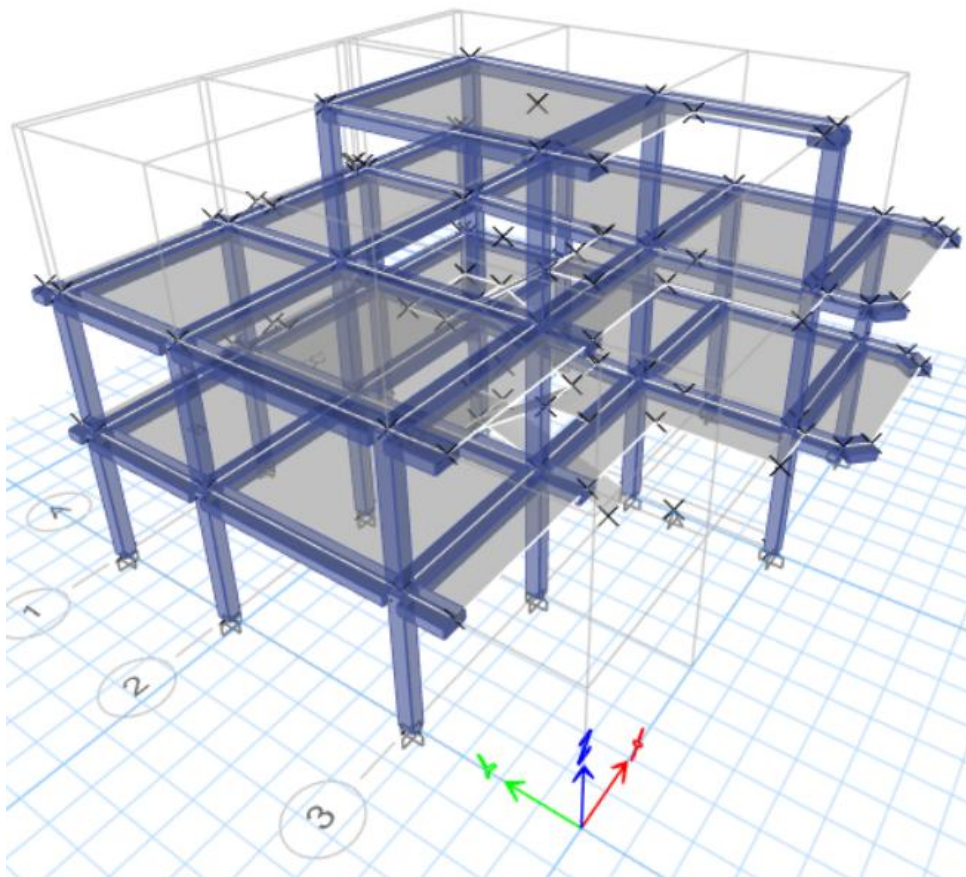
## CAPITULO III

### 3 Modelado en ETABS

#### 3.1 Modelado 3D

Se realizó el modelo estructural 3D, donde se muestra la disposición de columnas, vigas, escaleras y losas de la edificación.

**Figura 29**  
*Modelo 3D de la edificación en ETABS*

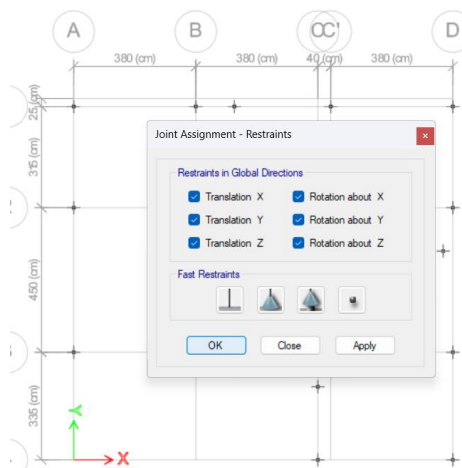


### 3.2 Apoyos empotrados de la estructura

Se asignó los apoyos empotrados en los nudos de la base.

**Figura 30**

*Asignación de apoyos en la base.*

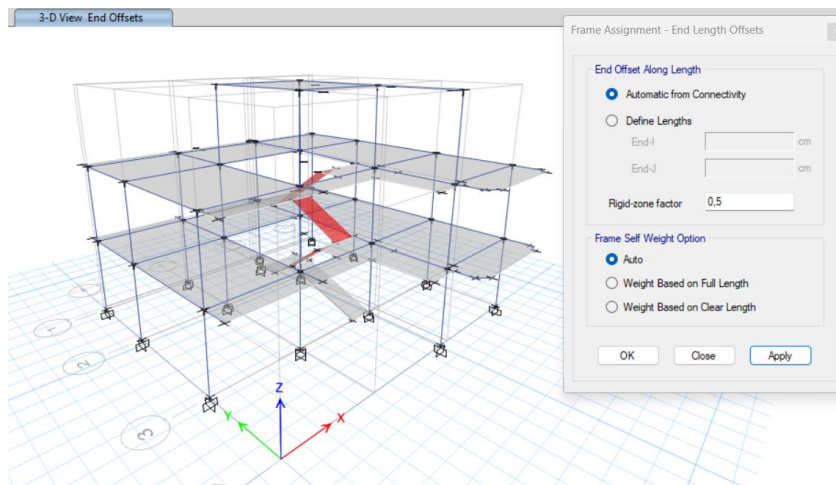


### 3.3 Nudos Rígidos

Se incorporó los nudos rígidos en la edificación, con factor de zona rígida de 0,5.

**Figura 31**

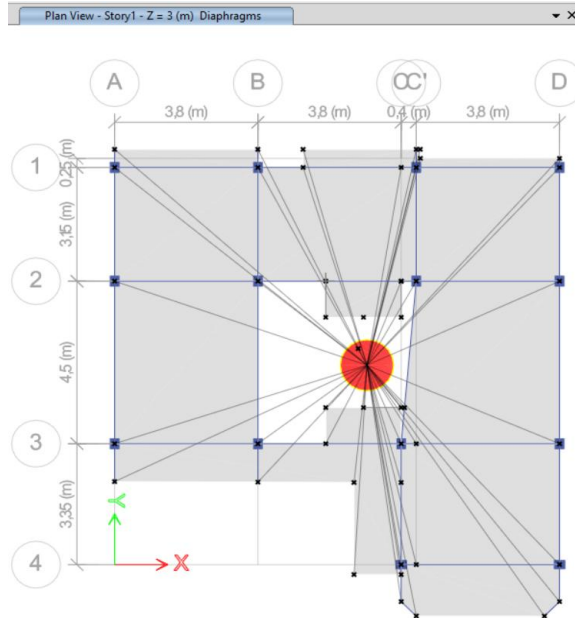
*Asignación de nudos rígidos*



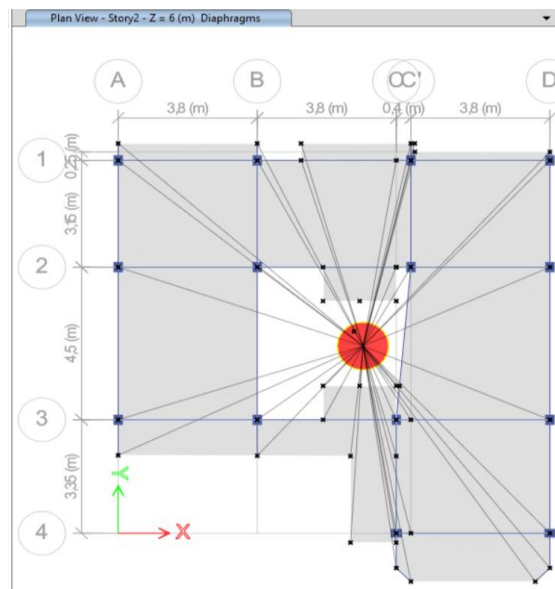
### 3.4 Aplicación de diafragmas rígidos

En las losas se aplicaron los diafragmas rígidos para cada nivel de la edificación.

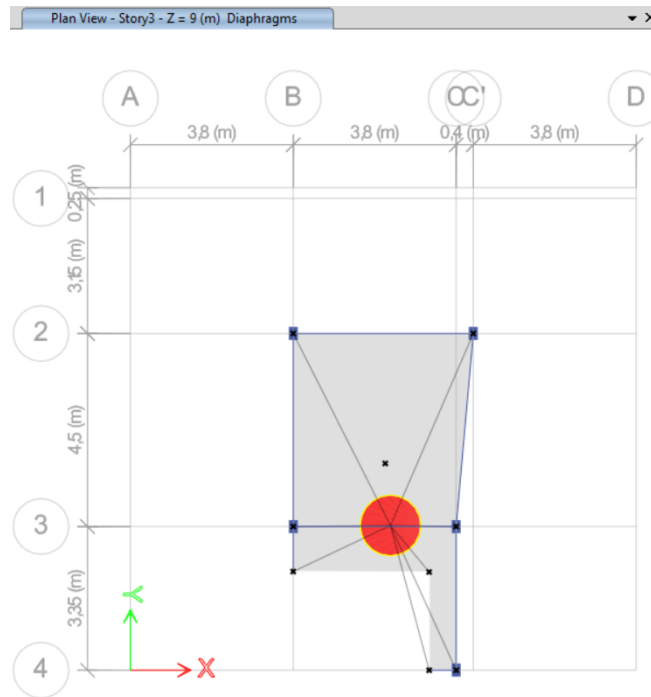
**Figura 32**  
*Asignación de diafragma rígido D1 en Story 1*



**Figura 33**  
*Asignación de diafragma rígido D2 en Story 2*



**Figura 34**  
Asignación de diafragma rígido D3 en Story 3

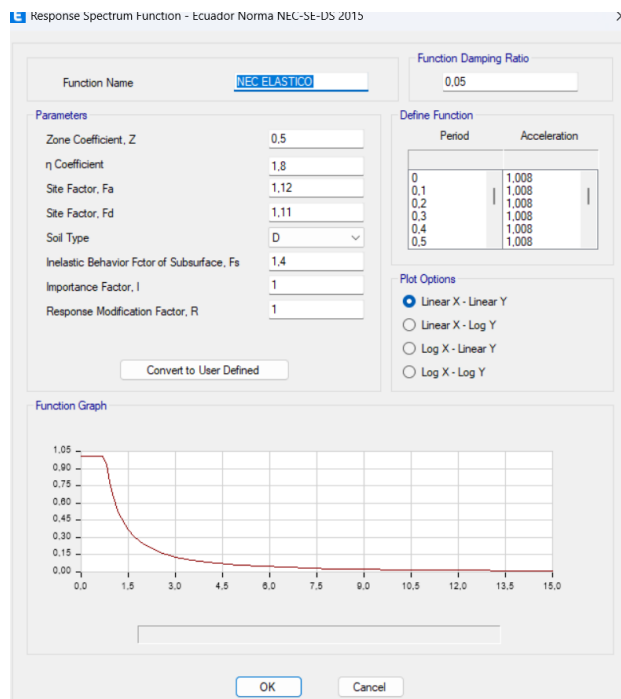


### 3.5 Espectro de respuesta

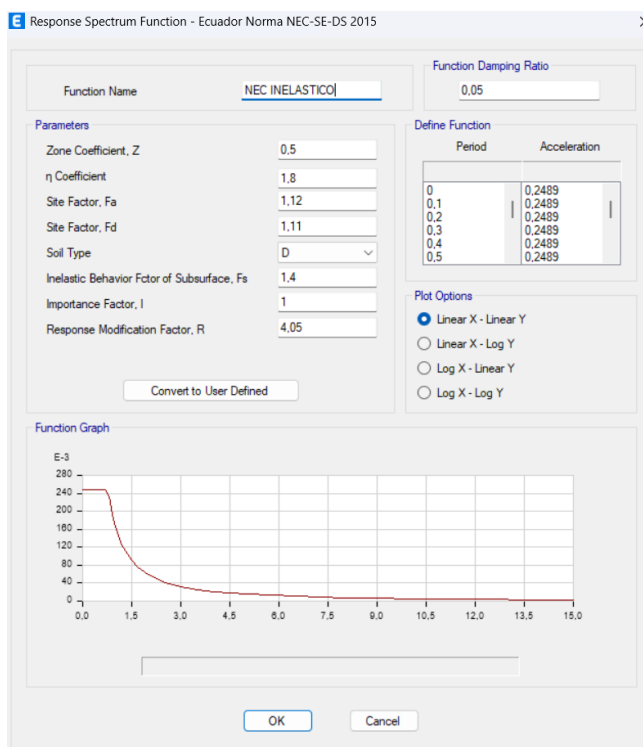
Se configuró del espectro inelástico como se muestra en la Figura 35 y elástico de respuesta sísmica como se muestra en la Figura 36, conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (MIDUVI, 2015) para suelo tipo D.

Para el espectro inelástico se tomó en cuenta  $R=5$  según lo estipula (MIDUVI, 2015) la sección 6.3.3 “Determinación del período de vibración T” literal b.

**Figura 35**  
*Espectro elástico según la NEC 2015*



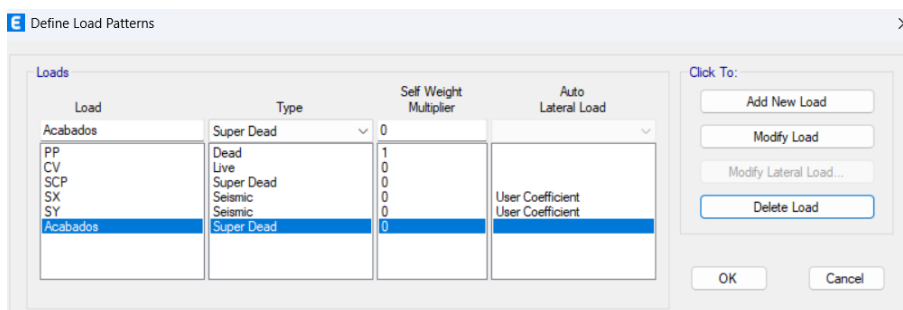
**Figura 36**  
*Espectro inelástico según la NEC 2015*



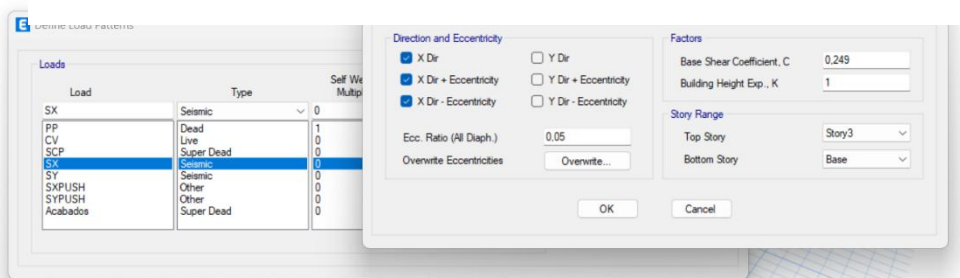
### 3.6 Definición de patrones de carga

En la Figura 37 se muestra cómo se colocó los patrones de carga, asignando el tipo de carga muerta, viva, sísmica, etc. y el multiplicador de peso propio para el modelo. Mientras que en la Figura 38 y 39 se aplicaron las fuerzas laterales en dirección X e Y respectivamente.

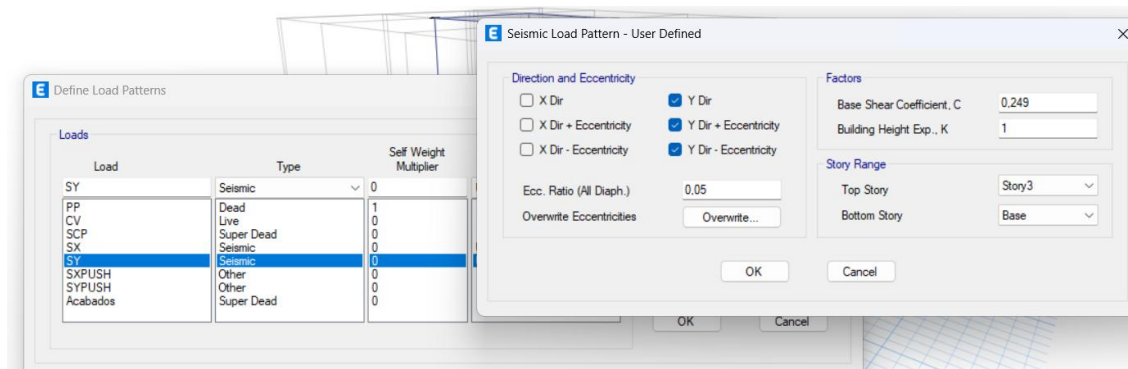
**Figura 37**  
*Patrones de carga*



**Figura 38**  
*Aplicación de fuerzas laterales equivalente en Dirección X*



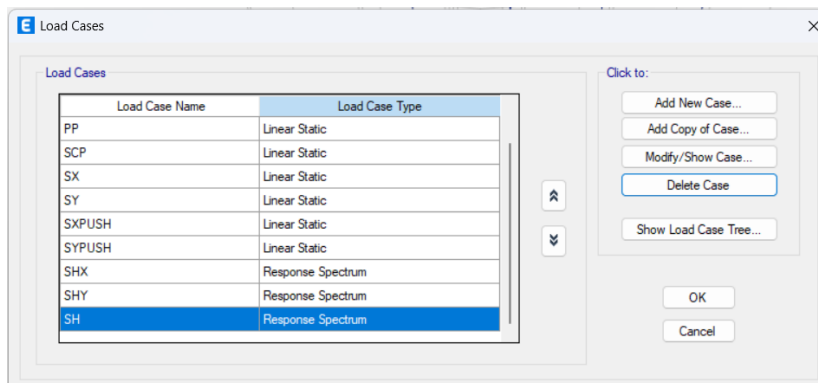
**Figura 39**  
*Aplicación de fuerzas laterales equivalentes en Dirección Y*



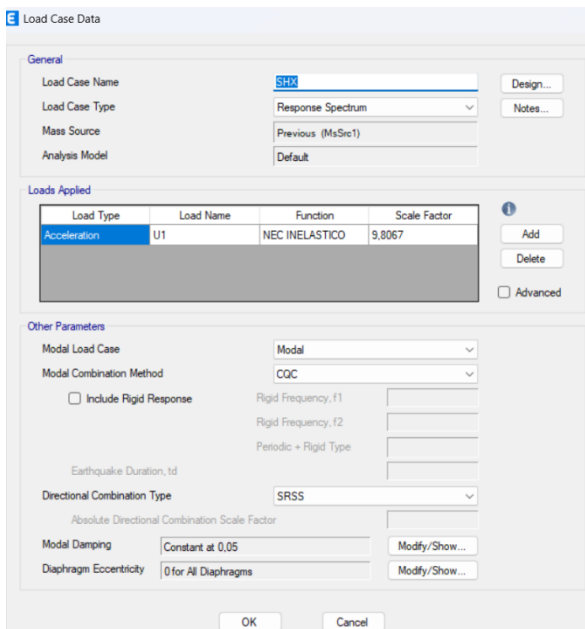
### 3.7 Definición de casos de carga

Se aplicó los casos de carga estáticos, modales y espectrales, asociando cada caso con su tipo de análisis para la evaluación estructural.

