



**Evaluación de una edificación de ocupación especial en hormigón armado con  
problemas de torsión**

Parra Yambay, Kléver Gastón

Vicerrectorado de Investigación, Innovación y transferencia de Tecnología

Centro de Posgrados

Maestría de Investigación en Ingeniería Civil

Trabajo de Titulación, previo a la obtención del título de Magíster en

Ingeniería Civil con Mención en Estructuras

Ing. Caiza Sánchez, Pablo Enrique PhD

18 de junio del 2023

Reporte de similitud	
NOMBRE DEL TRABAJO	AUTOR
<b>ESPE_MAESTRÍA_PARRA_GASTON_Turnitin.docx</b>	<b>Gastón Parra</b>
RECUENTO DE PALABRAS	RECUENTO DE CARACTERES
<b>54931 Words</b>	<b>284825 Characters</b>
RECUENTO DE PÁGINAS	TAMAÑO DEL ARCHIVO
<b>295 Pages</b>	<b>53.5MB</b>
FECHA DE ENTREGA	FECHA DEL INFORME
<b>Jun 18, 2023 2:00 AM GMT-4</b>	<b>Jun 18, 2023 2:04 AM GMT-4</b>
<hr/>	
<b>● 9% de similitud general</b>	
El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base de datos	
<ul style="list-style-type: none"><li>• 9% Base de datos de Internet</li><li>• 2% Base de datos de publicaciones</li></ul>	
<b>● Excluir del Reporte de Similitud</b>	
<ul style="list-style-type: none"><li>• Base de datos de Crossref</li><li>• Base de datos de trabajos entregados</li><li>• Material citado</li><li>• Coincidencia baja (menos de 10 palabras)</li><li>• Base de datos de contenido publicado de Crossref</li><li>• Material bibliográfico</li><li>• Material citado</li><li>• Bloques de texto excluidos manualmente</li></ul>	
<hr/>	
Resumen	



**Vicerrectorado de Investigación, Innovación y Transferencia de Tecnología  
Centro de Posgrados**

**Certificación**

Certifico que el trabajo de titulación: “ **Evaluación de una edificación de ocupación especial en hormigón armado con problemas de torsión** ” fue realizado por el señor Parra Yambay Kléver Gastón el mismo que cumple con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, además fue revisado y analizado en su totalidad por la herramienta de prevención y/o verificación de similitud de contenidos; razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 18 de junio de 2023

Ing. Caiza Sánchez Pablo Enrique Ph.D  
Director

CC: 170759727-2



**Vicerrectorado de Investigación, Innovación y Transferencia de Tecnología  
Centro de Posgrados**

**Responsabilidad de Autoría**

Yo, Parra Yambay Kléver Gastón con cédula de ciudadanía N 060400102-4, declaro que el contenido, ideas y criterio del trabajo de titulación: **Evaluación de una edificación de ocupación especial en hormigón armado con problemas de torsión** es de mi autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Sangolquí, 18 de junio de 2023

Ing. Kléver Gastón Parra Yambay

CC: 060400102-4



**Vicerrectorado de Investigación, Innovación y Transferencia de Tecnología  
Centro de Posgrados**

**Autorización de publicación**

Yo, Parra Yambay Kléver Gastón con cédula de ciudadanía N 060400102-4, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación: **Evaluación de una edificación de ocupación especial en hormigón armado con problemas de torsión** en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi responsabilidad.

Sangolquí, 18 de junio de 2023

Ing. Kléver Gastón Parra Yambay

CC: 060400102-4

## Dedicatória

A José Daniel.

## **Agradecimiento**

A Dios por la vida y las innumerables bendiciones que me brinda.

A María Auxiliadora, porque “ella lo ha hecho todo”, citando la frase de San Juan Bosco.

A mi familia, abuelos, padres, tíos, hermanos.

A mi hermano Jesús y a mis sobrinos José Daniel, Valentina, Esteban.

A Jessi por su amor y la paz que me brinda, por estar presente en todo momento.

Al Dr. Pablo Caiza por su guía, apoyo y motivación constante.

A mis docentes Lenin Abatta, Marcelo Romo, Ana Haro, Alex Albuja, Telmo Sánchez.

A José Poveda, Roberto Aguiar por sus enseñanzas en esta etapa.

A David Mora, Cristian Medina por su apoyo en la investigación.

A mis amigos Pedro y Patricio por su amistad.

## Índice de Contenido

Dedicatoria.....	6
Agradecimiento.....	7
Índice de Tablas.....	15
Índice de Ilustraciones.....	19
Resumen.....	25
Abstract.....	26
Capítulo I.....	27
Generalidades.....	27
Introducción.....	27
Planteamiento del Problema.....	30
Macro.....	30
Meso.....	31
Micro.....	31
Justificación, Importancia y Alcance de la Investigación.....	32
Justificación e Importancia.....	32
Alcance.....	33
Objetivos.....	33
Objetivo General.....	33
El objetivo general del proyecto es evaluar el comportamiento de un edificio de ocupación especial con problemas de torsión, mediante los niveles de evaluación del ASCE 41-17 utilizando modelos calibrados con resultados de ensayos de vibración ambiental.....	33
Objetivos Específicos.....	33
Hipótesis.....	34
Hipótesis General.....	34
Hipótesis Específicas.....	34



Capítulo II .....	35
Marco Teórico.....	35
Evaluación de Edificaciones Existentes .....	35
Objetivos de Desempeño.....	38
Objetivos de Desempeño Según ASCE 41-17.....	38
Objetivos de Desempeño Según NEC -15.....	48
Niveles de Evaluación Según ASCE 41-17 .....	49
Procedimientos de Análisis .....	52
Procedimientos de Análisis Lineal (LP).....	52
Análisis Lineal Estático (ALE). .....	52
Análisis Lineal Dinámico (ALD). .....	53
Procedimientos de Análisis no Lineales (NP).....	53
Análisis no Lineal Estático (ANLE). .....	56
Análisis no Lineal Dinámico (ANLD).....	57
Comparación Entre Diferentes Tipos de Análisis. ....	57
Evaluación del Desempeño y Criterios de Aceptación .....	58
Exigencias de la Deriva.....	58
Acciones Controladas por la Fuerza. ....	59
Acciones de Deformación Controlada .....	59
Criterios de Aceptación de las Medidas de Rendimiento más Allá de la Seguridad del Sistema Estructural.....	59
Instrumentación Sísmica y Análisis Modal Operacional .....	59
Técnica de Selección de Picos PP Para Identificación de Periodos Fundamentales .....	62
Vibraciones Ambientales (VA).....	62
Resultados Obtenidos de Vibraciones Ambientales Frente a los Obtenidos Durante un Sismo Para Determinación de Periodos Fundamentales de Vibración.....	65

	10
Calibración de Modelos Teóricos .....	69
Actualización del Modelo .....	70
Estado del Arte de Calibraciones Numéricas de Ensayos de Vibraciones Ambientales. ....	70
Torsión en Estructuras .....	72
Consideración de la Torsión en Análisis Lineales: .....	74
Consideración de la Torsión en Análisis Dinámicos no Lineales:.....	74
Estudio de Peligro Sísmico .....	75
Capítulo III .....	80
Edificación en Estudio.....	80
Descripción Arquitectónica.....	82
Descripción Estructural .....	83
Dimensiones de los Elementos Estructurales .....	84
Capítulo IV .....	92
Metodología .....	92
Calidad de los Materiales .....	92
Hormigón.....	92
Acero de Refuerzo.....	101
Componentes no Estructurales .....	102
Panel de Relleno .....	102
Caracterización del Suelo .....	107
Definición de la Amenaza Sísmica.....	108
Estudio de Peligro Sísmico .....	111
Desagregación del Peligro Sísmico .....	116
Selección de Sismos Consistentes .....	118
Escalamiento de Sismos .....	120
Vibraciones Ambientales.....	122

Equipo Utilizado.....	123
Adquisición de Datos in Situ .....	123
Preprocesamiento de Datos .....	124
Consideraciones de Modelación .....	125
Calibración de los Modelos .....	127
Niveles de Evaluación.....	127
Nivel 1 - Evaluación Preliminar .....	130
Nivel 2 – Evaluación Basada en Deficiencias .....	131
Nivel 3 – Evaluación Detallada .....	133
Criterios de Aceptación .....	134
Cargas .....	134
Modelos lineales .....	136
Modelos no lineales .....	136
Capítulo V .....	137
Resultados.....	137
Vibraciones Ambientales.....	137
Calibración de los Modelos .....	142
Modelo calibrado:.....	143
Evaluación de las Edificaciones .....	144
Evaluación Nivel 1. ....	144
Lista de Chequeo de Configuración Básica.....	145
Lista de Chequeo de Edificios Tipo C2 .....	152
Evaluación Nivel 2 .....	164
Influencia de la Mampostería .....	169
Evaluación de Vigas .....	171
Evaluación de Columnas .....	179

Evaluación de Muros.....	186
Evaluación de Torsión y Comprobaciones .....	194
Método 1, Amplificación de la Torsión Estática .....	196
Método 2, Ajuste del Centro de Masa .....	200
Comparación de Resultados .....	208
Evaluación Nivel 3 .....	213
ANLE. ....	213
Materiales y Modelos Constitutivos: .....	215
Acero de Refuerzo .....	215
Hormigón Armado.....	218
Definición de la Armadura de Elementos Estructurales:.....	223
Elementos Tipo Fibra .....	231
Modelo de elementos de fibras para vigas a flexión. ....	231
Modelo de elementos de fibras para columnas a flexión biaxial. ....	232
Modelo de elementos de fibras para muros a flexión. ....	232
Longitud y Asignación de la Rótula Plástica.....	234
Procesamiento.....	237
Forma de Distribución de la Fuerza en el Análisis:.....	241
Contribución de la Rigidez de la Mampostería: .....	243
Influencia de la Interacción Suelo Estructura Según el FEMA 440.....	245
Anld: .....	255
Modelo de histéresis .....	255
Definición de la Carga Tiempo Historia: .....	257
Amortiguamiento.....	259
Parámetros de Integración:.....	263
Pasos de Tiempo: .....	264

Tratamiento en Registros Sísmicos:.....	264
Respuestas para el análisis no lineal dinámico ANLD.....	266
Resultados Para Tr 225 años.....	266
Respuestas Globales:.....	266
Derivas de Piso:.....	269
Desempeño de Muros.....	271
Desempeño de la Estructura Para el Sismo de Tr 225 años .....	277
Resultados Para Tr 975 Años. ....	278
Respuestas Globales:.....	278
Derivas de Piso:.....	280
Desempeño de Muros.....	286
Desempeño de Columnas.....	290
Discusión Sobre el Desempeño de la Estructura Para el Sismo de Tr 975 Años .....	291
Torsión ASCE/SEI 41-17 (2017) Para Análisis no Lineal Tiempo Historia:.....	292
Curvas de Fragilidad.....	292
Curva de fragilidad según los niveles de diseño prescritos por la normativa HAZUS para la tipología C2H .....	292
Curva de fragilidad según el ANLE .....	295
Probabilidad de colapso en 50 años, $P_{C50}$ .....	297
Recomendaciones para la rehabilitación del Edificio .....	300
Guía para la Evaluación de Estructuras de Hormigón Armado Según los Lineamientos del ASCE/SEI 41-17 Adaptadas a Nuestro Medio:.....	303
Capítulo VI.....	306
Conclusiones Y Recomendaciones.....	306
Conclusiones .....	306
Calidad de Materiales y Sistema Estructural.....	306

Estudio de Peligro Sísmico .....	307
Estudio de Determinación de Periodos Fundamentales.....	307
Calibración del Modelo Numérico .....	308
Evaluación de Nivel 1: .....	308
Evaluación de Nivel 2: .....	309
Influencia de la Interacción Suelo Estructura: .....	312
Evaluación de Nivel 3: .....	312
Curvas de Fragilidad:.....	314
Recomendaciones para la rehabilitación: .....	315
Recomendaciones .....	316
Referencias Bibliográficas.....	318

## Índice de Tablas

<b>Tabla 1</b> Niveles de desempeño estructural .....	<b>39</b>
<b>Tabla 2</b> Niveles de desempeño no estructural .....	<b>40</b>
<b>Tabla 3</b> Niveles de desempeño estructurales y no estructurales de edificios.....	<b>41</b>
<b>Tabla 4</b> Niveles de desempeño de edificios .....	<b>42</b>
<b>Tabla 5</b> Probabilidad de excedencia y tiempos de retorno .....	<b>44</b>
<b>Tabla 6</b> Nivel de desempeño básico para edificaciones existentes según ASCE 41 .....	<b>45</b>
<b>Tabla 7</b> Daños y nivel de desempeño para un sistema de pórticos.....	<b>46</b>
<b>Tabla 8</b> Daños y nivel de desempeño para un sistema de muros estructurales.....	<b>47</b>
<b>Tabla 9</b> Matriz de relación entre la amenaza y los niveles de desempeño según NEC. ....	<b>48</b>
<b>Tabla 10</b> Niveles de los procedimientos de análisis de acuerdo conl ASCE 41 .....	<b>50</b>
<b>Tabla 11</b> Ejemplos de acciones controladas por deformación o fuerza.....	<b>54</b>
<b>Tabla 12</b> Aplicación y limitaciones de los diferentes tipos de análisis .....	<b>58</b>
<b>Tabla 13</b> Resumen de diferentes metodologías del análisis modal operacional OMA. ....	<b>61</b>
<b>Tabla 14</b> Resumen de literatura de calibración de modelos a partir de VA. ....	<b>71</b>
<b>Tabla 15</b> Ecuaciones de movimientos fuertes seleccionados.....	<b>76</b>
<b>Tabla 16</b> Columnas existentes del edificio MAG .....	<b>85</b>
<b>Tabla 17</b> Muros existentes del edificio MAG .....	<b>86</b>
<b>Tabla 18</b> Dimensiones de las vigas del edificio MAG .....	<b>88</b>
<b>Tabla 19</b> Tipos de paneles de relleno del edificio MAG .....	<b>91</b>
<b>Tabla 20</b> Resumen de resistencia a la compresión del hormigón en ensayos de compresión de núcleos. ASTM C42 y ASTM C39.....	<b>93</b>
<b>Tabla 21</b> Resumen de resistencia a la compresión del hormigón en ensayos de rebote ASTM C805. ....	<b>94</b>
<b>Tabla 22</b> Factor entre ensayos de núcleos vs esclerómetro.....	<b>95</b>
<b>Tabla 23</b> Resumen de resistencia a la compresión del hormigón. ....	<b>95</b>
<b>Tabla 24</b> Parámetros estadísticos para las extracciones de núcleos .....	<b>96</b>
<b>Tabla 25</b> Parámetros estadísticos para los ensayos de esclerómetros .....	<b>96</b>
<b>Tabla 26</b> Resumen de rango de valores de resistencia a la compresión del hormigón. ....	<b>98</b>