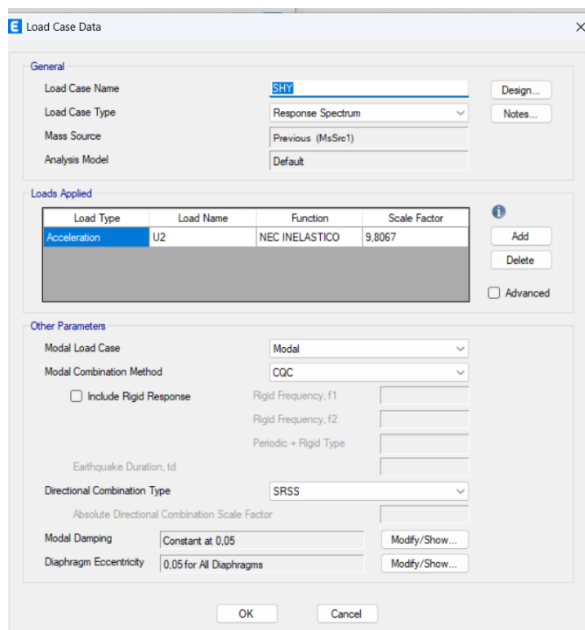
**Figura 40**  
*Aplicación de Casos de Carga*



**Figura 41**  
*Definición del caso de carga sísmica por espectro en X*



**Figura 42**  
*Definición del caso de carga sísmica por espectro en Y*



### 3.8 Combinaciones de carga

Para las combinaciones de carga más críticas, se tomó en cuenta la sección 12.4.2 de la normativa del (ASCE/ SEI 7-16, 2017), adoptada como referencia complementaria al NEC-SE-VIVIENDA para el diseño sismo-resistente. Esta norma definió el efecto sísmico total  $E$  como la combinación del componente horizontal  $E_h$  y el vertical  $E_v$ , evaluando así, ambas direcciones y capturar la reversibilidad del efecto vertical.

$$E = E_h + E_v$$

$$E = E_h - E_v$$

Mientras que, en la sección 12.4.2.2 el componente vertical del sismo se representa como el efecto sísmico vertical  $E_v$

$$E_v = 0,2 S_{DS} * D$$

$S_{DS}$  = *Parámetro de aceleración espectral de diseño en periodos cortos*

$D$  = *Efecto de carga muerta*

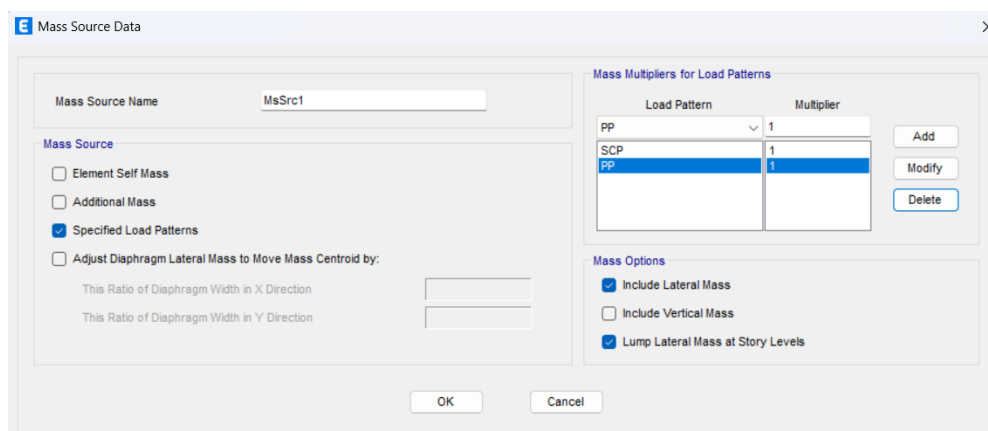
$E_v$  se aplica como una carga vertical hacia abajo, pero debe considerarse su reversión hacia arriba de acuerdo con las combinaciones de carga aplicables.

Con las combinaciones sísmicas de la norma (ASCE/ SEI 7-16, 2017), se revisó el efecto vertical en ambos sentidos. Luego se usó los resultados para armar una envolvente que toma los valores más críticos de esfuerzos y movimientos, para el diseño.

### 3.9 Definición de la fuente de masa

Se definió la fuente de masa seleccionando los patrones de carga que aportan masa al modelo y asignando sus factores de aporte  $SCP = 1$  y  $PP = 1$  incluyendo la masa lateral y concentrándola por niveles para el análisis sísmico.

**Figura 43**  
*Fuente de Masa*



### 3.10 Aplicación de cargas

#### 3.10.1 Carga viva

Siguiendo la Norma Ecuatoriana de la Construcción (MIDUVI, 2015), apartado 4.2 sobre "Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas  $L_0$  y concentradas  $P_0$ ", las cargas vivas se calculan según el uso o función de cada piso de la estructura.

La ocupación de planta baja y primera planta alta son destinadas para residencias unifamiliares, mientras la terraza se clasifica como cubierta inaccesible,

En cumplimiento de la Tabla 9 de (MIDUVI, 2015) se adoptan los siguientes valores de sobrecarga viva mínima:

- Losa 1:  $2.0 \text{ kN/m}^2$
- Losa 2:  $2.0 \text{ kN/m}^2$
- Cubierta:  $0.7 \text{ kN/m}^2$

### 3.10.2 Sobrecarga de acabados

En las tablas 1, 2 y 3 se muestra el cálculo de sobrecarga de acabados, donde se cuantificaron los aportes de mampostería y acabados para losas 1–2 y cubierta, obteniendo la carga equivalente para cada losa, considerando los elementos existentes de cada una.

**Tabla 1**

*Sobrecarga de acabados de la Losa 1*

LOSA 1	
ELEMENTO	CARGA kN/m <sup>2</sup>
ENLUCIDO Y MASILLADO	0,86
RECUBRIMIENTOS DE PISO	0,43
MAMPOSTERÍA	1,96
INS. ELÉCTRICAS (ESTIMADO)	0,1
INS. SANITARIAS	0,15
<b>TOTAL</b>	<b>3,5</b>

**Tabla 2**

*Sobrecarga de acabados de la Losa 2*

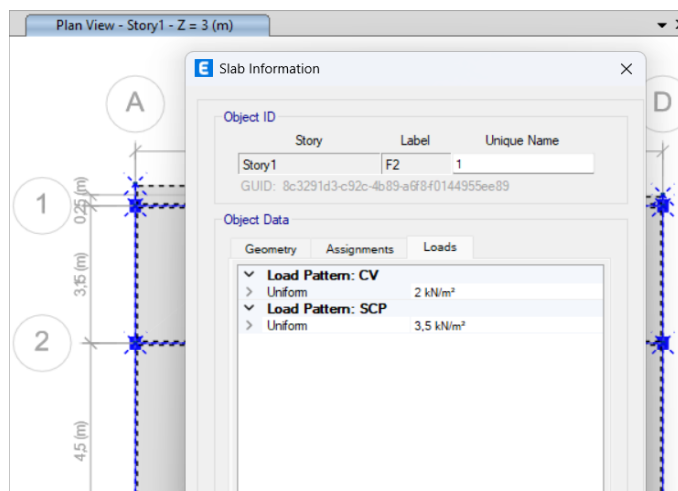
LOSA 2	
ELEMENTO	CARGA kN/m <sup>2</sup>
ENLUCIDO Y MASILLADO	0,86
MAMPOSTERÍA	0,7
INS. ELÉCTRICAS (ESTIMADO)	0,1
INS. SANITARIAS	0,15
<b>TOTAL</b>	<b>1,81</b>

**Tabla 3**

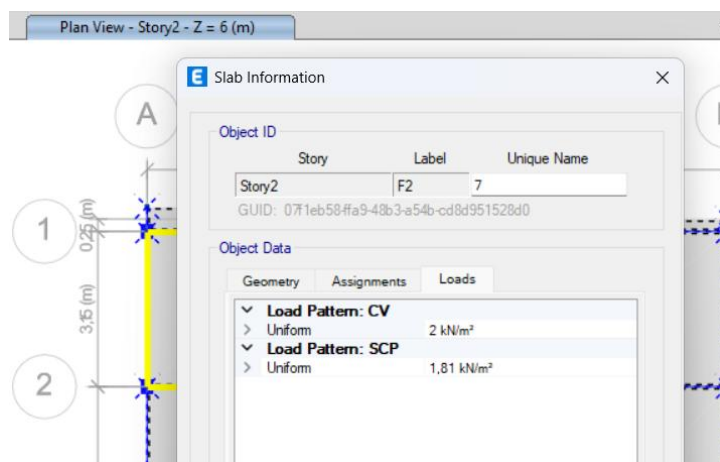
*Sobrecarga de acabados de la Cubierta*

LOSA DE CUBIERTA	
ELEMENTO	CARGA kN/m <sup>2</sup>
ENLUCIDO Y MASILLADO	0,86
INS. ELÉCTRICAS (ESTIMADO)	0,1
INS. SANITARIAS	0,15
<b>TOTAL</b>	<b>1,11</b>

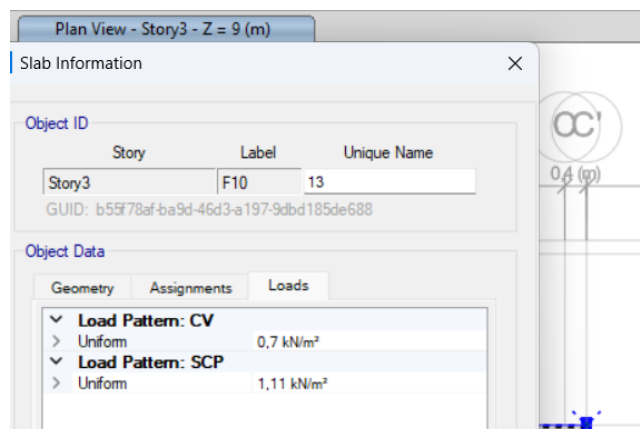
**Figura 44**  
*Aplicación de carga viva y sobrecarga en la losa 1*



**Figura 45**  
*Aplicación de carga viva y sobrecarga en la losa 2*



**Figura 46**  
*Aplicación de carga viva y sobrecarga en cubierta*



### 3.11 Cálculo de coeficiente y cortante basal NEC 2015

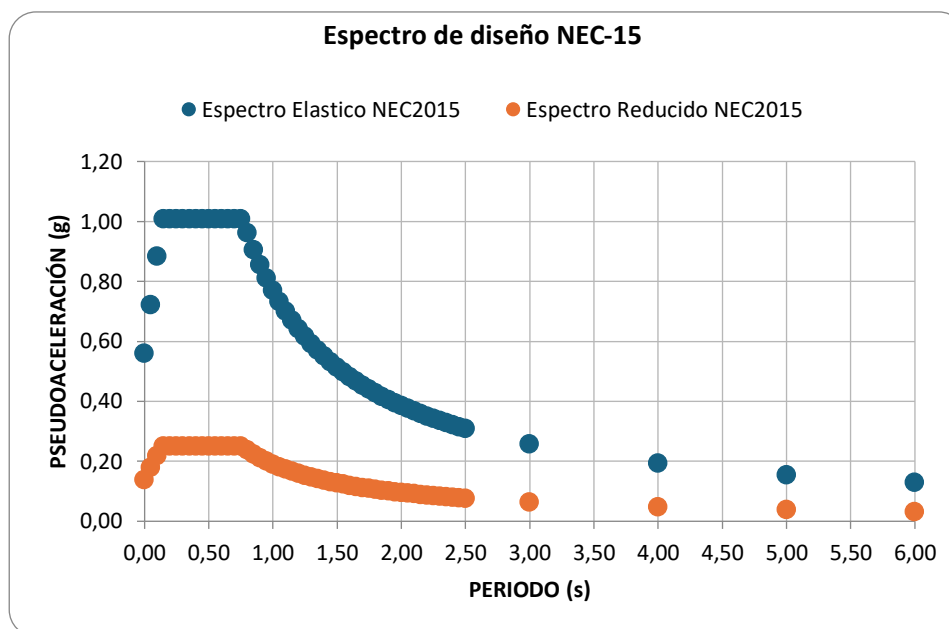
Hoja de cálculo para el cálculo normativo del coeficiente sísmico y del corte basal conforme a (MIDUVI, 2015).

**Tabla 4**  
*Coeficientes y corte basal. NEC 2015*

CALCULO DE COEFICIENTES Y CORTE BASAL NEC 2015	
Factor de importancia	I= 1,000
Categoría Sísmica	Zona Sísmica= VI
Valor de factor Z	Z= 0,500
Perfil del Suelo	Suelo Tipo= D
Coef. Amplificación del suelo en la zona de periodo corto	Fa= 1,120
Coef. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	Fd= 1,110
Comportamiento no lineal de los suelos	Fs= 1,400
Factor usado en el espectro de diseño elástico	r= 1,000
relación de amplificación espectral	$\eta$ = 1,800
Altura de la edificación en metros	hn= 7,640
Tipo Estructura	Pórticos Espaciales de H.A. sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores
Coeficiente que depende del tipo de edificio	Ct= 0,055
	$\alpha$ = 0,900
Periodo de Vibración Método 1	Ta CODIGO= 0,343
Periodo de Vibración Método 2	1.3 * Ta Código 0,446
Periodo Límite de Vibración	To= 0,139
Periodo de Vibración	Ta= 0,343
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	Tc= 0,763
Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T	k= 1,000
Aceleración Espectral	Sa(Ta)= 1,008
Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural	R= 5
Irregularidad en planta	$\Phi$ P= 0,900
Irregularidad en elevación	$\Phi$ E= 0,900
	C= 0,249

En la Figura 47 se presenta el espectro elástico y el espectro reducido según la NEC 2015.

**Figura 47**  
*Espectro de diseño NEC 15*



## CAPÍTULO IV

### 4 Análisis estático

#### 4.1 Desplazamientos estáticos

Las deformaciones en condición estática se analizaron bajo la acción de cargas gravitacionales muertas y vivas, con el propósito de comprobar que los desplazamientos verticales y laterales permanezcan dentro de los valores permisibles establecidos por la NEC-SE-CG y la NEC-SE-DS, asegurando un desempeño estructural adecuado en estado de servicio.

Figura 48

Deformación máxima en la dirección SX

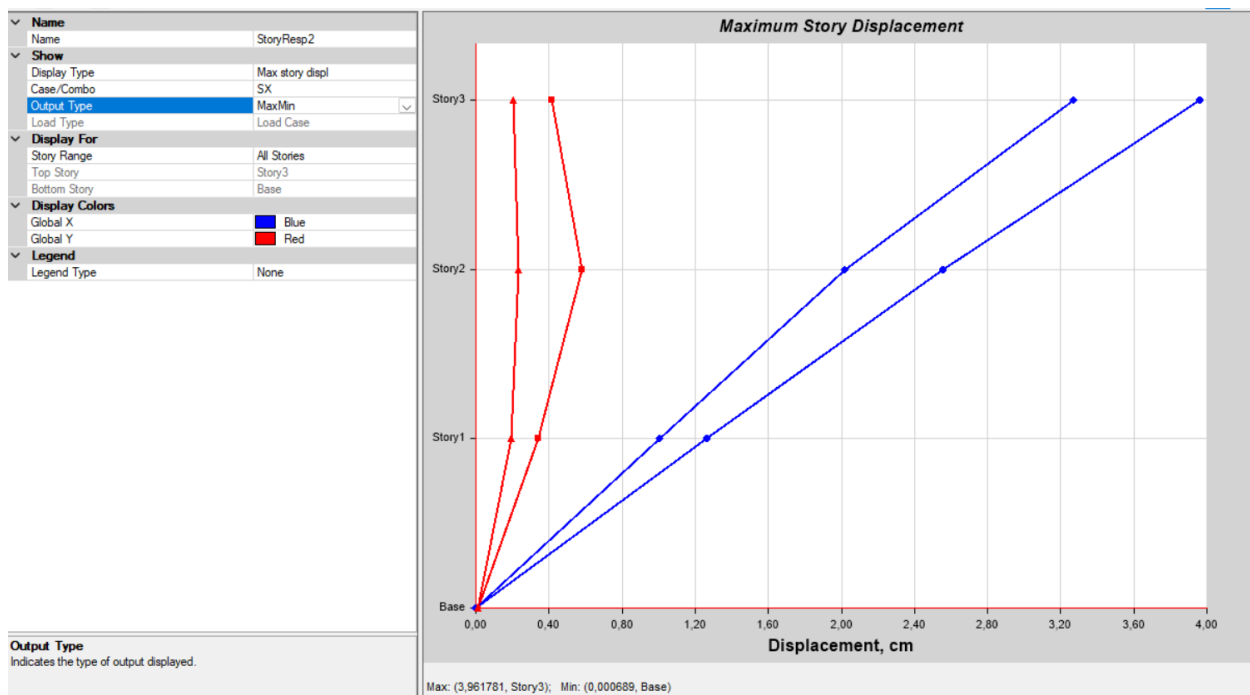
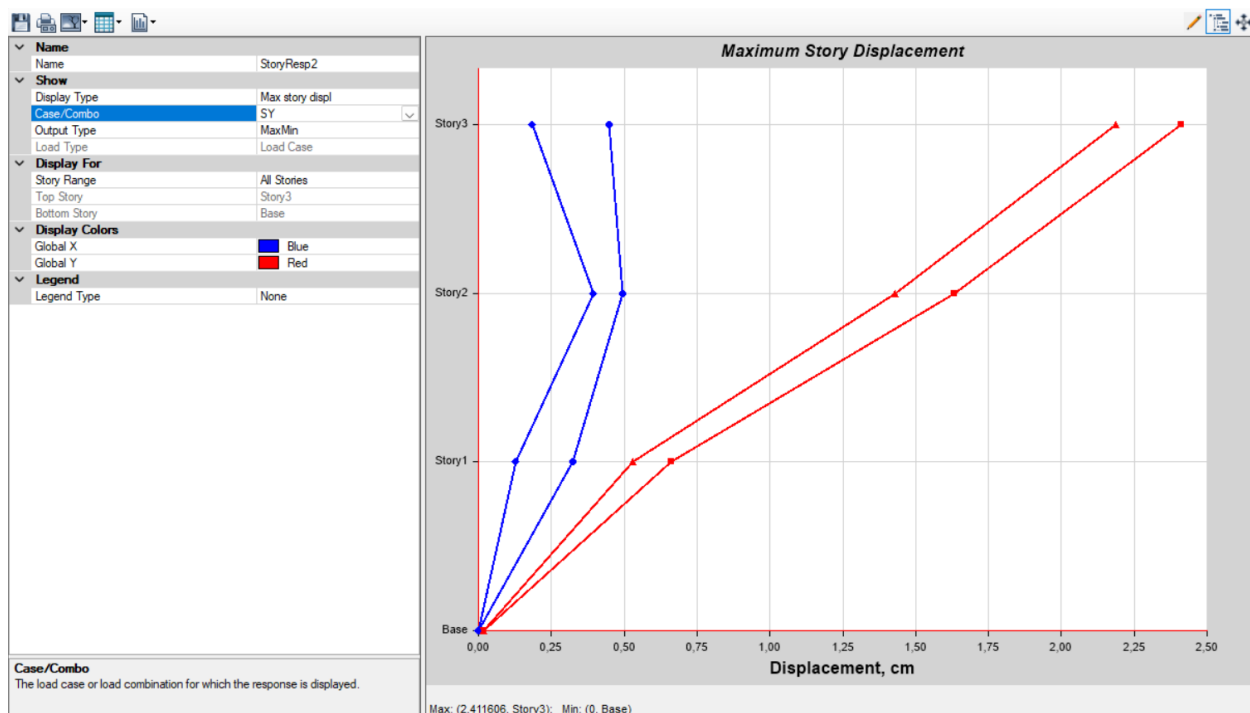


Figura 49

Deformación máxima en la dirección SY



### 4.1.1 Deformadas estáticas

**Tabla 5**

*Tabla de los desplazamientos máximos en dirección SX y SY*

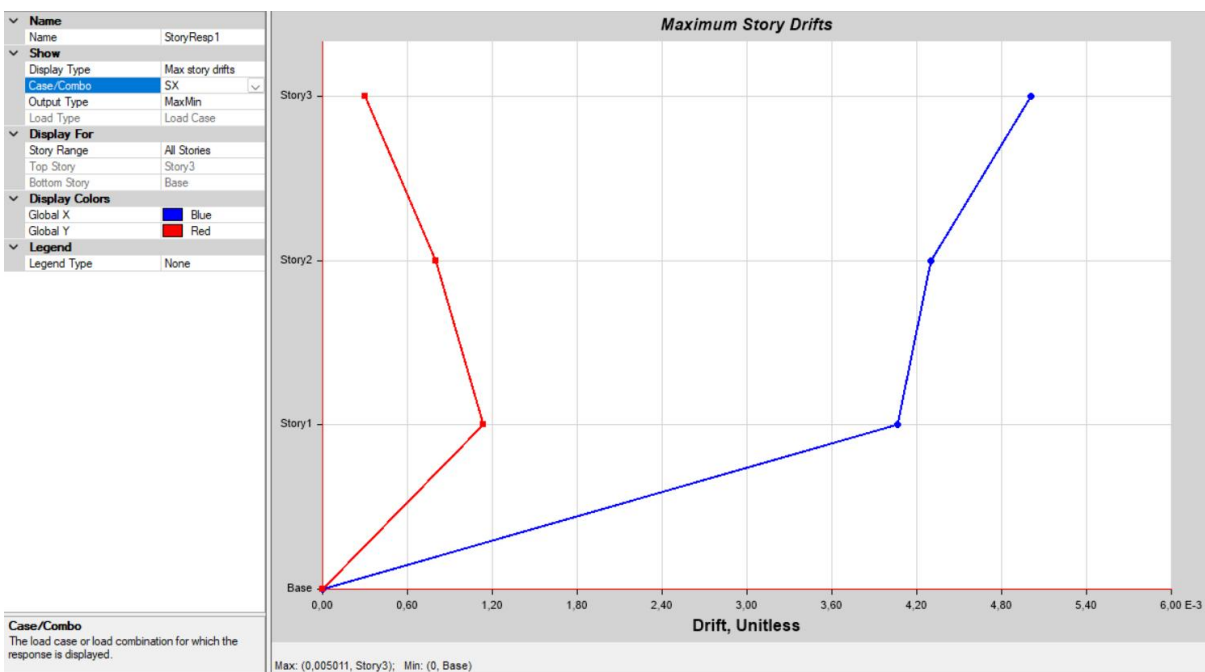
Desplazamiento máx. (cm)	
SX	3,96
SY	2,41

### 4.2 Derivas estáticas inelásticas

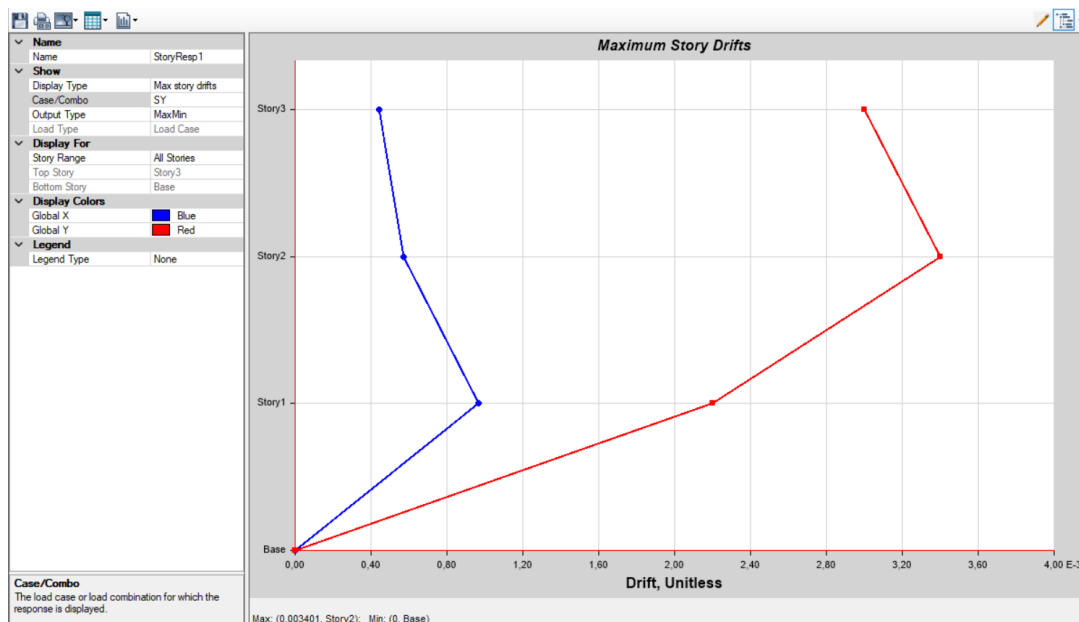
Una vez definido el espectro de diseño y aplicados en ETABS los casos sísmicos SX y SY, se determinaron las derivas inelásticas por cada nivel. Con estos resultados se analiza la respuesta lateral de la edificación y se verifica su cumplimiento con los límites de la NEC-SE-DS.

**Figura 50**

*Deriva máxima en la dirección SX*



**Figura 51**  
Deriva máxima en la dirección SY



#### 4.2.1 Derivas elásticas máximas

**Tabla 6**  
Derivas elásticas máximas en dirección SX y SY

Derivas Elásticas Ae (%)	
SX	0,5011
SY	0,3401

#### 4.2.2 Verificación de Derivas según la NEC

La verificación de derivas se realizó a partir de las derivas elásticas obtenidas del análisis, las cuales fueron amplificadas para obtener las derivas inelásticas mediante la expresión:

$$A = Ae \cdot 0.75 \cdot R \quad \text{donde } R=4,05$$

**Tabla 7**  
Derivas elásticas e inelásticas

	Derivas Elásticas Ae (%)	Derivas Inelásticas A (%)
SX	0,5011	1,52
SY	0,3401	1,03

Según el (MIDUVI , 2015), en la NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, en el apartado 4.2.2 sobre límites admisibles de deriva entre pisos, para edificaciones de hormigón armado la deriva máxima no debe exceder el 2% de la altura del entrepiso ( $\Delta M=0.02$ )

En consecuencia, los valores de deriva obtenidos (1,52 y 1,03) se mantienen dentro del rango permitido y, por tanto, satisfacen lo establecido por la normativa.

## **5 Análisis Dinámico**

### **5.1 Desplazamientos dinámicos**

Las deformaciones dinámicas se analizaron a partir de la respuesta sísmica de la edificación, modelada mediante el espectro de diseño e incorporada en ETABS a través de los casos SHX y SHY. Con ello se verificó que los desplazamientos horizontales permanezcan dentro de los límites permitidos por la NEC-SE-CG y la NEC-SE-DS, asegurando un desempeño estructural apropiado bajo acciones sísmicas.

Figura 52

Deformación máxima en la dirección SHX

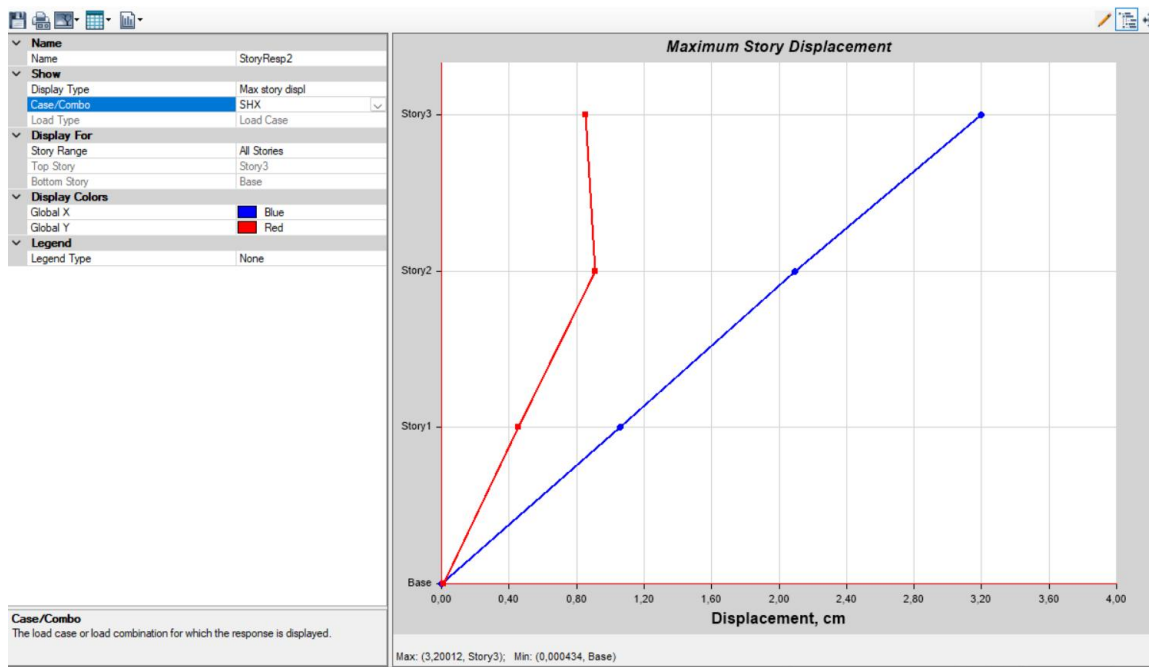
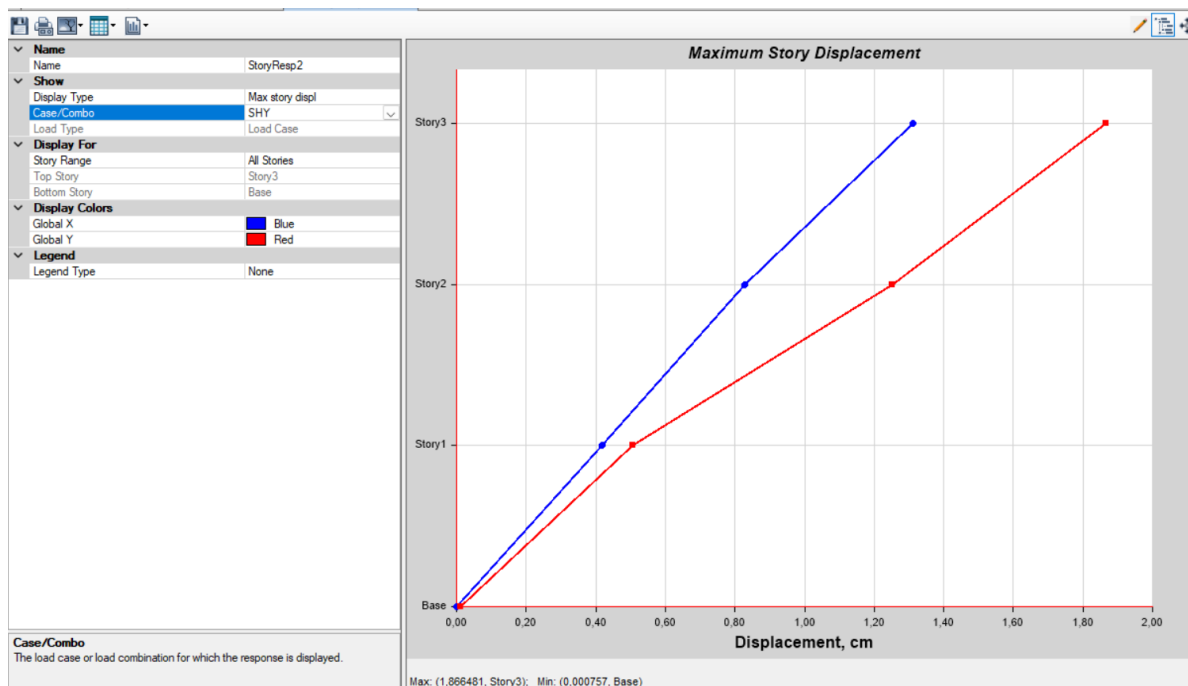