<b>Tabla 27</b> Resumen de valores de resistencia a la compresión del hormigón in situ .....	<b>100</b>
<b>Tabla 28</b> Resumen de valores de módulo de elasticidad del hormigón.....	<b>100</b>
<b>Tabla 29</b> Parámetros representativos de la mampostería .....	<b>102</b>
<b>Tabla 30</b> Rigidez de los vanos de mampostería .....	<b>105</b>
<b>Tabla 31</b> Puntos de desempeño para la mampostería del edificio .....	<b>106</b>
<b>Tabla 32</b> Parámetros representativos del suelo .....	<b>108</b>
<b>Tabla 33</b> Información del suelo de implantación .....	<b>119</b>
<b>Tabla 34</b> Sismos seleccionados .....	<b>119</b>
<b>Tabla 35</b> Factores de escala seleccionados para sismos de retorno 225 años .....	<b>121</b>
<b>Tabla 36</b> Factores de escala seleccionados para sismos de retorno 975 años .....	<b>121</b>
<b>Tabla 37</b> Características principales del sensor.....	<b>123</b>
<b>Tabla 38</b> Sobrecarga adicional de entrepisos .....	<b>126</b>
<b>Tabla 39</b> Alcance de la evaluación requerida para los niveles 1 y 2 para BPOE. ....	<b>13130</b>
<b>Tabla 40</b> Alcance de la evaluación requerida para los niveles 1 y 2 para BPOE. ....	<b>133</b>
<b>Tabla 41</b> Principales modos de vibración para el edificio en estudio.....	<b>139</b>
<b>Tabla 42</b> Cálculo del valor de optimización FO para el modelo inicial.....	<b>142</b>
<b>Tabla 43</b> Valores de Módulo de elasticidad para la calibración del modelo .....	<b>143</b>
<b>Tabla 44</b> Cálculo del valor de optimización FO para el modelo final .....	<b>144</b>
<b>Tabla 45</b> Lista de Chequeo configuración Básica: Cálculo de variación del área de losa del piso (i) con respecto del piso adyacente (i+1).....	<b>149</b>
<b>Tabla 46</b> Lista de Chequeo configuración Básica: Cálculo de cambios en peso/ masa reactiva de la estructura del piso (i) con respecto del piso adyacente (i+1). ....	<b>150</b>
<b>Tabla 47</b> Lista de Chequeo configuración Básica: Cálculo de distancia entre centro de rigidez y centro de masa .....	<b>151</b>
<b>Tabla 48</b> Lista de Chequeo configuración Básica: Resumen de estudio de suelos realizado en el terreno.....	<b>152</b>
<b>Tabla 49</b> Lista de Chequeo Edificios Tipo C2: Distribución vertical de pseudo fuerza lateral .....	<b>159</b>



<b>Tabla 50</b> Lista de Chequeo Edificios Tipo C2: Esfuerzo cortante promedio en muros en el piso más crítico con base enl área de muros $A_w$ en cada dirección y para columnas .....	<b>161</b>
<b>Tabla 51</b> Lista de Chequeo Edificios Tipo C2: Chequeo de armado de muros de hormigón armado.....	<b>162</b>
<b>Tabla 52</b> Comprobación de diafragma de piso Rígido .....	<b>163</b>
<b>Tabla 53</b> Agrietamiento para evaluación según ASCE 41-17.....	<b>165</b>
<b>Tabla 54</b> Actualización del modelo considerando agrietamiento en columnas, vigas y muros .....	<b>166</b>
<b>Tabla 55</b> Resistencias esperadas y límite inferior para el estudio .....	<b>168</b>
<b>Tabla 56</b> Derivas en el modelo con y sin considerar mampostería y la influencia de su relación .....	<b>169</b>
<b>Tabla 57</b> Demanda sobre capacidad para paneles de relleno en el primer piso .....	<b>171</b>
<b>Tabla 58</b> Cálculo de $m$ para las vigas principales del piso P1. ....	<b>173</b>
<b>Tabla 59</b> Criterios de aceptación en vigas controladas por deformación, utilizando $m=3.5$ .....	<b>177</b>
<b>Tabla 60</b> Criterios de aceptación en vigas controladas por fuerzas, utilizando $J = 2$ .....	<b>178</b>
<b>Tabla 61</b> Resumen de Radios de capacidad RC a flexión y corte en vigas .....	<b>179</b>
<b>Tabla 62</b> Cálculo de $m$ para las columnas principales para el piso P1 .....	<b>181</b>
<b>Tabla 63</b> Criterios de aceptación en columnas, utilizando $m=1.72$ .....	<b>182</b>
<b>Tabla 64</b> Criterios de aceptación en columnas controladas por fuerzas, utilizando $J = 2$ .....	<b>183</b>
<b>Tabla 65</b> Resumen de Radios de capacidad RC a flexión y corte en vigas .....	<b>186</b>
<b>Tabla 66</b> Cálculo de $m$ para los muros principales para el piso P1 .....	<b>188</b>
<b>Tabla 67</b> Criterios de aceptación en muros, utilizando $m=1.625$ .....	<b>191</b>
<b>Tabla 68</b> Criterios de aceptación en muros controladas por fuerzas, utilizando $m = 1.625$ .....	<b>193</b>
<b>Tabla 69</b> Resumen de Radios de capacidad RC a flexión y corte en muros para Planta Baja .....	<b>194</b>
<b>Tabla 70</b> Momento inherente y accidental.....	<b>195</b>
<b>Tabla 71</b> Valores de $A_x$ obtenidos del ALE.....	<b>197</b>
<b>Tabla 72</b> Resumen de Radios de capacidad RC a flexión en muros para el método 2 .....	<b>208</b>
<b>Tabla 73</b> Resumen de Radios de capacidad RC a corte en muros para el método 2 .....	<b>208</b>
<b>Tabla 74</b> Resumen de Radios de capacidad RC a flexión en muros para planta baja para diferentes métodos .....	<b>211</b>

<b>Tabla 75</b> Resumen de Radios de capacidad RC a corte en muros para planta baja para diferentes métodos .....	<b>211</b>
<b>Tabla 76</b> Resumen de factores de confinamiento para las columnas .....	<b>228</b>
<b>Tabla 77</b> Resumen de valores de longitud plástica para vigas, columnas y muros.....	<b>234</b>
<b>Tabla 78</b> Resumen de valores de Periodo de vibración durante los diferentes análisis.....	<b>241</b>
<b>Tabla 79</b> Factores de imperancia para analizar ISE .....	<b>247</b>
<b>Tabla 80</b> Variación del periodo de vibración incluyendo la ISE .....	<b>248</b>
<b>Tabla 81</b> Variación del periodo de vibración en los analisis lineales y no lineales .....	<b>262</b>
<b>Tabla 82</b> Participación de masa en los periodos de vibración de la estructura en ANLD .....	<b>263</b>
<b>Tabla 83</b> Esfuerzos de corte para los muros más importantes .....	<b>275</b>
<b>Tabla 84</b> Relación Demanda sobre capacidad a corte para los muros más importantes.....	<b>275</b>
<b>Tabla 85</b> Esfuerzos de corte para los muros más importantes .....	<b>289</b>
<b>Tabla 86</b> Relación Demanda sobre capacidad a corte para los muros más importantes.....	<b>290</b>
<b>Tabla 87</b> Estados de daño según la tipología .....	<b>293</b>
<b>Tabla 88</b> Umbrales de daño .....	<b>296</b>
<b>Tabla 89</b> Estados de daño obtenidos .....	<b>297</b>

## Índice de Ilustraciones

<b>Figura 1</b> Evolución Histórica del ASCE/SEI 41 .....	<b>37</b>
<b>Figura 2</b> Evolución de las normativas de evaluación rehabilitación en el país.....	<b>38</b>
<b>Figura 3</b> Niveles y rangos de rendimiento del edificio objetivo .....	<b>44</b>
<b>Figura 4</b> Tipos de modelo para análisis no lineal.....	<b>55</b>
<b>Figura 5</b> Señales en el dominio del tiempo y frecuencia .....	<b>60</b>
<b>Figura 6</b> Uso recomendado de instrumentos de acuerdo a su rango de frecuencias .....	<b>64</b>
<b>Figura 7</b> Zonas fuente del Ecuador corticales.....	<b>76</b>
<b>Figura 8</b> Distancia del sitio al plano de falla $R_{rup}$ .....	<b>77</b>
<b>Figura 9</b> Edificio MAG durante la etapa de construcción durante el año 1978.....	<b>80</b>
<b>Figura 10</b> Fachada del edificio del MAG: (a) Frontal (b) Posterior. ....	<b>81</b>
<b>Figura 11</b> Edificio del MAG. (a) Detalle de elevación –fachada frontal norte (b) Detalle en planta.....	<b>81</b>
<b>Figura 12</b> a) Estructura completa b) muros estructurales y paneles de relleno .....	<b>83</b>
<b>Figura 13</b> (a) Planta subsuelo #2, (b) Planta tipo del edificio del MAG .....	<b>84</b>
<b>Figura 14</b> (a) Distribución de vigas en subsuelo #2 del edificio del MAG, (b) Distribución de vigas en planta tipo del edificio del MAG .....	<b>87</b>
<b>Figura 15</b> Nervios en losa alivianada a) unidireccional b) y bidireccional .....	<b>89</b>
<b>Figura 16</b> (a) Tipos de losa en subsuelo #2, (b) Planta tipo del edificio del MAG .....	<b>89</b>
<b>Figura 17</b> (a) Distribución de paneles de relleno en planta tipo.....	<b>90</b>
<b>Figura 18</b> Curvas de fragilidad para mampostería.....	<b>103</b>
<b>Figura 19</b> Curva de mampostería tipo pivot (izquierda), modelo sin considerar tensión (derecha) .....	<b>105</b>
<b>Figura 20</b> Curvas de comportamiento no lineal para los paneles rellenos de mampostería .....	<b>107</b>
<b>Figura 21</b> Espectro de la NEC .....	<b>110</b>
<b>Figura 22</b> Espectros para diferentes $T_r$ según la NEC. ....	<b>110</b>
<b>Figura 23</b> Zonas fuente corticales, interfase e intraplaca .....	<b>112</b>
<b>Figura 24</b> Esquema del árbol lógico utilizado para mecanismos focales y pesos asignados a cada rama .....	<b>114</b>