Figura 53

Deformación máxima en la dirección SHY



### 5.1.1 Deformadas dinámicas máximas

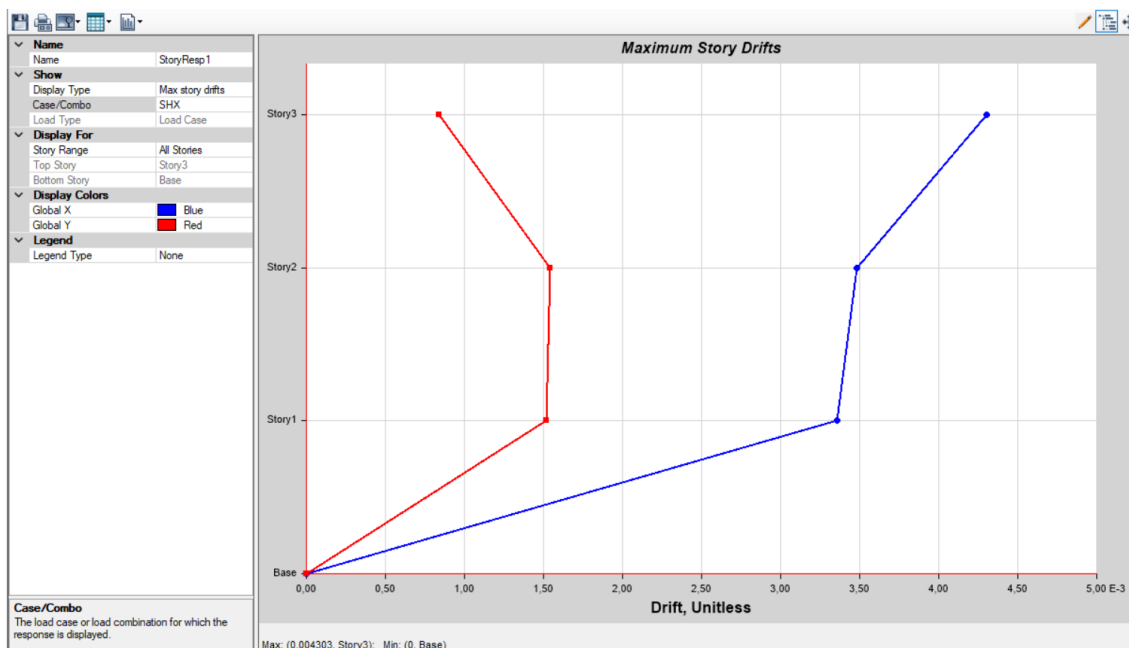
**Tabla 8**  
*Deformadas dinámicas*

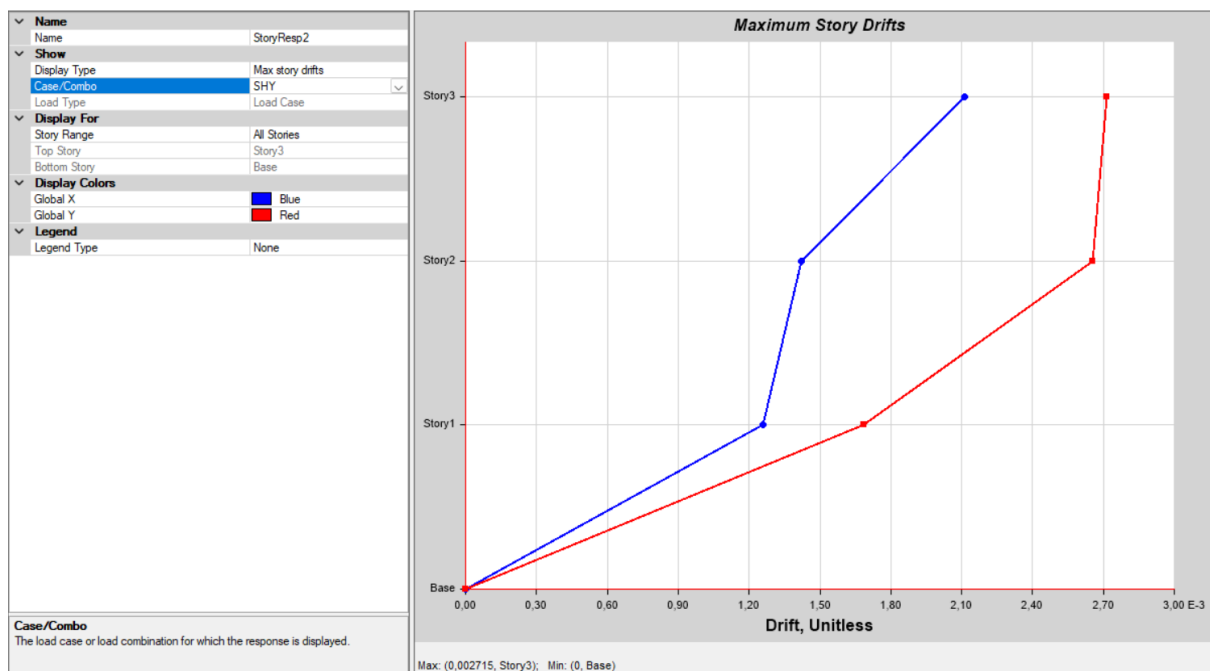
Desplazamiento máx. (cm)	
SHX	3,20
SHY	1,86

## 5.2 Derivadas dinámicas inelásticas

Con el espectro de diseño ya establecido y los casos sísmicos SHX y SHY aplicados, se determinaron las derivas inelásticas por nivel a partir del análisis dinámico modal–espectral. Estos valores permiten valorar la respuesta lateral de la estructura ante la acción sísmica y comprobar su cumplimiento con los límites definidos en la NEC-SE-DS.

**Figura 54**  
*Deriva máxima en la dirección SHX*



**Figura 55***Deriva máxima en la dirección SHY*

### 5.2.1 Derivas máximas

**Tabla 9***Derivas máximas en dirección SHX y SHY*

Derivas Elásticas Ae (%)	
SHX	0,4303
SHY	0,2715

### 5.2.2 Verificación de Derivas según la NEC

Se realiza la misma verificación de derivas a partir de las derivas elásticas obtenidas del análisis, las cuales fueron amplificadas para obtener las derivas inelásticas mediante la expresión:

$$A = Ae \cdot 0.75 \cdot R \quad \text{donde } R=4,05$$

**Tabla 10**

Derivas elásticas e inelásticas

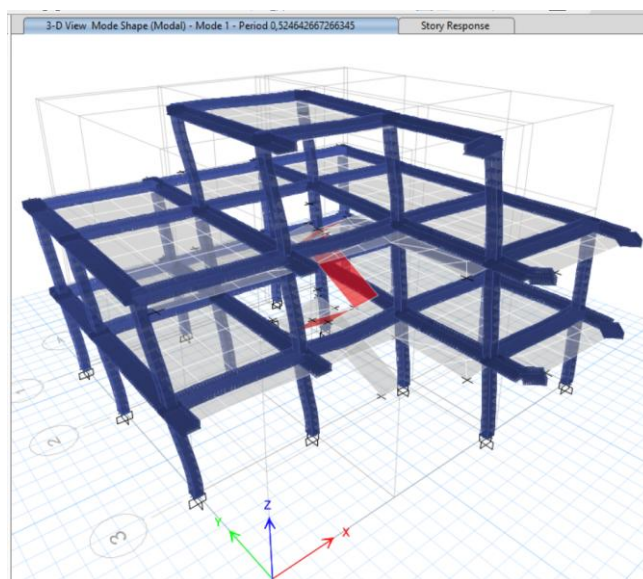
	Derivas Elásticas Ae (%)	Derivas Inelásticas A (%)
SHX	0,4303	1,31
SHY	0,2715	0,82

Como se mencionó anteriormente, la deriva máxima no puede exceder el 2% de la altura del entrepiso, por ende, los valores de deriva obtenidos (1,31 y 0,82) se mantienen dentro del rango permitido y, por tanto, satisfacen lo establecido por la normativa.

### 5.3 Verificación del Periodo con el Método 1

En la Figura 56 se muestra el período fundamental de la edificación.

**Figura 56**  
*Periodo Modo 1 de la Edificación*



Periodo fundamental de la edificación: 0.52s

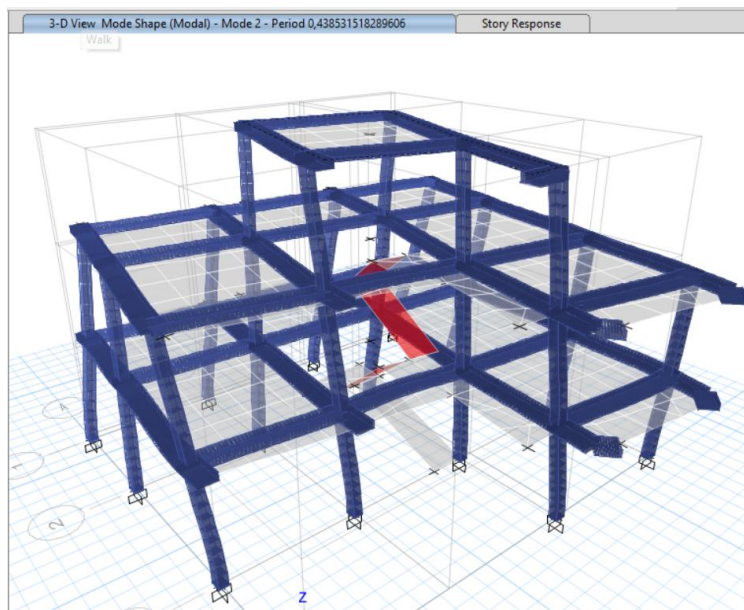
*Tabla 11. Periodo de Vibración Método 1*

Periodo de Vibración	
Periodo de Vibración Método 1	Ta CODIGO= 0,343
Periodo de Vibración Método 2	1.3 * Ta Código 0,446
Periodo Límite de Vibración	To= 0,139
Periodo de Vibración	Ta= 0,343
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	Tc= 0,763

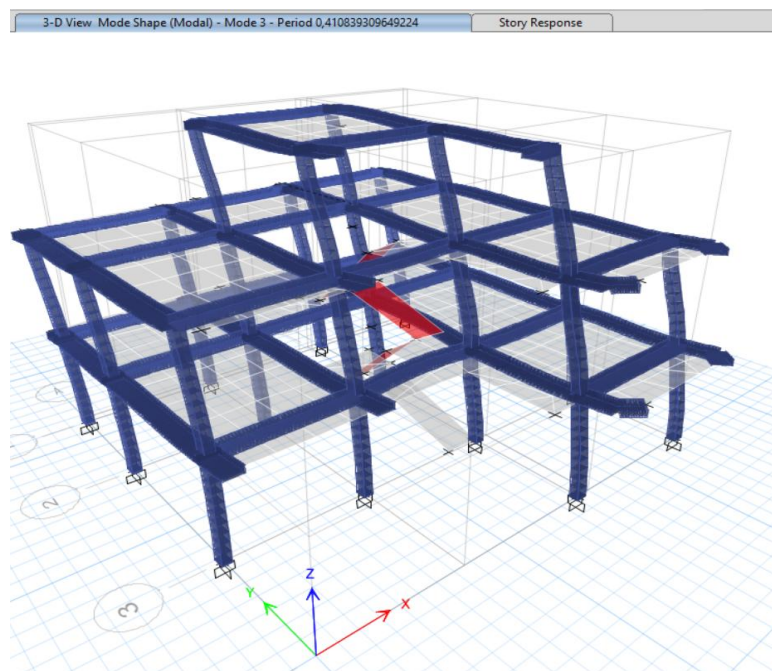
El período fundamental obtenido del análisis modal 0.52s resulta mayor que el período aproximado de la NEC ( $Ta=0.343s$ ), y no se encuentra dentro del límite máximo (0.446s). Lo que

indica que la edificación modelada está resultando más flexible de lo que la NEC considera razonable.

**Figura 57**  
*Periodo Modo 2 de la Edificación (0,44s)*



**Figura 58**  
*Periodo Modo 3 de la Edificación (0,41s)*



## 5.4 Modos de vibración

En la Tabla 12 se muestran los modos, periodos y frecuencias de la edificación, mientras que en la tabla 13 se muestra, que, son necesarios 9 modos para capturar el 90% de la masa efectiva en cada dirección.

**Tabla 12**  
*Modos, periodos y frecuencias de la edificación*

Case	Mode	Period (s)	Frecuencia (Hz)
Modal	1	0,525	1,905
Modal	2	0,439	2,278
Modal	3	0,411	2,433
Modal	4	0,283	3,534
Modal	5	0,216	4,630
Modal	6	0,204	4,902
Modal	7	0,165	6,061
Modal	8	0,147	6,803
Modal	9	0,14	7,143
Modal	10	0,01	100,000
Modal	11	0,002	500,000
Modal	12	0,0003126	3198,976

**Tabla 13**  
*Participación modal. Movimiento dinámico global*

Case	Mode	Period (s)	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0,525	0,0436	0,0097	0,2054	0,0436
Modal	2	0,439	0,8219	0,0316	0,2054	0,8655
Modal	3	0,411	0,0245	0,3206	0,2354	0,89
Modal	4	0,283	0,0024	0,3306	0,5624	0,8924
Modal	5	0,216	0,0248	0,3949	0,563	0,9172
Modal	6	0,204	0,0036	0,6526	0,5635	0,9209
Modal	7	0,165	0,000005738	0,6535	0,9847	0,9209
Modal	8	0,147	0,0633	0,708	0,9889	0,9842
Modal	9	0,14	0,0153	0,9901	0,99	0,9995
Modal	10	0,01	0,000001967	1	0,99	0,9995
Modal	11	0,002	0,0005	1	1	1
Modal	12	0,0003126	0	1	1	1

## 5.5 Verificación y ajuste del cortante basal del análisis dinámico modal–espectral

La NEC-SE-DS, en el numeral 6.2.2(b), indica que cuando se emplean métodos dinámicos, el cortante total en el base obtenido del análisis dinámico no puede resultar inferior a una fracción del cortante basal calculado mediante el método estático equivalente. Para edificaciones irregulares, el valor mínimo aceptable corresponde al 85% del cortante estático.

Por ello, en cada dirección principal se comprueba:

$$\frac{V_{din}}{V_{est}} \geq 0.85$$

$V_{din}$ : cortante basal proveniente del análisis espectral.

$V_{est}$ : cortante basal calculado por el método estático equivalente.

### 5.5.1 Obtención de $V_{din}$ y $V_{est}$ desde ETABS (Base Reactions)

Los valores de cortante basal se toman directamente desde la tabla Base Reactions de ETABS, usando los componentes globales:

- Dirección X:  $V_{est, x} = FX(Sx)$  y  $V_{din, x} = FX(EspX)$
- Dirección Y:  $V_{est, y} = FY(Sy)$  y  $V_{din, y} = FY(EspY)$

### 5.5.2 Verificación inicial

Con los resultados iniciales del análisis espectral, se evalúa el cociente  $\frac{V_{din}}{V_{est}}$  por dirección:

$$\text{Dirección X: } \frac{V_{din,x}}{V_{est,x}} = \frac{|FX(SHX)|}{|FX(SHX)|}$$

$$\text{Dirección Y: } \frac{V_{din,y}}{V_{est,y}} = \frac{|FX(SHY)|}{|FX(SHY)|}$$

**Figura 59**  
Valores de Factores para el cortante basal.

	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
	Live	LinStatic			0	0	47,3035	278,7807	-305,1504	0
	PP	LinStatic			0	0	126,326	745,868	-810,5117	0
	SCP	LinStatic			0	0	63,2278	372,1908	-407,6275	0
	SX	LinStatic	Step By Step	1	-45,6743	0	0	-2,262E-06	-248,6349	264,7421
	SX	LinStatic	Step By Step	2	-45,6743	0	0	-1,354E-06	-248,6349	292,4926
	SX	LinStatic	Step By Step	3	-45,6743	6,166E-07	0	-3,171E-06	-248,6349	236,9917
	SY	LinStatic	Step By Step	1	0	-45,6743	0	248,6348	-1,969E-06	-291,6503
	SY	LinStatic	Step By Step	2	0	-45,6743	0	248,6348	-1,695E-06	-315,9474
	SY	LinStatic	Step By Step	3	0	-45,6743	0	248,6348	-2,243E-06	-267,3533
	SXPUSH	LinStatic			0	0	0	0	0	0
	SYPUSH	LinStatic			0	0	0	0	0	0
	SHX	LinRespSpec	Max		35,3187	11,6074	0	63,7088	191,8856	164,0233
	SHY	LinRespSpec	Max		11,6074	32,6706	0	182,827	66,2284	278,7716
	SH	LinRespSpec	Max		37,1771	34,6713	0	193,6092	202,9934	325,0399
	Comb1	Combination	Max		-45,6743	5,89E-07	96,153	566,0956	-868,5813	292,4926

Con los resultados mostrados en la Figura 60 se puede mostrar, que, la edificación presenta una respuesta sísmica desequilibrada, con una participación torsional significativa que influye de manera directa en su comportamiento global.

**Figura 60**  
Comprobación de cortante sísmico

COMPROBACIÓN DEL CORTANTE SÍSMICO				
TIPO DE ESTRUCTURA	Estructura irregular			
Vdin =	Cortante dinámico			
Vest =	Cortante estático			
CARGA/	COMBO	FX (ton)	FY (ton)	FZ (ton)
Sismo X		-45,67	0	0
Sismo Y		0	-45,67	0
Espectro X Max		35,32	11,61	0
Espectro Y Max		11,61	32,67	0
Load Case/Comb	FX tonf	FY tonf		
SX	-45,6743	6,17E-07		
SY	0	-45,6743		
ESPECX Max	35,3187	11,6074		
ESPECY Max	11,6074	32,6706		
Vdin	≥	85%		
Vest				
Sentido X	$\frac{35,32}{45,67}$	=	77%	rediseñar
Sentido Y	$\frac{32,67}{45,67}$	=	72%	rediseñar
El cortante basal obtenido por el método dinámico es mayor al 85% del obtenido por el método estático				

## 5.6 Cálculo del factor de calibración del análisis espectral

Dado que en sentido X e Y del análisis espectral no cumple el umbral mínimo, se aplica un escalamiento para que el cortante dinámico alcance al menos el 85% del cortante estático, conforme al requisito de ajuste del cortante basal indicado por la NEC. El factor de calibración se obtiene de:

Para la dirección X

$$F_x = \frac{0,85V_{est,x}}{V_{din,x}}$$

Sustituyendo los valores iniciales

$$F_x = \frac{0,85*45,67}{35,32} = 1,0992238$$

Para la dirección Y

$$F_y = \frac{0,85V_{est,y}}{V_{din,y}}$$

Sustituyendo los valores iniciales

$$F_y = \frac{0,85*45,67}{32,67} = 1,1883208$$

Por ende, se implementó en el modelo ETABS:

Caso: SHX

**Scale Factor:**  $9,8067*1,099 = 10,7776$

Caso: SHY

**Scale Factor:**  $9,8067*1,188 = 11,6504$

**Figura 61**  
Cambio del Factor en SHX

Load Case Data

**General**

Load Case Name: SHX Design...

Load Case Type: Response Spectrum Notes...

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	NEC INELASTICO	9,8067*1,099

+ Add - Delete  Advanced

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0,05 Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms Modify/Show...

OK Cancel

**Figura 62**  
Cambio del Factor en SHY

Load Case Data

**General**

Load Case Name: SHY Design...