<b>Figura 25</b> Curvas de Peligro Sísmico.....	<b>115</b>
<b>Figura 26</b> Espectros de peligro uniforme en sitio con factores de la NHERP .....	<b>115</b>
<b>Figura 27</b> Desagregación Sísmica para periodos de retorno de 225,475 y 975 .....	<b>116</b>
<b>Figura 28</b> Espectro promedio de SRSS de registros escalados vs espectro objetivo para Tr 225 (arriba) y 975 años (abajo).....	<b>122</b>
<b>Figura 29</b> Configuración de los 8 sensores en el edificio en planta .....	<b>124</b>
<b>Figura 30</b> Descripción del proceso de evaluación .....	<b>128</b>
<b>Figura 31</b> Proceso de evaluación de Nivel 1,2 y 3.....	<b>129</b>
<b>Figura 32</b> Espectro de frecuencias identificadas para los nueve primeros modos de vibración .....	<b>137</b>
<b>Figura 33</b> Ventanas seleccionadas (arriba) y espectros de Fourier para sensores 1,2,3,4 (abajo) .....	<b>138</b>
<b>Figura 34</b> Periodo del edificio MAG (rojo) y edificios del DMQ en función de la altura usando límites de flexibilidad propuestos por Guendelman, 2010. ....	<b>140</b>
<b>Figura 35</b> Índice de rigidez y acoplamiento para el edificio .....	<b>141</b>
<b>Figura 36</b> Lista de chequeo 1: Configuración Básica .....	<b>145</b>
<b>Figura 37</b> Lista de chequeo : Prevención de colapso Tipo C2 .....	<b>153</b>
<b>Figura 38</b> Espectros objetivos del estudio y $S_a(T)$ considerando modelo calibrado y modelo con inercias agrietadas .....	<b>165</b>
<b>Figura 39</b> Distribución de fuerzas del análisis lineal estático ALE vs análisis lineal dinámico ALD .....	<b>167</b>
<b>Figura 40</b> Derivas en el modelo con y sin considerar mampostería.....	<b>169</b>
<b>Figura 41</b> Fuerzas axiales en los elementos links que representan los paneles de relleno.....	<b>170</b>
<b>Figura 42</b> Vigas analizadas en el edificio.....	<b>172</b>
<b>Figura 43</b> Criterios para la elección de valor $m$ para ductilidad para vigas .....	<b>175</b>
<b>Figura 44</b> Columnas analizadas en el edificio.....	<b>179</b>
<b>Figura 45</b> Criterios para la elección de valor $m$ para ductilidad para columnas .....	<b>180</b>
<b>Figura 46</b> Las mayores sollicitaciones de corte en sentido Y se producen en columna tipo 6. ....	<b>185</b>
<b>Figura 47</b> Corte en Columnas tipo 6 que posee la mayor sollicitación 248.47 T, sentido Y. ....	<b>185</b>
<b>Figura 48</b> Muros analizados en el edificio.....	<b>187</b>
<b>Figura 49</b> Criterios para la elección de valor $m$ para ductilidad para muros.....	<b>188</b>

<b>Figura 50</b> Relación demanda/capacidad D/C para muro $X_4=1.06$ , $X_6=0.99$ ; $X_{10}=1.09$ .....	<b>191</b>
<b>Figura 51</b> Relación demanda/capacidad para muro $Y_1=0.57$ , $Y_2=1.44$ , $Y_5=1.84$ .....	<b>192</b>
<b>Figura 52</b> Ingreso de excentricidad en el espectro para el Periodo de retorno 975 años, sentido X. ....	<b>197</b>
<b>Figura 53</b> Ingreso de las dimensiones de excentricidad recalculadas con el factor $A_x$ , $A_y$ .....	<b>199</b>
<b>Figura 54</b> Comparación de derivas para el método 1 y el ALD con 5% de excentricidad.....	<b>200</b>
<b>Figura 55</b> Ingreso de excentricidad en el espectro para el Periodo de retorno 975 años para la planta 1 y planta 2 .....	<b>202</b>
<b>Figura 56</b> Fuente de masa adicionales ingresadas para el analisis .....	<b>203</b>
<b>Figura 57</b> Ingreso de excentricidad en el $M_s Src1-5x$ .....	<b>203</b>
<b>Figura 58</b> Casos de carga creadas $L_{case-5X}$ y $L_{case-5Y}$ .....	<b>204</b>
<b>Figura 59</b> Casos de carga creadas $L_{case-5X}$ creado a partir de un caso estatico no lineal con base en la fuente de masa correspondiente.....	<b>204</b>
<b>Figura 60</b> Casos de carga creadas para el análisis modal .....	<b>205</b>
<b>Figura 61</b> Casos de carga modal .....	<b>205</b>
<b>Figura 62</b> Casos de carga para el espectro de respuesta que considera la carga en x y una excentricidad de -5 % en Y.....	<b>206</b>
<b>Figura 63</b> Comparación de derivas para el método 2 y el ALD con 5% de excentricidad.....	<b>207</b>
<b>Figura 64</b> Comparación de derivas para el ALD con 0% , el ALD con 5% de excentricidad, y el Método 2. ....	<b>209</b>
<b>Figura 65</b> Comparación de los valores $\eta$ para los diferentes modelos .....	<b>210</b>
<b>Figura 66</b> Relación demanda/capacidad D/C para muro $X_4$ , $X_6$ .....	<b>212</b>
<b>Figura 67</b> Definición del material Acero. ....	<b>217</b>
<b>Figura 68</b> Resistencias esperadas para el acero.....	<b>217</b>
<b>Figura 69</b> Comportamiento no lineal del acero, definición del material y curva .....	<b>218</b>
<b>Figura 70</b> Comportamiento del hormigón confinado y no confinado .....	<b>219</b>
<b>Figura 71</b> Resistencias esperadas para el hormigón armado .....	<b>222</b>
<b>Figura 72</b> Definición de hormigón confinado y no confinado (arriba) y curva de comportamiento (abajo).....	<b>222</b>