Load Case Type: Response Spectrum Notes...

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	NEC INELASTICO	9,8067*1,188

+ Add - Delete  Advanced

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0,05 Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: 0,05 for All Diaphragms Modify/Show...

OK Cancel

### 5.7 Verificación y evidencia de calibración del cortante basal espectral

Una vez aplicado el factor de calibración al caso espectral en la dirección X e Y (SHX y SHY), se actualizaron los resultados del análisis, se presenta la tabla Base Reactions con los valores finales obtenidos luego de la calibración. De esta tabla se extraen los cortantes basales dinámicos del espectro.

Con los valores finales extraídos desde ETABS, se repite la verificación del cociente:

$$V_{din}/V_{est} \geq 0.85$$

En la Figura 63 se muestra que el cortante basal obtenido por el método dinámico es mayor al 85% del obtenido por el método estático. Por lo tanto, el análisis espectral calibrado cumple el criterio mínimo de la NEC-SE-DS para la comparación entre el cortante basal dinámico y el estático equivalente.

**Figura 63**

*Comprobación de cortante sísmico con calibración*

COMPROBACIÓN DEL CORTANTE SÍSMICO				
TIPO DE ESTRUCTURA		Estructura irregular		
Vdin =	Cortante dinámico			
Vest =	Cortante estático			
CARGA/	COMBO	FX (ton)	FY (ton)	FZ (ton)
Sismo X		-45,67	0	0
Sismo Y		0	-45,67	0
Espectro X Max		38,82	12,76	0
Espectro Y Max		13,79	38,81	0
	$\frac{V_{din}}{V_{est}}$	$\geq$	85%	
Sentido X	$\frac{38,82}{45,67}$	=	85%	ok
Sentido Y	$\frac{38,81}{45,67}$	=	85%	ok

## 6 Análisis de irregularidad

### 6.1 Verificación de irregularidad

El (MIDUVI, 2015), en la sección 5.2.3 “Irregularidades y coeficientes de configuración estructural”, establece los criterios para comprobar los distintos tipos de irregularidades, tanto en planta como en elevación. En esta edificación estudiada, a nivel de planta es posible verificar los coeficientes de irregularidad tipo 1 (irregularidad torsional) y tipo 2 (retrocesos excesivos en las esquinas); en cambio, los tipos 3 y 4 no aplican, debido a que la edificación no presenta discontinuidades apreciables ni ejes estructurales no paralelos.

De manera similar, en elevación se pueden evaluar el tipo 1, caso 1 (piso flexible) y el tipo 2 (distribución de masa), mientras que el tipo 1, caso 2 y el tipo 3 no son verificables, ya que la edificación no supera los tres pisos y no dispone de más de un altillo.

#### 6.1.1 Verificación de irregularidad torsional (Tipo 1) en planta

Tomando en cuenta el criterio Tipo 1 (irregularidad torsional), la verificación normativa se expresa como:

$$\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2} \quad \text{donde} \quad \phi_{pi} = 0,9$$

En la Figura 64 se evidenció un comportamiento torsional marcado sobre todo en la dirección Y, ya que en la Losa 2 y la Losa 1 la deriva máxima registrada en un extremo resulta significativamente mayor que la deriva promedio del mismo nivel, superando el límite del 20%. Esto se refleja en las relaciones de 1,539 y 1,509, respectivamente. Por contrario, en la dirección X, la distribución de derivas es más homogénea, con valores por debajo del límite en la cubierta (1,043) y la losa 1 (1,185), y con la losa 2 ubicándose prácticamente en el valor límite de 1,2.

**Figura 64**

Valores para la verificación de irregularidad torsional (SHX – Espectro en X)

	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Max Drift cm	Avg Drift cm	Ratio
	Story3	SHX	LinRespSpec	Max		X	1,2908	1,238	1,043
	Story3	SHX	LinRespSpec	Max		Y	0,2525	0,2192	1,152
	Story2	SHX	LinRespSpec	Max		X	1,0443	0,8523	1,225
	Story2	SHX	LinRespSpec	Max		Y	0,4618	0,3	1,539
	Story1	SHX	LinRespSpec	Max		X	1,0066	0,8492	1,185
▶	Story1	SHX	LinRespSpec	Max		Y	0,4551	0,3015	1,509

Así mismo, en la Figura 65 En la tabla se observa un comportamiento torsional principalmente en la dirección X, donde las relaciones de deriva máxima respecto a la deriva promedio alcanzan valores cercanos e incluso superiores al límite del 20%, destacándose Story2 ( $\approx 1,23$ ) y valores próximos al umbral en Story1 y Story3. En la dirección Y, las relaciones se mantienen por debajo del límite normativo, evidenciando una distribución de derivas más uniforme y una menor incidencia de efectos torsionales.

**Figura 65**

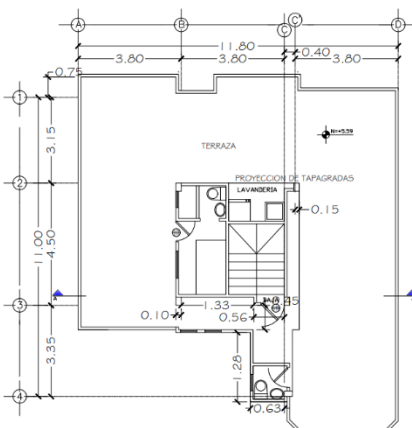
Valores para la verificación de irregularidad torsional (SHY – Espectro en Y)

	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Max Drift cm	Avg Drift cm	Ratio
	Story3	SHY	LinRespSpec	Max		X	0,6674	0,5663	1,179
	Story3	SHY	LinRespSpec	Max		Y	0,857	0,8064	1,063
	Story2	SHY	LinRespSpec	Max		X	0,4488	0,3641	1,233
	Story2	SHY	LinRespSpec	Max		Y	0,838	0,7891	1,062
	Story1	SHY	LinRespSpec	Max		X	0,397	0,3312	1,199
▶	Story1	SHY	LinRespSpec	Max		Y	0,5322	0,471	1,13

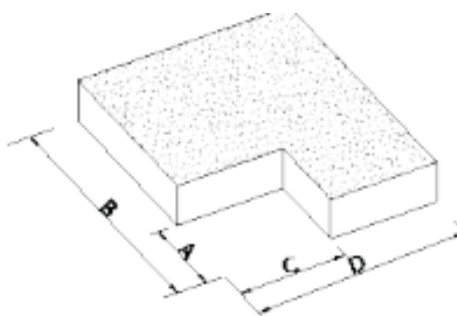
### 6.1.2 Verificación de irregularidad por Retrocesos excesivos en las esquinas (Tipo 2) en planta

El criterio Tipo 2, indica que,  $A > 0.15B$  y  $C > 0.15D$ , entonces  $\phi_{pi} = 0,9$

**Figura 66**  
Vista en planta



**Figura 67**  
Retrocesos excesivos en las esquinas (NEC,2015)



- $A=3,35\text{m}$
- $B=11\text{ m}$
- $C= 7,6\text{m}$
- $D= 11,8\text{m}$

$$A > 0,15B$$

$$3,35 > 0,15(11)$$

$$3,35 > 1,65 \text{ CUMPLE}$$

$$C > 0.15D$$

$$7,6 > 0.15(11,8)$$

$$7,6 > 1,77 \text{ CUMPLE}$$

Existe irregularidad por retroceso excesivo en las esquinas.

### 6.1.3 Verificación de irregularidad por Piso flexible (Tipo 1, caso 1) en elevación

En este criterio se afirma que la edificación se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior. Se expresa:

$$\text{Rigidez } K_C < 0.70 \text{ Rigidez } K_D \text{ donde } \phi_{Ei} = 0,9$$

**Figura 68**  
*Rigidez en Losa 1*

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Shear X tonf	Stiff X tonf/cm	Stiff Y tonf/cm
Story1	SX	LinStatic	Step By Step	1	32,89	31,9375	98,258
Story1	SX	LinStatic	Step By Step	2	32,8215	32,2712	93,1544
Story1	SX	LinStatic	Step By Step	3	32,9584	31,6119	82,5969
Story1	SY	LinStatic	Step By Step	1	12,1544	79,3028	6,0969
Story1	SY	LinStatic	Step By Step	2	12,214	74,3011	6,4942
Story1	SY	LinStatic	Step By Step	3	12,0948	85,087	5,7079

**Figura 69**  
*Rigidez en Losa 2*

	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Shear X tonf	Stiff X tonf/cm	Stiff Y tonf/cm
	Story2	SX	LinStatic	Step By Step	1	30,2282	26,9237	0
	Story2	SX	LinStatic	Step By Step	2	30,2282	25,6546	0
	Story2	SX	LinStatic	Step By Step	3	30,2282	28,5601	0
	Story2	SY	LinStatic	Step By Step	1	0	0	32,5668
	Story2	SY	LinStatic	Step By Step	2	0	0	32,6012
▶	Story2	SY	LinStatic	Step By Step	3	0	0	32,685

Tomando en cuenta que:

**LOSA 1:**

Rigidez en X= 31,61 tonf/cm

Rigidez en Y=5,71 tonf/cm

**LOSA 2:**

Rigidez en X= 26,92 tonf/cm

Rigidez en Y= 32,69 tonf/cm

la Rigidez en SX donde  $K_C = 31,61 \text{ tonf/cm}$  y  $K_D = 26,92 \text{ tonf/cm}$ .

Rigidez  $K_C < 0.70$  Rigidez  $K_D$

$31,61 > 0.70 (26,92)$

$31,61 > 18,84 \text{ tonf/cm}$ . **NO TIENE IRREGULARIDAD POR PISO FLEXIBLE.**

#### 6.1.4 Verificación de irregularidad por Distribución de masa (Tipo 2) en elevación

En este criterio se indica que, la edificación se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes

$$m_D > 1.50 m_E \text{ o } m_D > 1.50 m_C$$

$$\phi_{Ei} = 0,9$$

**Figura 70**

*Masas por piso*

Story	UX tonf-s <sup>2</sup> /cm	UY tonf-s <sup>2</sup> /cm	UZ tonf-s <sup>2</sup> /cm
Story3	0,014795	0,014795	0
Story2	0,073974	0,073974	0
Story1	0,098278	0,098278	0
Base	0,006149	0,006149	0

$$m_D > 1.50 m_E$$

$$0,098 < 1.50 (0,07397)$$

$$0,098 < 0,11 \text{ tonf-s}^2/\text{cm}$$

**NO CUMPLE IRREGULARIDAD POR DISTRIBUCIÓN DE MASA**

## **7 Análisis de la respuesta sísmica de la edificación bajo cargas de diseño.**

Con los resultados ya obtenidos, se puede decir que el período fundamental de la edificación es de  $T=0.52s$ , valor que supera el período aproximado establecido por la NEC 2015 ( $T_a=0.343s$ ) y excede el límite máximo permisible ( $0.446s$ ). Estos resultados evidenciaron que la edificación existente resulta más flexible de lo que permite la NEC 2015, lo que compromete su capacidad para resistir cargas sísmicas de manera adecuada y justifica la intervención con elementos de rigidez adicionales, como muros delgados de hormigón armado.

Por otro lado, los resultados de la respuesta sísmica dinámica muestran un comportamiento desequilibrado con participación torsional significativa, que afecta el desempeño de la edificación. En ambas direcciones (X e Y), se evidencia irregularidad torsional en planta, con derivas máximas en los extremos que superan o se aproximan al límite normativo del 20% respecto a las derivas promedio, en varios niveles.

Estos indicadores de flexibilidad excesiva e irregularidad torsional demuestran la vulnerabilidad sísmica de la edificación existente, haciendo necesaria la incorporación de muros delgados para mejorar su desempeño sismorresistente y poder cumplir con los requisitos de la NEC 2015.

## CAPÍTULO V

### 8 Aplicación de muros de reforzamiento en el modelo estructural

#### 8.1 Espesor del muro

En (ACI 318S-19, 2019), en la sección 11.3 “Límites de Diseño”, tabla 11.3.1.1, se indica que, el espesor mínimo del muro de carga tiene que ser el mayor entre 10cm o  $1/25$  de la menor entre la longitud y la altura no soportada.

$$\frac{1}{25} * 335cm = 13,4cm = 14cm$$

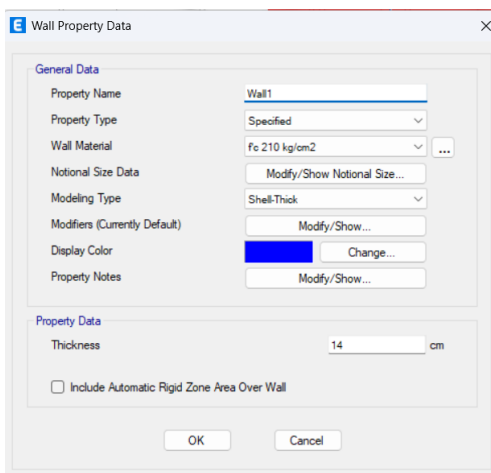
$$14cm > 10cm$$

El espesor adecuado para el muro es de 14cm según (ACI 318S-19, 2019)

#### 8.2 Propiedades del muro

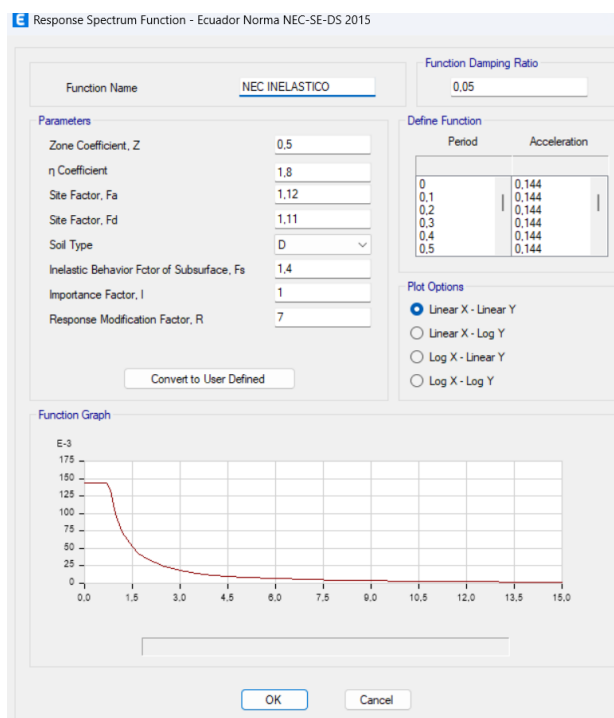
Propiedades del muro de reforzamiento, usando  $f'c=210kg/cm^2$ , Shell-Thick y espesor de 14cm.

**Figura 71**  
*Propiedades del muro*



El espectro inelástico fue modificado al reemplazar el factor de reducción de resistencia sísmica por  $R=7$ , según lo estipulado en la sección 6.3.4, literal d, de la norma (MIDUVI, 2015). Este valor corresponde a sistemas de pórticos especiales sismorresistentes de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadores.

**Figura 72.**  
*Espectro inelástico*



Tomando en cuenta los centros de masas y centros de rigidez de la Figura 73, se colocaron los muros de refuerzo.

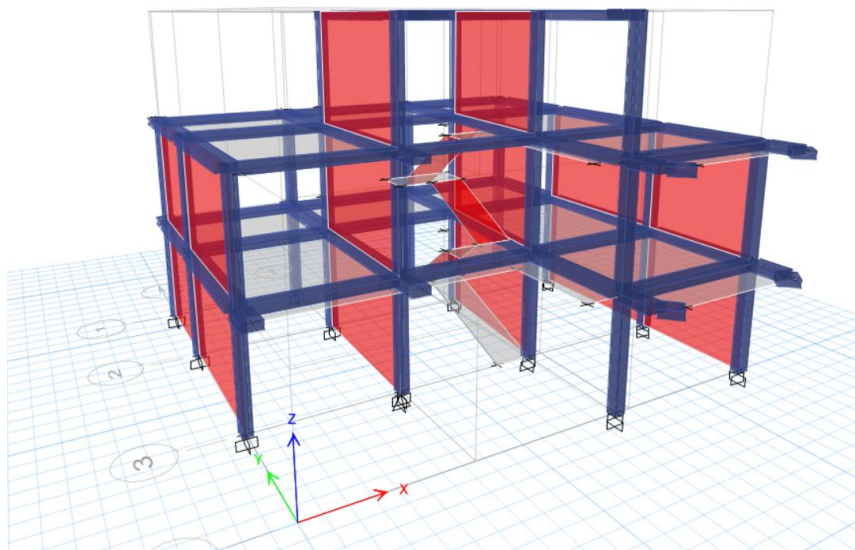
**Figura 73**  
*Centros de masa y Centros de rigidez*

Story	XCM cm	YCM cm	XCR cm	YCR cm
Story1	646,015	598,462	619,104	610,471
Story2	646,741	596,393	633,93	616,619
Story3	594,675	482,056	620,98	505,559

### 8.3 Aplicación de los muros de refuerzo en la edificación

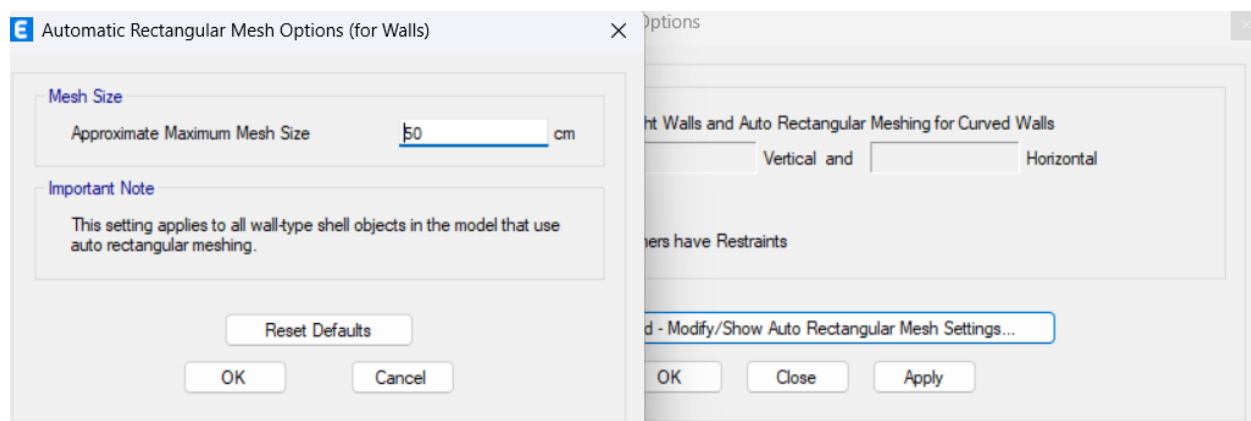
En la edificación se colocaron los muros de refuerzo integrados al sistema de pórticos.

**Figura 74**  
*Edificación con muros de refuerzo*

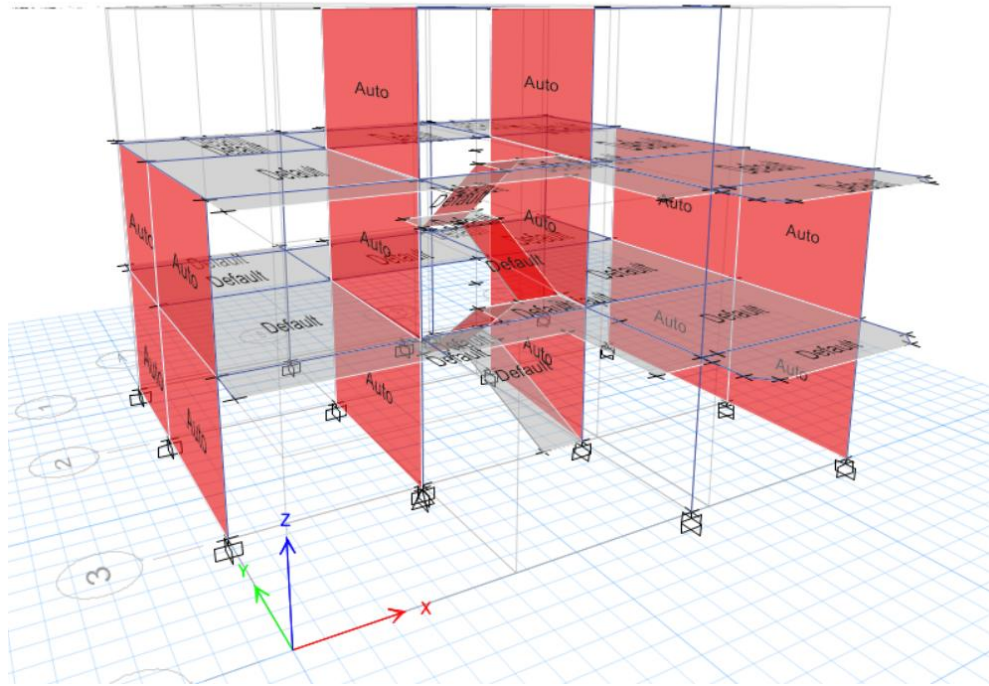


Colocación de mallado rectangular automático para muros con espaciamiento de 50cm

**Figura 75**  
*Mallado rectangular para muros*



**Figura 76**  
*Visualización de aplicación de mallado en los muros.*



## 8.4 Cálculo de coeficiente y cortante basal NEC 2015

Hoja de cálculo para el cálculo normativo del coeficiente sísmico y del corte basal conforme a (MIDUVI , 2015).

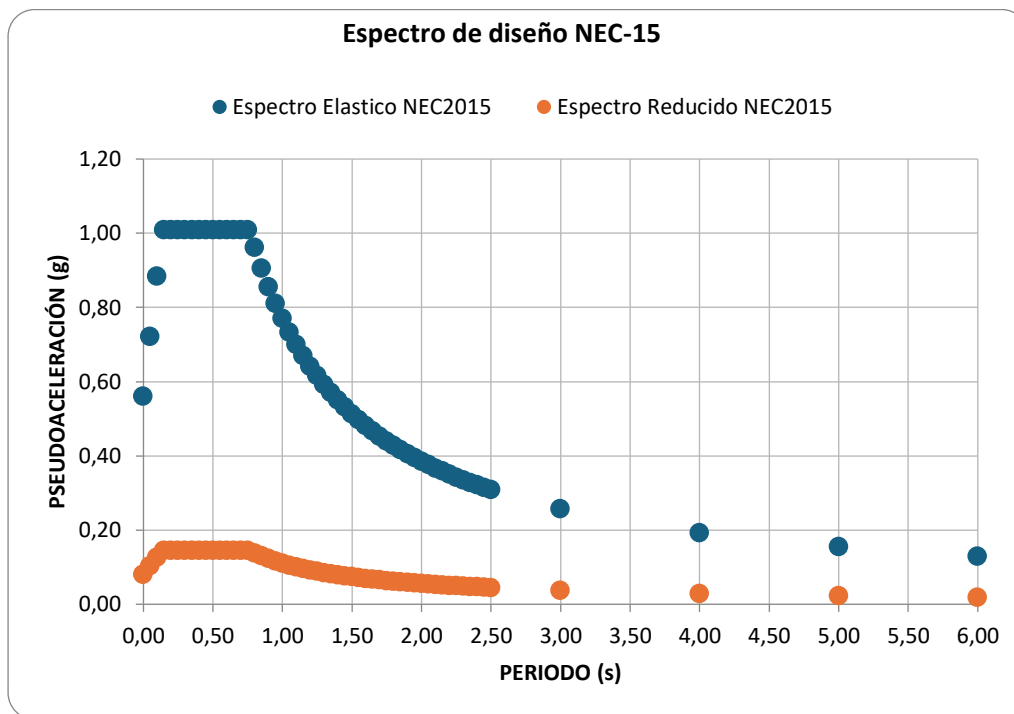
**Tabla 14**  
*Coeficientes y cortante Basal*

CALCULO DE COEFICIENTES Y CORTE BASAL NEC 2015			
Factor de importancia	I=	1,000	
Categoría Sísmica	Zona Sísmica=	VI	
Valor de factor Z	Z=	0,500	
Perfil del Suelo	Suelo Tipo=	D	
Coef. Amplificación del suelo en la zona de periodo corto	Fa=	1,120	
Coef. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	Fd=	1,110	
Comportamiento no lineal de los suelos	Fs=	1,400	
Factor usado en el espectro de diseño elástico	r=	1,000	
relación de amplificación espectral	$\eta$ =	1,800	
Altura de la edificación en metros	hn=	7,640	
	Pórticos Espaciales de H.A. sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores		
Tipo Estructura			
Coeficiente que depende del tipo de edificio	Ct=	0,055	
	$\alpha$ =	0,900	
Periodo de Vibración Método 1	Ta CODIGO=	0,343	
Periodo de Vibración Método 2	1.3 * Ta Código	0,446	
Periodo Límite de Vibración	To=	0,139	
Periodo de Vibración	Ta=	0,343	
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	Tc=	0,763	
Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T	k=	1,000	
Aceleración Espectral	Sa (Ta)=	1,008	
Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural	R=	7	
Irregularidad en planta	$\Phi P$ =	1,000	
Irregularidad en elevación	$\Phi E$ =	1,000	
	C=	0,144	

En la Figura 77 se presenta el espectro de diseño, donde se muestra el espectro elástico y

el espectro reducido, verificando cómo la demanda sísmica disminuye a medida que aumenta el período estructural y cómo se reduce para efectos de diseño.

**Figura 77**  
*Espectro de diseño*



## 9 Análisis estático con reforzamiento de muros

### 9.1 Desplazamientos estáticos

Como en el análisis estático de la edificación sin reforzamiento, se realizó el análisis de deformaciones bajo cargas gravitatorias muertas y vivas, verificando el cumplimiento de los límites de desplazamiento vertical y lateral establecidos por la normativa NEC-SE-CG y NEC-SE-DS, asegurando el adecuado comportamiento estructural en servicio.

*Figura 78. Deformación máxima en la dirección SX*

Figura 79

Deformación máxima en la dirección SX

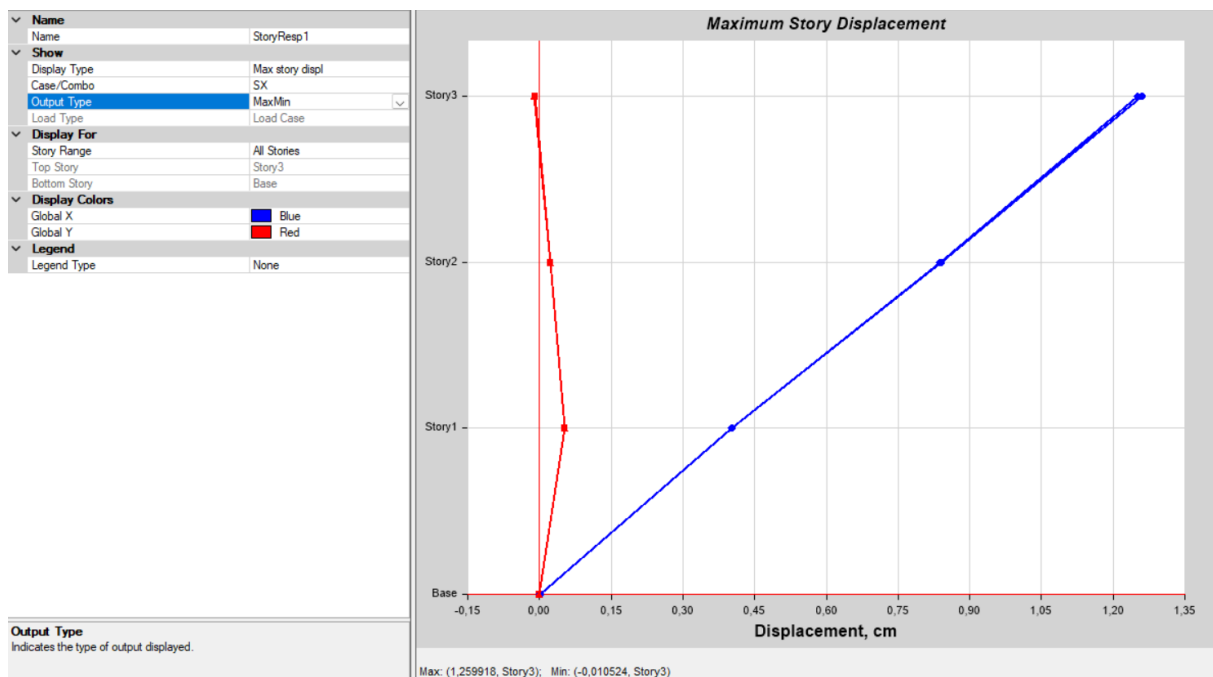
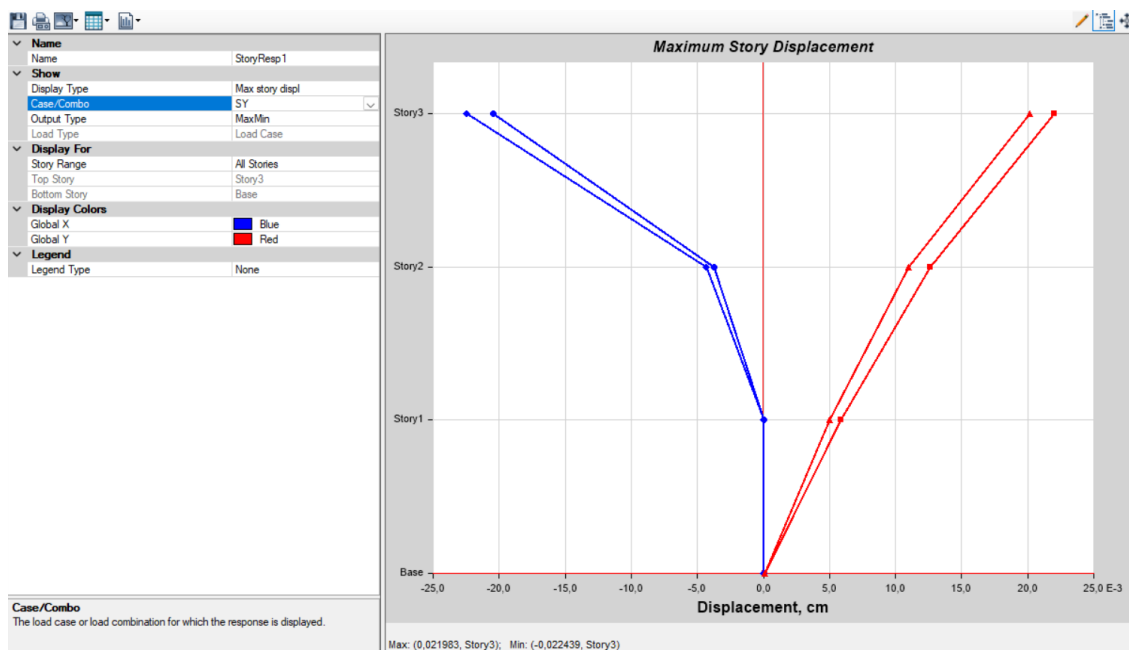


Figura 80

Deformación máxima en la dirección SY



### 9.1.1 Deformadas estáticas

**Tabla 15**

*Tabla de los desplazamientos máximos en dirección SX y SY*

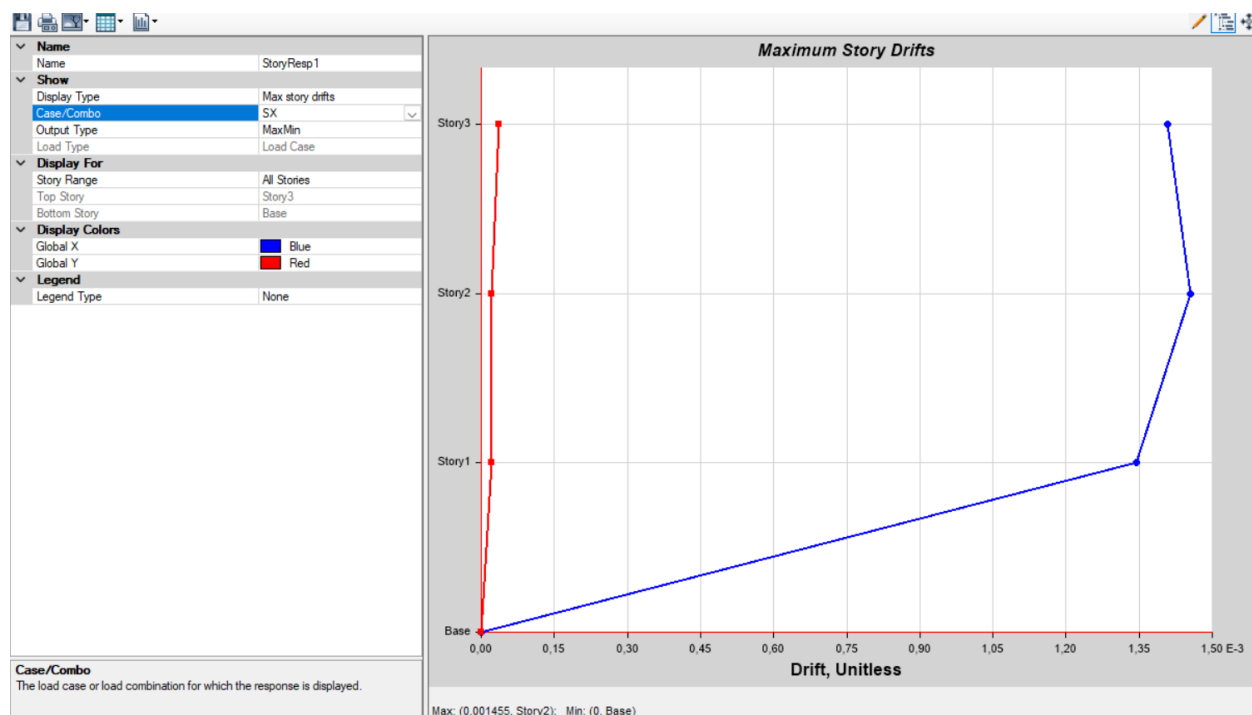
Desplazamiento máx. (cm)	
SX	1,26
SY	0,02

### 9.2 Derivas estáticas inelásticas

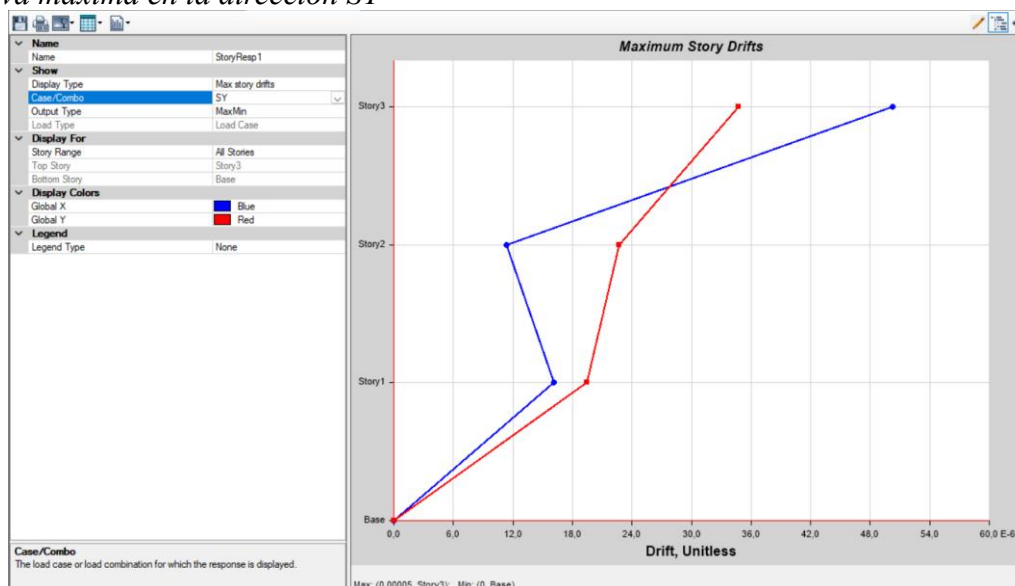
Después de configurar el espectro de diseño y ejecutar en ETABS los análisis sísmicos SX y SY, se obtuvieron las derivas inelásticas nivel por nivel. A partir de estos valores se evaluó la respuesta horizontal de la edificación, verificando su cumplimiento con las restricciones normativas de la NEC-SE-DS.