<b>Figura 73</b> Columna tipo 1, acero longitudinal 20 $\phi$ 20mm ( $\rho=1.05\%$ ), acero transversal 1 $\phi$ 12mm@15cm (centro) y 30cm (extremo) .....	<b>223</b>
<b>Figura 74</b> Columna tipo 2, acero longitudinal 28 $\phi$ 20mm ( $\rho=1.05\%$ ), acero transversal 1 $\phi$ 12mm@15cm (centro) y 30cm (extremo) .....	<b>224</b>
<b>Figura 75</b> Columna tipo 3, acero longitudinal 30 $\phi$ 20mm ( $\rho=1.06\%$ ), acero transversal 1 $\phi$ 12mm@15cm (centro) y 30cm (extremo) .....	<b>224</b>
<b>Figura 76</b> Columna tipo 4, acero longitudinal 16 $\phi$ 20mm ( $\rho=1.14\%$ ), acero transversal 1 $\phi$ 12mm@15cm (centro) y 30cm (extremo) .....	<b>225</b>
<b>Figura 77</b> Columna tipo 5, acero longitudinal 26 $\phi$ 22mm ( $\rho=1.13\%$ ), acero transversal 1 $\phi$ 12mm@15cm (centro) y 30cm (extremo) .....	<b>225</b>
<b>Figura 78</b> Columna tipo 6, acero longitudinal 22 $\phi$ 22mm ( $\rho=0.98\%$ ), acero transversal 1 $\phi$ 12mm@15cm (centro) y 30cm (extremo) .....	<b>226</b>
<b>Figura 79</b> Columna tipo 7, acero longitudinal 22 $\phi$ 22mm ( $\rho=1.00\%$ ), acero transversal 1 $\phi$ 12mm@15cm (centro) y 30cm (extremo) .....	<b>226</b>
<b>Figura 80</b> Columna tipo 8, acero longitudinal 12 $\phi$ 16mm ( $\rho=1.00\%$ ), acero transversal 1 $\phi$ 12mm@15cm (centro) y 30cm (extremo) .....	<b>227</b>
<b>Figura 81</b> Columna tipo 9, acero longitudinal 12 $\phi$ 16mm ( $\rho=1.05\%$ ), acero transversal 1 $\phi$ 12mm@15cm (centro) y 30cm (extremo) .....	<b>227</b>
<b>Figura 82</b> Viga tipo 1, acero longitudinal ( $A_s=0.033* b_w*d\%$ ), acero transversal 2 $\phi$ 10mm@15cm .....	<b>228</b>
<b>Figura 83</b> Viga tipo 2, acero longitudinal ( $A_s=0.033* b_w*d\%$ ), acero transversal 2 $\phi$ 10mm@15cm .....	<b>229</b>
<b>Figura 84</b> Viga tipo 3, acero longitudinal ( $A_s=0.033* b_w*d\%$ ), acero transversal 2 $\phi$ 10mm@15cm .....	<b>229</b>
<b>Figura 85</b> Viga tipo 4, acero longitudinal ( $A_s=0.033*b_w*d\%$ ), acero transversal 2 $\phi$ 10mm@15cm .....	<b>230</b>
<b>Figura 86</b> Muros, cuantía longitudinal ( $\rho=0.64\%$ ), acero transversal ( $\rho=0.28\%$ ) .....	<b>230</b>
<b>Figura 87</b> La curva de comportamiento para muros se define como no confinado.....	<b>231</b>
<b>Figura 88</b> Modelo de fibras para Vigas, Columnas y Muros.....	<b>233</b>
<b>Figura 89</b> Definición de rótula plástica tipo fibra .....	<b>235</b>
<b>Figura 90</b> Asignación de la rótula plástica .....	<b>236</b>
<b>Figura 91</b> Selección de rótula tipo fibra automática.....	<b>237</b>

<b>Figura 92</b> Opción SAPFire para separación de procesadores .....	<b>237</b>
<b>Figura 93</b> Load Case para gravedad .....	<b>238</b>
<b>Figura 94</b> Load Case para ANLE en sentido X, modo 2. Incluye efecto P-Delta. ....	<b>238</b>
<b>Figura 95</b> Control de aplicación de carga para el análisis no lineal.....	<b>239</b>
<b>Figura 96</b> Resultados guardados para el análisis no lineal estático.....	<b>239</b>
<b>Figura 97</b> Control del análisis o evento.....	<b>240</b>
<b>Figura 98</b> Análisis no lineal estático en Sentido X – distribución de la forma de las fuerzas .....	<b>242</b>
<b>Figura 99</b> Análisis no lineal estático en Sentido Y – distribución de la forma de las fuerzas .....	<b>242</b>
<b>Figura 100</b> Análisis no lineal estático en Sentido X.....	<b>243</b>
<b>Figura 101</b> Análisis no lineal estático en Sentido Y.....	<b>244</b>
<b>Figura 102</b> Metodología FEMA 440 para incorporar la ISE en ANLE .....	<b>246</b>
<b>Figura 103</b> Modelos considerando ISE.....	<b>248</b>
<b>Figura 104</b> Longitud de empotramiento en el suelo.....	<b>249</b>
<b>Figura 105</b> Espectro de respuesta incluyendo los efectos de la ISE.....	<b>253</b>
<b>Figura 106</b> Punto de desempeño incluyendo los efectos de la ISE en dirección X, Y.....	<b>254</b>
<b>Figura 107</b> Modelos tipo Pivot, Concreto, Takeda y de degradación utilizados en Etabs.....	<b>256</b>
<b>Figura 108</b> Comparación de modelos con datos experimentales calibrados en pórticos de hormigón armado.....	<b>256</b>
<b>Figura 109</b> Asignación del modelo de histéresis para el concreto.....	<b>257</b>
<b>Figura 110</b> Asignación de la carga de gravedad .....	<b>258</b>
<b>Figura 111</b> Asignación de la carga de sismo, utilizando el factor de escala .....	<b>259</b>
<b>Figura 112</b> Selección del amortiguamiento viscoso para los periodos de vibración del primer modo y doceavo. ....	<b>262</b>
<b>Figura 113</b> Integración de Hiber Hughes Taylor HHT.....	<b>264</b>
<b>Figura 114</b> Tiempo significativo e Intensidad de Arias para EQ3 (arriba) y sismo recortado (abajo). ....	<b>266</b>
<b>Figura 115</b> Respuestas de fuerza y desplazamiento del analisis tiempo historia frente al analisis estático no lineal para los 11 registros.....	<b>267</b>
<b>Figura 116</b> Respuestas globales de derivas en sentido X y Y para Tr 225 años.....	<b>270</b>

<b>Figura 117</b> Muros y columnas analizadas.....	<b>271</b>
<b>Figura 118</b> Valores límite de rotación para muros estructurales para control de daños .....	<b>272</b>
<b>Figura 119</b> Desempeño en muros para el subsuelo 2 – sentido X, Y .....	<b>273</b>
<b>Figura 120</b> Valores de rotación recomendados por el ASCE/SEI 41-17 para columnas .....	<b>276</b>
<b>Figura 121</b> Desempeño en columnas principales para el sismo de 225 años .....	<b>277</b>
<b>Figura 122</b> Respuestas de fuerza y desplazamiento del análisis tiempo historia frente al análisis estático no lineal para los 11 registros.....	<b>278</b>
<b>Figura 123</b> Respuestas globales de derivas en sentido X y Y.....	<b>281</b>
<b>Figura 124</b> Formación de rótulas plásticas vista en 3D, izquierda (subsuelo vigas ocultas), centro (vigas ocultas), derecha (todos los elementos).....	<b>282</b>
<b>Figura 125</b> Valores límite de rotación para muros estructurales .....	<b>287</b>
<b>Figura 126</b> Desempeño en muros para el subsuelo 2 – sentido X, Y .....	<b>288</b>
<b>Figura 127</b> Desempeño en columnas principales para el sismo de 975 años .....	<b>291</b>
<b>Figura 128</b> Probabilidad de un estado de daño para un edificio C2H con nivel de diseño pre – código, diseño sísmico con código leve y moderado.....	<b>294</b>
<b>Figura 129</b> Curva de fragilidad para los umbrales de daño, sentido flexible de la estructura .....	<b>297</b>
<b>Figura 130</b> Extrapolación de la curva de amenaza sísmica .....	<b>299</b>
<b>Figura 131</b> Curva de fragilidad de colapso, derivada de la curva de amenaza sísmica de sitio y probabilidad de colapso en 50 años de la estructura.....	<b>300</b>
<b>Figura 132</b> Esquema de alternativa de reforzamiento en planta .....	<b>302</b>
<b>Figura 133</b> Esquema de alternativa de reforzamiento en elevación.....	<b>303</b>



## Resumen

La evaluación de edificios gubernamentales, municipales y de defensa es crucial ya que resguardan a una gran cantidad de personas y tienen un valor estratégico importante en cada país. En esta investigación, se realizó una evaluación exhaustiva siguiendo los procedimientos del ASCE/SEI 41-17, desde una evaluación preliminar mediante listas de chequeo hasta una evaluación detallada que incluyó un análisis dinámico tiempo historia debido a los problemas de torsión detectados en este caso de estudio. Para obtener un modelo confiable se utilizó una herramienta útil como la instrumentación de sensores acelerómetros que permitió identificar las frecuencias de la estructura y obtener un modelo calibrado mediante funciones de optimización y realizar una adecuada evaluación computacional para comprender de forma más completa la estructura y sus deficiencias. La edificación cumple con un desempeño de control de daños para el sismo de periodo de retorno de 225 años, pero incumple con un desempeño de seguridad limitada para el sismo de periodo de retorno de 975 años, ya que los análisis revelaron una deficiencia en la capacidad a corte de los muros estructurales, identificada en todos los niveles de evaluación. Además, se calcularon las curvas de fragilidad del edificio que presentaron resultados similares a la curva recomendada por HAZUS para la tipología del edificio diseñadas pre-código, además se determinó la frecuencia anual de colapso media ( $\lambda_c$ ) y la probabilidad de colapso en 50 años ( $P_{c50}$ ) que obtuvieron valores iguales a 0,00016 y 0,81% respectivamente.