**Figura 81**

*Deriva máxima en la dirección SX*



**Figura 82**  
Deriva máxima en la dirección SY



### 9.2.1 Derivas elásticas máximas

**Tabla 16**  
Derivas elásticas máximas en dirección SX y SY

Derivas Elásticas Ae (%)	
SX	0,1455
SY	0,0050

### 9.2.2 Verificación de Derivas según la NEC

La verificación de derivas se realizó a partir de las derivas elásticas obtenidas del análisis, las cuales fueron amplificadas para obtener las derivas inelásticas mediante la expresión:

$$A = Ae \cdot 0.75 \cdot R \quad \text{donde } R=7$$

**Tabla 17**  
Derivas elásticas e inelásticas

Derivas Elásticas Ae (%)	Derivas Inelásticas A (%)	
SX	0,1455	0,76
SY	0,0050	0,03

Los valores de deriva obtenidos (0,76 y 0,03) se mantienen dentro del rango permitido y, por tanto, satisfacen lo establecido por la normativa.

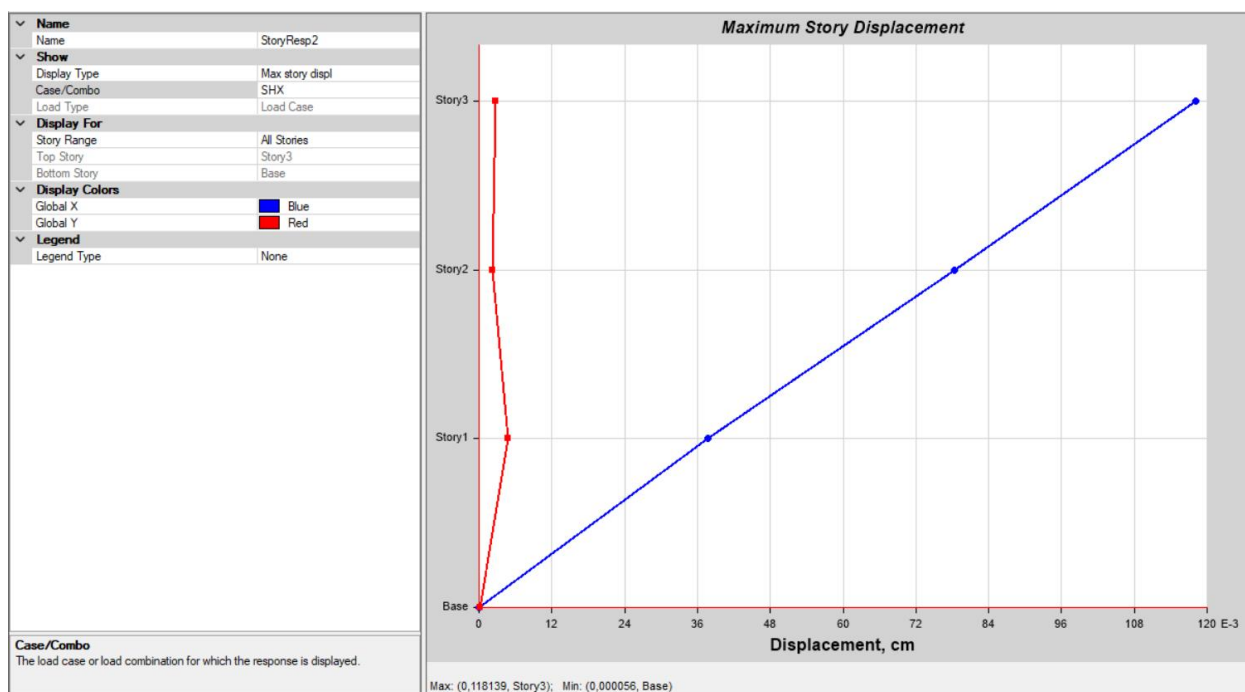
## 10 Análisis dinámico con reforzamiento de muros

### 10.1 Desplazamientos dinámicos

El análisis de deformaciones dinámicas se efectuó considerando la respuesta sísmica de la estructura, representada mediante el espectro de diseño e implementada en ETABS bajo los casos SHX y SHY. Esto permitió comprobar que los desplazamientos laterales se mantengan dentro de los rangos admisibles establecidos en la NEC-SE-CG y NEC-SE-DS, garantizando un comportamiento estructural adecuado frente a solicitaciones sísmicas.

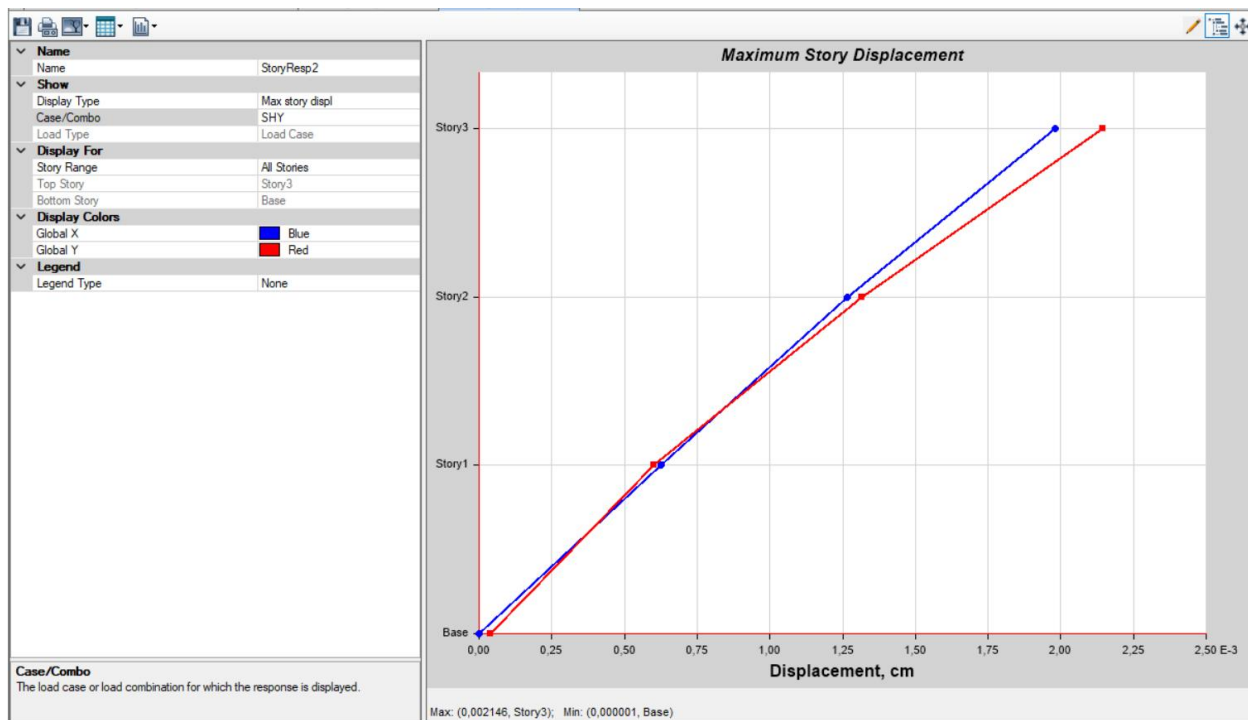
**Figura 83**

*Deformación máxima en la dirección SHX*



## Figura 84

*Deformación máxima en la dirección SHY*



### 10.1.1 Deformadas dinámicas máximas

**Tabla 18**

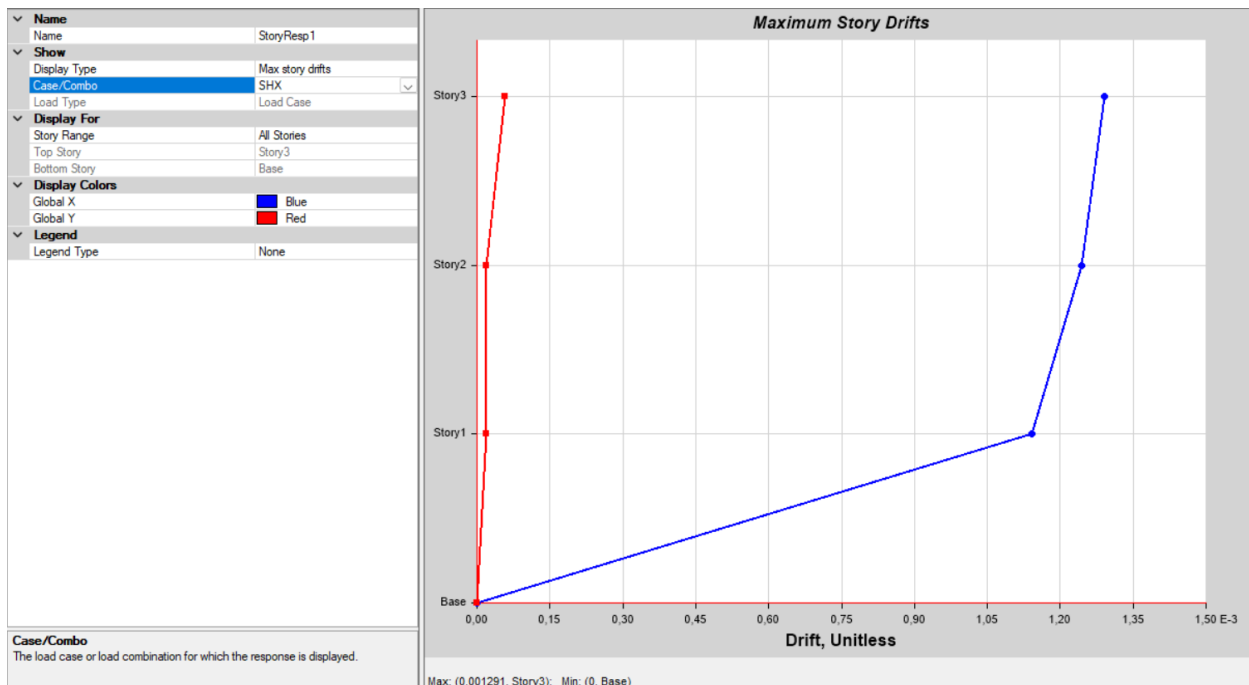
*Deformadas dinámicas*

Desplazamiento máx. (cm)	
SHX	0,12
SHY	0,002

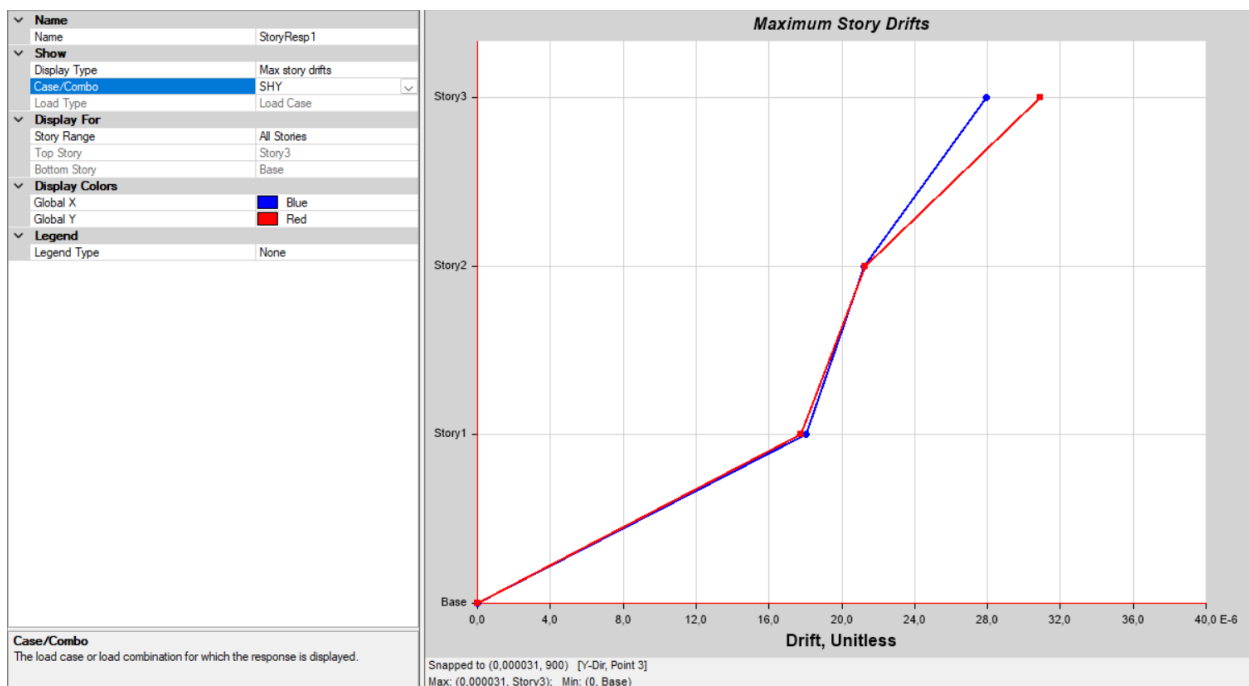
## 10.2 Derivadas dinámicas inelásticas

Con el espectro de diseño previamente configurado y los casos sísmicos direccionales SHX y SHY implementados, se determinaron las distorsiones inelásticas por cada altura mediante análisis dinámico modal–espectral. Esta información permite apreciar la respuesta ante desplazamientos laterales de la edificación durante eventos sísmicos y verificar su adherencia a los umbrales normativos de la NEC-SE-DS.

**Figura 85**  
*Deriva máxima en la dirección SHX*



**Figura 86**  
*Deriva máxima en la dirección SHY*



### 10.2.1 Derivas máximas

**Tabla 19**  
*Derivas elásticas máximas*

Derivas Elásticas Ae (%)	
SHX	0,1291
SHY	0,0031

### 10.2.2 Verificación de Derivas según la NEC

Se realiza la misma verificación de derivas a partir de las derivas elásticas obtenidas del análisis, las cuales fueron amplificadas para obtener las derivas inelásticas mediante la expresión:

$$A = Ae \cdot 0.75 \cdot R \quad \text{donde } R = 7$$

**Tabla 20**  
*Derivas elásticas e inelásticas*

	Derivas Elásticas Ae (%)	Derivas Inelásticas A (%)
SHX	0,1291	0,68
SHY	0,0031	0,02

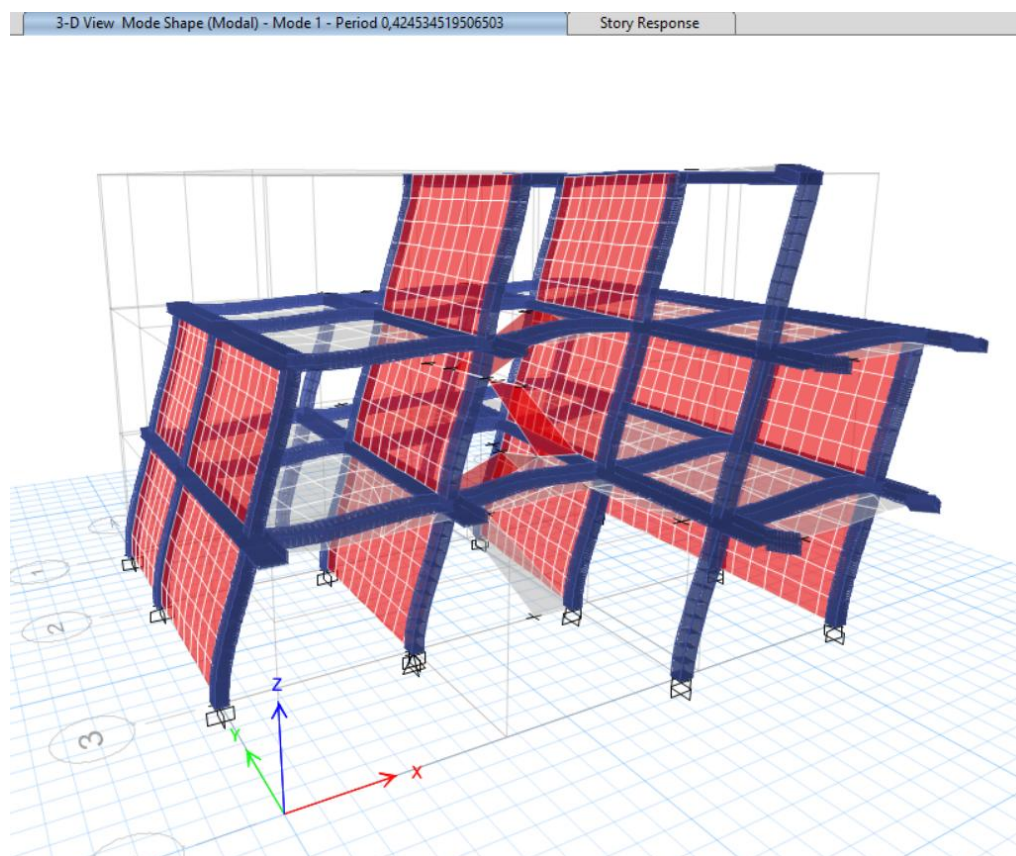
Los valores de deriva obtenidos (0,68 y 0,02) se mantienen dentro del rango permitido y, por tanto, satisfacen lo establecido por la normativa.