*Palabras clave:* Evaluación preliminar, evaluación detallada, torsión, vibraciones ambientales.

### **Abstract**

The evaluation of government, municipal, and defense buildings is crucial as they shelter many people and hold significant strategic value in each country. In this research, a comprehensive assessment was conducted following the procedures outlined in ASCE/SEI 41-17. The assessment process involved a preliminary evaluation using checklist items, followed by a detailed assessment that included a dynamic time-history analysis to address detected torsion issues. To achieve this, the implementation of ambient vibration test proved to be a valuable tool. It facilitated the acquisition of a calibrated model and the identification of torsion, that enabled an adequate computational evaluation to extend a more complete understanding of the structure and its deficiencies. The building achieves the performance standards for damage control in a seismic event with a 225-year return period. However, it does not satisfy the requirements for limited safety performance in a seismic event with a 975-year return period. This is due to the analyses revealing a deficiency in the shear capacity of the structural walls, which has been identified at all evaluation levels. Furthermore, the building's fragility curves were calculated, yielding results like the curve recommended by HAZUS for the pre-code designed building typology. Additionally, the average annual collapse frequency ( $\lambda_c$ ) and the 50-year collapse probability ( $P_{c50}$ ) were determined, obtaining values of 0.00016 and 0.81% respectively.

*Keywords:* Preliminary evaluation, detailed evaluation, torsion, ambient vibrations.

## Capítulo I

### Generalidades

#### Introducción

En el país muchas instituciones municipales y gubernamentales de ocupación especial y esencial utilizan edificaciones cuyas construcciones fueron realizadas entre la década setenta, ochenta y noventa. Estas estructuras requieren ser evaluadas, para conocer si cumplan con los requisitos mínimos para salvaguardar la vida de personas en caso de escenarios sísmicos esperados para Ecuador.

Con respecto a normativa encargada de evaluación, en el año 2015 es publicado como registro oficial la primera normativa del país relacionada a la evaluación de edificaciones, la Norma Ecuatoriana de Construcción - Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de estructuras NEC-SE-RE (2015). Y en el año 2016 es publicada la Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la NEC 2015, como respuesta al sismo que ocurrió en el mismo año. Actualmente, se está elaborando la actualización de la Normativa denominada Evaluación y Rehabilitación de edificaciones existentes, la cual se basa principalmente en la norma ASCE/SEI 41-17 (2017), con adaptaciones para la infraestructura existente en Ecuador.

Para evaluar el comportamiento de un edificio ante un evento sísmico, el ingeniero civil tiene que elegir qué análisis es adecuado en función de los objetivos del proyecto y la cantidad de datos que se disponen. Los diferentes niveles de evaluación entregan información valiosa al evaluador, que permite la toma de decisiones con base en objetivos de desempeño esperados, además el evaluador puede concluir si es necesaria una rehabilitación de la estructura.

La Normativa ASCE/SEI 41-17 (2017) permite tres niveles de evaluación con base en la cantidad de información disponible, empezando por listas de chequeos básicos, pasando a análisis lineales y no lineales. Es importante que en la etapa de evaluación se realicen calibraciones a los modelos computacionales con el objetivo de predecir comportamientos muy

cercanos a la realidad. Uno de los análisis más refinados es el análisis dinámico no lineal tiempo historia ANLD que se encuentra dentro del Nivel 3: evaluación detallada de la ASCE/SEI 41-17 (2017).

Los análisis no lineales requieren bastante conocimiento en la calidad de materiales para poder elaborar modelos constitutivos, y es utilizado con frecuencia en edificaciones cuyo nivel de importancia es más alto al de las edificaciones normales.

Varios estudios subrayan la importancia del análisis dinámico no lineal con modelos refinados en la evaluación de la capacidad sísmica real de una estructura. La evaluación sísmica detallada permite identificar estrategias de diseño más adecuadas para mejorar el desempeño sísmico de la estructura considerada (D'Ambrisi et al., 2012; Mora et al., 2020).

El no contar con un modelo calibrado puede ocasionar problemas al momento de reforzar la estructura, o de definir las ubicaciones críticas de la misma, ya que no se obtienen comportamientos apegados a la realidad (Guillier et al., 2014). La calibración de los modelos puede realizarse evaluando una función de optimización, que minimice la diferencia entre los periodos fundamentales medidos y los periodos fundamentales modelados para varios modos de vibración (Yoo, 2015).

Por las razones mencionadas en los párrafos anteriores, este proyecto de investigación evalúa un caso de estudio, para una edificación de hormigón armado conformada por muros estructurales y pórticos viga-columna que soportan losas aligeradas que presentan un modo de torsión en el primer modo obtenido a través de mediciones ambientales, la investigación tiene por objeto investigar a fondo el comportamiento de la estructura.

En el estudio realizado en 2015, donde se levantó información de 152 edificaciones, se recopilaron edificaciones regulares y no adosadas donde se identificaron varias edificaciones que estaban gobernadas en sus dos primeros modos por movimientos de torsión (Parra & Sarango, 2016), una de ellas es el edificio de estudio. Se realizó una nueva instrumentación en

este estudio para validar que el primer modo de vibración de la estructura sea de torsión y fue validado posteriormente con el modelo numérico.

La evaluación del edificio sigue los lineamientos de la Norma Ecuatoriana de Construcción 2015 (NEC15), y en especial las metodologías de la normativa Seismic Evaluation and Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE 41-17) correspondientes a evaluación de Nivel 1: Diagnóstico Preliminar, Nivel 2: Evaluación basada en deficiencias y el Nivel 3: Evaluación detallada, que se considera se aplicarán en la actualización de la NEC15 en los próximos años.

Los modelos se calibran a partir del comportamiento mostrado en los ensayos de vibración entendiendo que es medido en el rango elástico y lineal. También, se valora la bondad del modelo calibrado mediante técnicas estadísticas como lo es la metodología de función de optimización que consiste en minimizar la diferencia entre la frecuencia medida y la frecuencia modelada. Los parámetros que se utilizan en esta calibración son área e inercia de los elementos estructurales, rigidez de las losas, densidad de los materiales, módulos de elasticidad y consideración de los paneles de relleno.

Los estudios de vibración ambiental son de gran utilidad para evidenciar modos principales torsión en estructuras. Este estudio pretende, además impulsar la necesidad de la instrumentación de estructuras desde niveles iniciales de evaluación (nivel 1 o nivel 2) ya que ayuda a identificar la patología de torsión, la cual en el caso de identificarse ya sería motivo suficiente para evaluar el comportamiento de dicha estructura.

Los estudios en ingeniería estructural han contribuido en las normas de construcción. Estos cambios en el criterio estructural hacen necesarios estudios sobre la adecuación de edificios antiguos existentes. Un edificio diseñado y construido antes de los cambios recientes en los criterios de diseño sísmico, probablemente no cumplirá con los requerimientos actuales (Jara & Mancheno, 2009).

Algunos organismos públicos del país se encuentran funcionando en edificios que fueron construidos antes de la implementación del Código Ecuatoriano de Construcción del año 2002 (CEC2002), como lo son el Ministerio de Transporte y Obras Públicas, Ministerio de Educación, Ministerio de Trabajo, Ministerio de Agricultura y Ganadería (edificio en estudio) entre otros, por lo que es importante evaluar el desempeño estructural ante eventos sísmicos.

Adicionalmente, las edificaciones de ocupación especial requieren de una verificación de desempeño donde se debe limitar de manera estricta los daños estructurales, buscando elevar el nivel de protección. La NEC-SE-RE (2015) menciona que las edificaciones llamadas esenciales o de ocupación especial no pueden cesar sus actividades luego de un sismo, sobre todo cuando el desastre natural ha causado el colapso de otras edificaciones, con heridos, muertos y refugiados.

## **Planteamiento del Problema**

### ***Macro***

Los daños en sismos y la literatura han demostrado que la torsión es el resultado de muchos factores, entre los que se incluyen la irregularidad de la estructura, cambios en la distribución de la masa, cambios en la rigidez y resistencia de los componentes y del sistema, efectos de la interacción suelo-estructura.

No considerar la influencia de la torsión accidental en un análisis puede provocar falsamente un criterio de aceptación basado en las deformaciones que se presentan (Flores et al., 2018), por lo que se considera el efecto de torsión en los diferentes procedimientos de evaluación de la estructura.

La torsión puede resultar en altos esfuerzos y deformaciones en ciertas áreas de la estructura, lo que puede comprometer su estabilidad y seguridad, inestabilidad de la estructura, riesgo para la seguridad de las personas y los bienes materiales: Si la torsión no se detecta y corrige a tiempo, puede comprometer la seguridad de las personas y los bienes materiales que se encuentran dentro o cerca de la estructura. Por lo tanto, es fundamental considerar la torsión

en el diseño y evaluación estructuras considerando su afectación en cada estructura, además, la torsión puede identificarse con el uso de instrumentación de sensores (Godfrey Montero et al., 2020).

### **Meso**

Es esencial evaluar posibles deficiencias o patologías estructurales en edificios gubernamentales, instituciones municipales y de defensa y seguridad, ya que estas edificaciones albergan gran cantidad de personas y han cumplido su tiempo de vida útil, por lo tanto, requieren de mantenimiento o rehabilitación. Las edificaciones pueden ser evaluadas acorde a la norma ASCE/SEI 41 (2017) debido a que presenta una estructura con más respaldo técnico que la normativa nacional y con más coherencia en cuanto a definición a objetivos de desempeño. Es así como se puede realizar una evaluación preliminar hasta una evaluación detallada utilizando adaptaciones para el país. Los resultados de la evaluación permiten identificar las deficiencias y patologías estructurales de la edificación.

La evaluación preliminar basada en listas de chequeo permite identificar de manera rápida y general las deficiencias estructurales más evidentes y detectar si se requiere una evaluación más detallada (El-Betar, 2018; Lizundia et al., 2017). Esta evaluación es una herramienta útil y práctica para determinar si el edificio cumple con los estándares de seguridad estructural básicos FEMA P-2006 (2018). Por otro lado, la evaluación detallada permite un análisis más completo y profundo de la estructura del edificio y permite el uso del análisis no lineal tiempo historia que ayuda a evaluar la capacidad de resistencia ante cargas sísmicas, identificar problemas de torsión (Bolander, 2014), verificar patologías (Hareen & Mohan, 2021), incorporar efectos de fuente cercana (Hosseini et al., 2017), efectos del suelo (Oz et al., 2020), o determinar la fragilidad de la estructura (Seo et al., 2015).

### **Micro**

El edificio del MAG fue construido en 1975, es decir tiene aproximadamente cincuenta años de ocupación, es decir casi alcanza el tiempo estimado de vida útil para edificios en

muchas normativas. Al ser un edificio antiguo, se supone que no ofrece las propiedades de ductilidad y capacidad de corte requeridas por las normativas actuales. El inmueble es considerado como de ocupación especial debido a que es un edificio público y requiere operar continuamente, esto significa que su evaluación contempla un desempeño sísmico en el rango inelástico para el nivel de seguridad limitada ante un terremoto con 975 años de periodo de retorno (ASCE/SEI 41-17).

## **Justificación, Importancia y Alcance de la Investigación**

### ***Justificación e Importancia***

Este trabajo es un aporte a la actualización de la NEC15, a través de la evaluación de la aplicación de normativas internacionales a una edificación de ocupación especial en la ciudad de Quito. Por otro lado, podrá servir como un documento guía para futuras evaluaciones de edificaciones en el país donde se incluya el uso de herramientas tecnológicas para la determinación de propiedades dinámicas del suelo y estructura.

Muchos estudios de evaluación en el país no basan sus resultados en modelos calibrados con los resultados experimentales. Sin embargo, muchos edificios del país podrían poseer, problemas de torsión, los que no serían considerados ni en la evaluación ni en la rehabilitación. Es decir, se manejan modelos con comportamientos alejados a la realidad, donde no se optimizan los recursos necesarios para mejorar el desempeño de la edificación siendo ésta la menor consecuencia en comparación con los daños del edificio y las vidas de sus ocupantes.

Es así como en este estudio se realiza la calibración de los datos experimentales, que es trascendental para evitar que los resultados de la evaluación omitan puntos críticos o patologías y éstas sean solucionadas durante la rehabilitación, para que los niveles de desempeño de la edificación rehabilitada cumplan con criterios de aceptación presentadas en las normativas aplicadas.



**Alcance**

La evaluación comprende los tres niveles expuestos por el ASCE41-17 adaptándola a la realidad de las construcciones ecuatorianas, en esta evaluación se considera información existente para el levantamiento de información, calidad de materiales realizados durante la vida útil de la estructura, así como la incorporación y determinación del estudio de parámetros dinámicos en la estructura para llegar a un análisis más detallado. Los criterios de evaluación deben ser analizados por cada evaluador dependiendo de la estructura en análisis.

**Objetivos****Objetivo General**

El objetivo general del proyecto es evaluar el comportamiento de un edificio de ocupación especial con problemas de torsión, mediante los niveles de evaluación del ASCE 41-17 utilizando modelos calibrados con resultados de ensayos de vibración ambiental

**Objetivos Específicos**

Obtener los modos de vibración de forma experimental.

Calibrar el modelo a partir de resultados experimentales de vibración, incluyendo área e inercias de las secciones, propiedades de los materiales y la interacción suelo estructura.

Realizar una evaluación de acuerdo con normativa internacional ASCE41-17, desde nivel 1 a nivel 3, e indicar la forma de reconocer el problema de torsión desde el nivel 1.

Evaluar los criterios de aceptación de la edificación analizada, con respecto a la NEC y ASCE/SEI

Desarrollar una guía para el uso de los diferentes niveles de evaluación de acuerdo con la normativa nacional.

## **Hipótesis**

### ***Hipótesis General***

Las estructuras de ocupación especial con contribución de la torsión pueden evaluarse apropiadamente si son calibradas con resultados experimentales y estudiadas mediante los niveles de evaluación que propone el ASCE/SEI 41-17 (2017).

### ***Hipótesis Específicas***

Se puede identificar problemas de torsión desde el nivel 1: diagnóstico preliminar con la ayuda de instrumentación sísmica.

Los niveles de evaluación del ASCE 41-17 son aplicables para el país, utilizando varias adaptaciones a la realidad de las construcciones ecuatorianas.

Los estudios de estructuras de ocupación especial evaluados desde el nivel de evaluación 1 hasta el nivel 3 sirve para dar una idea general y detallada del comportamiento de la estructura.

## Capítulo II

### Marco Teórico

#### Evaluación de Edificaciones Existentes

Los constantes estudios en ingeniería sísmica han provocado una evolución en las normas de construcción haciendo que los códigos antiguos queden obsoletos ante las mejoras que se integran los nuevos códigos. A su vez el paso de tiempo en una estructura que ha sufrido varios daños debido al paso de tiempo o historial sísmico hace necesario el evaluar y rehabilitar estas edificaciones existentes.

En la Ingeniería Estructural y Sísmica se han visto numerosos avances que buscan un diseño de una estructura más segura (como por ejemplo el criterio de chequeo de conexión viga columna, o elementos de confinamiento en muros, etc.) así como estudios de amenaza sísmica más recientes, que permiten ser más precisos al momento de determinar la demanda. Estos análisis cada vez son más sofisticados y van acompañados por el desarrollo de la tecnología que permite utilizar equipos que caracterizan mejor el comportamiento de materiales, estructura y suelo. A su vez las computadoras cada vez permiten ejecutar análisis sofisticados con un menor costo computacional.