### 10.3 Verificación del Periodo con el Método 1

En las Figuras 87, 88 y 89 se muestran consecutivamente los 3 modos de vibración de la edificación.

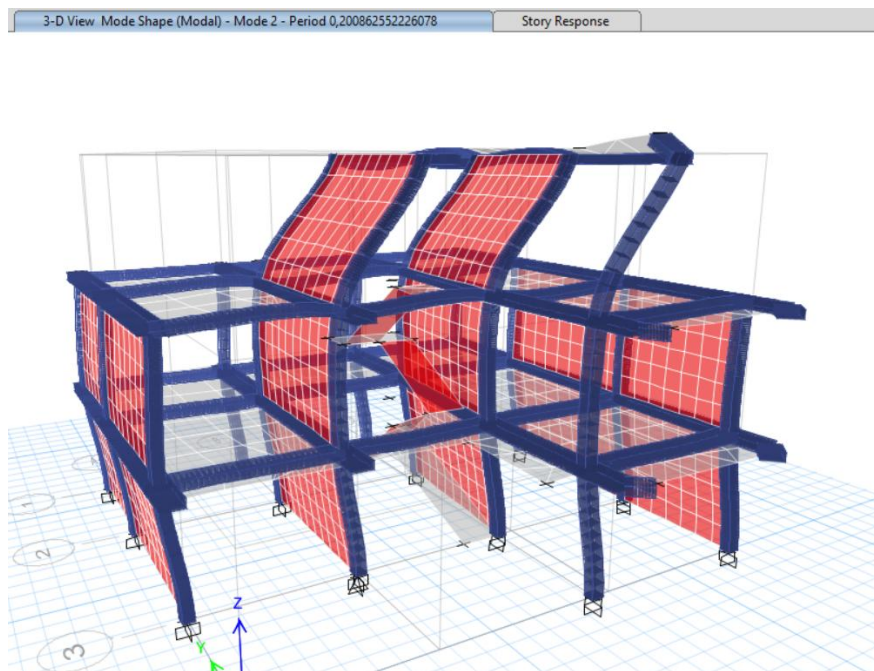
#### Figura 87

*Periodo fundamental de la edificación: 0.42s*

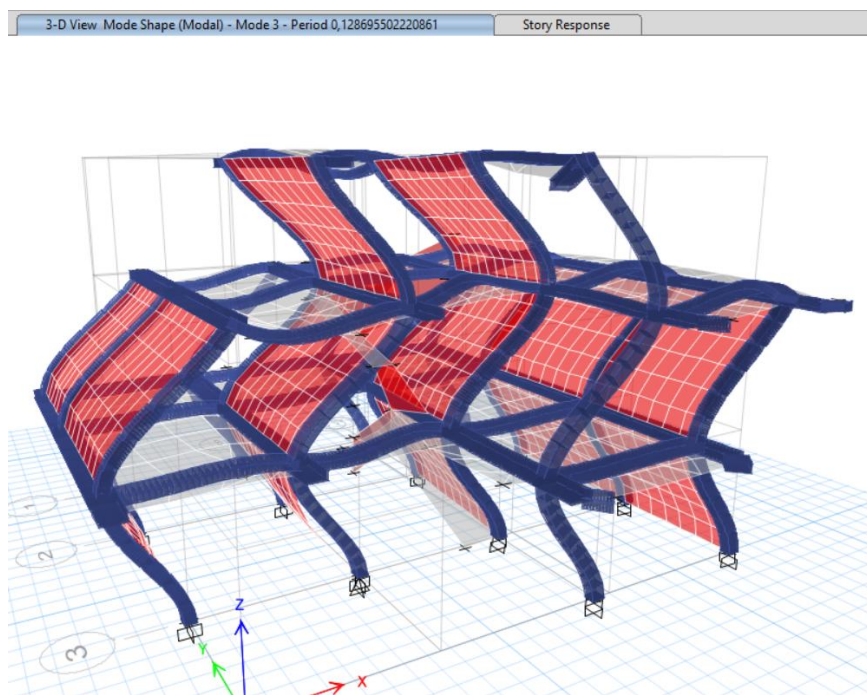


El período fundamental obtenido del análisis modal  $0.42s$  resulta mayor que el período aproximado de la NEC ( $T_a=0.343s$ ), pero se encuentra dentro del límite máximo ( $0.446s$ ). Lo que indica que el comportamiento dinámico de la edificación es aceptable.

**Figura 88**  
*Periodo Modo 2 de la Edificación (0,20s)*



**Figura 89**  
*Periodo Modo 3 de la Edificación (0,13s)*



## 10.4 Modos de vibración

En la Tabla 21 se presenta los modos períodos y frecuencia de la edificación.

**Tabla 21**  
*Modos, periodos y frecuencias de la edificación*

Case	Mode	Period sec	Frecuencia Hz
Modal	1	0,425	2,35
Modal	2	0,201	4,98
Modal	3	0,129	7,75
Modal	4	0,05	20,00
Modal	5	0,045	22,22
Modal	6	0,03	33,33
Modal	7	0,022	45,45
Modal	8	0,015	66,67
Modal	9	0,013	76,92
Modal	10	0,01	100,00
Modal	11	0,002	500,00
Modal	12	0,002	500,00

En la Tabla 22 se muestra que se mantiene el número de modos (9) para capturar el 90% de la masa efectiva en cada dirección.

**Tabla 22**  
*Participación modal. Movimiento dinámico global*

Case	Mode	Period sec	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0,425	0,0001	0,3031	0,0001
Modal	2	0,201	0,0011	0,6945	0,0021
Modal	3	0,129	0,0013	0,9925	0,0021
Modal	4	0,05	0,3483	0,9926	0,0475
Modal	5	0,045	0,3778	0,9926	0,7744
Modal	6	0,03	0,3811	0,9928	0,9062
Modal	7	0,022	0,7679	0,9929	0,9083
Modal	8	0,015	0,7854	0,9929	0,9927
Modal	9	0,013	0,9933	0,993	0,9996
Modal	10	0,01	1	0,993	0,9996
Modal	11	0,002	1	0,993	0,9996
Modal	12	0,002	1	1	1



### 10.5.1 Verificación de irregularidad torsional (Tipo 1) en planta

De acuerdo con el criterio Tipo 1 de irregularidad torsional,  $\phi_{pi} = 0.9$ , si se cumple la condición normativa que se define como:

$$\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$$

En la figura 91 todas las relaciones ( $\Delta$  máx /  $\Delta$  promedio) están por debajo de 1.2. Esto confirma ausencia de torsión significativa, evitando el uso de  $\phi_{pi} = 0.9$  en coeficientes de diseño sísmico.

### Figura 92

Relaciones de SHX e SHY para comprobar la irregular por torsión en planta

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Max Drift mm	Avg Drift mm	Ratio
Story3	SHX	LinRespSpec	Max		X	3,874	3,741	1,036
Story3	SHY	LinRespSpec	Max		X	0,071	0,067	1,061
Story3	SHY	LinRespSpec	Max		Y	0,09	0,082	1,099
Story2	SHX	LinRespSpec	Max		X	3,731	3,717	1,004
Story2	SHY	LinRespSpec	Max		X	0,061	0,06	1,019
Story2	SHY	LinRespSpec	Max		Y	0,062	0,053	1,16
Story1	SHX	LinRespSpec	Max		X	3,424	3,411	1,004
Story1	SHY	LinRespSpec	Max		X	0,052	0,052	1,015
Story1	SHY	LinRespSpec	Max		Y	0,051	0,043	1,193

## 11 Análisis comparativo de la estructura antes y después del reforzamiento

La incorporación de muros de reforzamiento de hormigón transformó el comportamiento dinámico de la estructura.

El período fundamental original de la edificación fue de 0.52s superaba el  $T_a$  (0.343 s) de y el límite de  $1.3T_a$  (0.446 s), de la NEC-2015 indicando excesiva flexibilidad y riesgo sísmico. Con el reforzamiento, el período bajó a 0.42s (reducción del 19%), quedando dentro del rango

aceptable ( $<0.446$  s). Esto refleja mayor rigidez lateral, menores desplazamientos y menor riesgo de daños bajo cargas sísmicas.

El análisis modal demostró que, antes y después del reforzamiento, se requieren 9 modos de vibración para capturar el 90% de la masa efectiva en cada dirección, cumpliendo con los requisitos de participación modal establecidos por la normativa. Sin embargo, en la estructura reforzada, los primeros modos presentan períodos más cortos y una participación más equilibrada entre las direcciones X y Y, indicando una respuesta sísmica más uniforme y predecible.

Las derivas inelásticas del análisis estático mejoran drásticamente tras el reforzamiento, en X, de 1.52% a 0.76%; mientras que en Y, de 1.03% a 0.03%. En X, la reducción mitiga daños no estructurales al bajar deformaciones significativas, y en Y el comportamiento casi rígido elimina riesgos laterales gracias a muros que se ubicaron de tal manera que corrigen rigidez.

El análisis dinámico modal-espectral confirma las mejoras del reforzamiento, con derivas inelásticas reducidas: en X, de 0,76% a 0.68%, y en Y, de 0.03% a 0.02%, coincidiendo con resultados estáticos.

La estructura original presentaba irregularidad torsional Tipo 1, usando  $\phi_{pi}=0.90$  según NEC-2015. Con la implementación de los muros de reforzamiento ubicados estratégicamente teniendo de referencia los centros de masa y rigidez en las losas y cubierta, se homogeneizaron las rigideces en planta, reduciendo todas las relaciones  $<1.2$  y reemplazando  $\phi_{pi}=9$  por  $\phi_{pi}=1.00$ .

La estructura original, con pórticos espaciales donde  $R=5$ , zona VI ( $Z=0.5$ ) y suelo D según NEC-2015, mostraba flexibilidad excesiva, irregularidades torsionales. Tras el reforzamiento con muros de hormigón, se reclasifica como pórticos especiales con muros  $R=7$ , reduciendo el cortante basal estático y distribuyendo cargas de forma eficientes donde los muros absorben gran parte del cortante, aliviando pórticos y equilibrando esfuerzos.

## 12 Conclusiones

El análisis comparativo demuestra que el reforzamiento mediante muros delgados de hormigón armado con malla electrosoldada constituye una solución viable y económicamente regular para mejorar el desempeño sísmico de estructuras existentes de hormigón armado en Ecuador.

Se caracterizó las propiedades geométricas, los materiales y el estado de daño de la edificación multifamiliar.

Gracias a dicha caracterización se desarrolló el modelo estructural en ETABS de la condición original bajo cargas de diseño, donde la edificación presentó flexibilidad elevada y respuesta en planta no uniforme, reflejada en un período fundamental de 0.52 s y derivas inelásticas máximas de 1.52% (dirección X) y 1.03% (dirección Y) en el análisis estático.

Tomando en cuenta los Requisitos del Código de Construcción para Hormigón Estructural (ACI 318S-19, 2019) se definió el espesor de 14 centímetros en los muros delgados de reforzamiento, diseñados y ubicados estratégicamente, considerando la distribución de masas y rigideces, logró transformar una estructura vulnerable con flexibilidad excesiva e irregularidades torsionales significativas en un sistema estructural robusto que cumple con todos los requisitos normativos.

Tras incorporar los muros de reforzamiento, se evidenció mejora en rigidez estructural, por la reducción del período fundamental de 0.52 a 0.42 segundos, el reforzamiento mencionado corrige la condición de flexibilidad excesiva que comprometía la seguridad de la estructura original. La reducción de derivas inelásticas alcanza magnitudes del 48% al 50% en la dirección X y del 97% al 98% en la dirección Y. Estas reducciones drásticas garantizan la protección de

elementos no estructurales, minimizan el riesgo de daños en instalaciones y acabados, y reducen sustancialmente las pérdidas económicas esperadas durante la vida útil de la edificación.

El reforzamiento elimina la irregularidad torsional en planta al distribuir estratégicamente los muros, logrando una respuesta lateral más uniforme y reduciendo las concentraciones de demanda en elementos perimetrales, lo que mejora la confiabilidad sísmica.

El incremento del factor de reducción de respuesta estructural de  $R = 5$  a  $R = 7$ , consecuencia del cambio en la clasificación del sistema estructural de Pórticos especiales sismos resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado, lo que refleja mayor ductilidad y disipación de energía, y reduce las fuerzas sísmicas de diseño con un comportamiento inelástico más controlado.

En términos normativos, la estructura reforzada cumple la NEC-2015 para zona sísmica VI: período dentro de límites, derivas por debajo del 2% y eliminación de irregularidades críticas. La solución con muros delgados de 14 cm y malla electrosoldada resulta técnica y económicamente viable, porque aumenta rigidez con poco incremento de carga, simplifica la ejecución y es replicable.

En conjunto, el análisis comparativo confirma al aplicar reforzamiento, la edificación se rigidiza, cuenta con redundancia para evitar mecanismos de colapso y puede mantenerse estable y habitable tras el sismo de diseño, justificando la inversión por su aporte directo a la seguridad de vidas.

### 13 Recomendaciones

Se recomienda a ingenieros civiles especializados en el área de estructuras y propietarios de edificaciones existentes en zonas sísmicas de Ecuador, particularmente aquellas clasificadas en zona VI según la NEC-2015, priorizar el reforzamiento mediante muros delgados de hormigón armado con malla electrosoldada cuando se detecten condiciones de flexibilidad excesiva, irregularidades torsionales o derivas inelásticas elevadas.

Esta solución representa un equilibrio costo-beneficio porque al usar estos muros delgados con malla electrosoldada, reduce tiempos de ejecución y costos de mano de obra en comparación con otros refuerzos, mientras el bajo espesor evita sobrecargas en cimentaciones existentes.

Pero siempre es necesario iniciar evaluaciones sísmicas en las edificaciones flexibles mediante modelado en ETABS u otro software, priorizando los muros en ubicaciones estratégicas.

## 14 Bibliografía

360 en Concreto. (s.f). *Rigidez de las estructuras y resistencia del concreto.*

ACI 318S-19. (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.*

Almeida Navarrete, J., Hube, M., & Khorami, M. (2023). *Evaluación Experimental de la Resistencia Sísmica de Muros de Concreto Armado de Espesor Reducido en Viviendas de Baja Altura.* Obtenido de [https://revistapolitecnica.epn.edu.ec/ojs2/index.php/revista\\_politecnica2/article/view/1584](https://revistapolitecnica.epn.edu.ec/ojs2/index.php/revista_politecnica2/article/view/1584)

ASCE/ SEI 7-16. (2017). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. *American Society of Civil Engineers.*

Build Change. (2015 ). *Manual de evaluación y reforzamiento sísmico para reducción de vulnerabilidad en viviendas.* Obtenido de [https://get.buildchange.org/wp-content/uploads/2016/04/15-11-05-BC\\_Manual-de-Evaluacion-y-Reforzamiento.pdf](https://get.buildchange.org/wp-content/uploads/2016/04/15-11-05-BC_Manual-de-Evaluacion-y-Reforzamiento.pdf)

CSI SPAIN. (2024). *CSI SPAIN.* Obtenido de <https://www.csiespana.com/software/5/etabs#>

García, J. (2019). *Composición del hormigón armado. Ingeniería Civil Hoy.*

Gómez, C., Parra, G., Arévalo, D., & Hernández, L. (2022). *Reforzamiento estructural en viviendas adosadas mediante recubrimiento de mampostería con malla electrosoldada y mortero.*

Guyot, M, & Perelli, J. . (2019). *Evaluación de estructuras de hormigón armado. Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE).*

Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional . (2016). Informe Sísmico Especial N. 18 - 2016. *IG-EPN*.

Instituto Nacional de Prevención Sísmica. (2023). *Sismicidad de la República Argentina*.

JH - Soluciones Integrales S.A.S. (s.f). *Comportamiento estructural del hormigón armado*.

López, M, & Martínez, F. (2020). *Propiedades del hormigón armado*. *Revista de Construcción*.

MIDUVI . (2015). Peligro sísmico: diseño sismo resistente. *Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda*.

MIDUVI. (2016). *Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras*.

Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/GUIA-5-EVALUACION-Y-REHABILITACION.pdf>

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda . (2023). *Estructuras de hormigón armado*.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2023). *Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras* .

Ministerio de Vivienda. (2022). *Normativa para reforzamiento en viviendas con mallas y mortero*.

Navarro, P. (2020). *Uso de malla electrosoldada en reforzamiento*. *Ingeniería Civil Actual*.

NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado. (2015). *Propiedades mecánicas del hormigón armado*. *Norma Ecuatoriana de la construcción* .

Pérez, R. (2018). *Estructura típica de hormigón armado*. *Construcción Moderna*.

Placencia, J. (2017). *Reforzamiento estructural mediante enchape de mampostería con malla electrosoldada* .

POLIN . (2023). Obtenido de <https://polin.mx/acero-corrugado/>

SIKA . (s.f). *REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS*.

Soto, R. (2017). *Mecanismos de falla en estructuras de hormigón armado*.

Universidad Politécnica de Madrid . (2020). *Influencia de la rigidez de la fibra en el comportamiento estructural* .