Muchos países invierten fondos para actividades de investigación, desarrollo e implementación, muchos de ellos se han enfocado en la evaluación y rehabilitación de edificaciones existentes con la finalidad de minimizar los daños que producen los eventos sísmicos, los próximos párrafos resumen la historia de estos códigos en Estados Unidos de América y su influencia con la normativa ecuatoriana.

En 1984 la Federal Emergency Management Agency (FEMA) inició un programa para incentivar la reducción de peligros sísmicos presentados por edificios antiguos en los Estados

Unidos. Este programa incluyó el desarrollo de varios recursos para guiar a ingenieros con el fin de reducir riesgo.

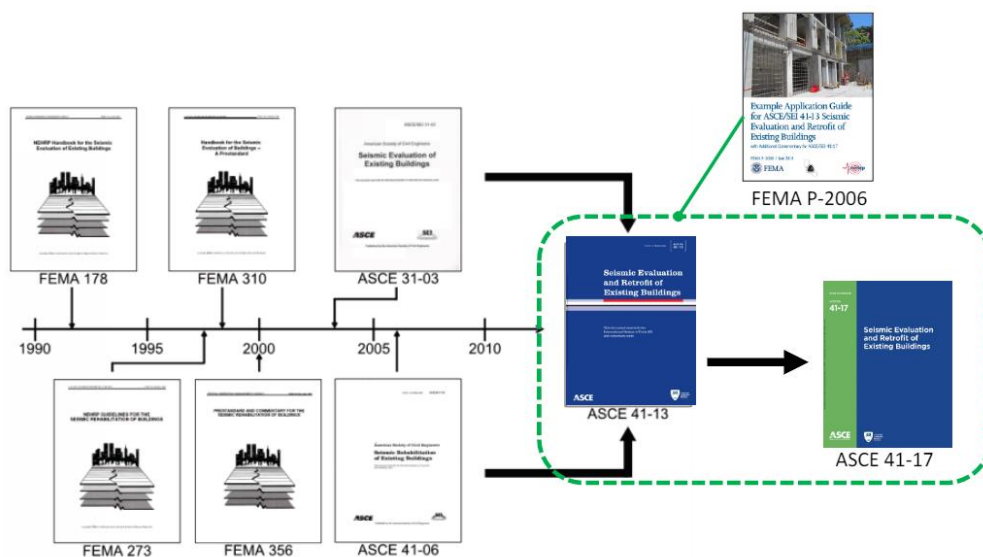
El FEMA 178 NEHRP Handbook for Seismic Evaluation of Existing Buildings publicado en 1992, fue actualizado al FEMA 310 Handbook for the Seismic Evaluation of Existing Buildings en el año 1998, y luego fue reemplazado con participación del “American Society of Civil Engineers (ASCE) por el ASCE 31-03 Seismic Evaluation for Existing Buildings en el año 2003.

Las normas de mayor aplicabilidad referentes a la rehabilitación de edificios son el FEMA 273 NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings publicado en el año 1997, el cual fue reemplazado con la participación de la ASCE por el FEMA 356 Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, en el año 2000 y substituido por el ASCE 41-06 “Seismic Rehabilitation of Existing Buildings” en el año 2006 (Jara & Mancheno, 2009).

En años siguientes, se actualizo el código ASCE 41-13 “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings” que tendría las actualizaciones posteriores al ASCE41-17 “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings” en el año 2017. Adicionalmente, existe la publicación del FEMA P-2006 “Example Application Guide for ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings” que es una guía del ASCE 41-13, esto proceso de presenta en la Figura 1.

**Figura 1**

*Evolución Histórica del ASCE/SEI 41*



*Nota.* Tomado de (FEMA P-2006, 2018). Example Application Guide for ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings with additional commentary for ASCE/SEI41-17

En el Ecuador existen estudios relacionados a reforzamiento de estructuras, si bien han sido publicados, muchos no han sido aún implementados en la normativa del país. Y en cuanto a normativa de evaluación y rehabilitación, en el año 2015 es elevado a registro oficial la NEC-SE-RE “Norma Ecuatoriana de Construcción con el capítulo de Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de estructuras”. En el año 2016 es publicado la “Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la NEC 2015” como respuesta al sismo que ocurre en el mismo año en el mes de abril. Y actualmente se está preparando la actualización de la Normativa la cual se espera que sea publicada en los próximos años, se basa principalmente en ASCE41-17, con adaptaciones y la inclusión de tipologías que son usadas en el país (Figura 2).

**Figura 2**

*Evolución de las normativas de evaluación rehabilitación en el país*



*Nota.* Elaboración propia.

Es importante que la normativa nacional siga actualizándose y también especifique de manera más clara los objetivos de evaluación para amenazas coherentes de acuerdo con la tipología estructural. A lo largo de esta tesis se presentan los contenidos del ASCE 41-17 que servirán de guía para la evaluación del edificio MAG, ya que es una normativa mucho más robusta y completa para estudiar edificaciones de hormigón.

### **Objetivos de Desempeño**

#### ***Objetivos de Desempeño Según ASCE 41-17***

El ASCE 41-17 establece una metodología sísmo resistente que distingue a las estructuras existentes con respecto a las nuevas construcciones. El evaluador o diseñador debe escoger algunas combinaciones de objetivos de desempeño para la edificación, es decir elegir un nivel aceptable de desempeño estructural / no estructural (daño) para un nivel de amenaza sísmica. Los objetivos de desempeño pueden ser considerados como básicos, mejorados, o limitados.

Los niveles de desempeño estructural pueden ser: i) Ocupación Inmediata (S-1), Control de Daños (S-2), Seguridad de Vida (S-3), Seguridad Limitada (S-4), Prevención de Colapso (S-5) y No Considerado (S-6), estos están explicados de una forma simplificada en la Tabla 1.

**Tabla 1**

*Niveles de desempeño estructural*

<b>Nivel</b>	<b>Descripción</b>
S-1	Ocupación inmediata Daños estructurales muy limitados. Sistemas resistentes conservan casi toda su resistencia y rigidez El riesgo de lesiones es muy bajo, El uso del edificio no está limitado por su estado estructural, pero podría estarlo por los daños o la interrupción de los elementos no estructurales.
S-2	Control de daños Punto intermedio entre la seguridad de vida y la ocupación inmediata. Su objetivo es proporcionar a una estructura una mayor fiabilidad para resistir el colapso y sufrir menos daños que una estructura típica. Permite volver a funcionar más rápidamente que el Nivel Seguridad de vida, pero no tan rápidamente como lo hace el Nivel de Ocupación Inmediata.
S-3	Seguridad de vida Daños significativos en la estructura, pero queda margen contra el colapso estructural parcial o total. Ciertos elementos y componentes estructurales han sufrido daños significativos. Existe la posibilidad de que se produzcan lesiones durante un terremoto. Aunque la estructura dañada no presenta un riesgo inmediato de colapso, sería oportuno realizar reparaciones estructurales o instalar refuerzos temporales antes de volver a ocuparla. Aunque algunos elementos y componentes estructurales han sufrido daños graves, esto no ha generado riesgos importantes de caída de escombros, tanto dentro como fuera del edificio.
S-4	Seguridad Limitada El Nivel de Desempeño Estructural de Seguridad Limitada se establece como un punto medio entre la Seguridad de vida (S-3) y Prevención de Colapso (S-5). El objetivo es brindar una estructura con una mayor confiabilidad en resistencia al colapso que una estructura que solo cumple con el nivel de rendimiento de prevención de colapso, pero no alcanza el nivel completo de seguridad requerido por el nivel de desempeño de seguridad de vida
S-5	Prevención de colapso Está al borde del colapso parcial o total.

Nivel	Descripción
S-6	<p>La estructura ha sufrido daños significativos, incluyendo una considerable degradación de la rigidez y resistencia del sistema de resistencia a fuerzas laterales, una deformación lateral permanente considerable y, en menor medida, una reducción en la capacidad de carga vertical. Todos los componentes clave del sistema de resistencia a la gravedad deben continuar soportando sus cargas respectivas. Existe un riesgo importante de lesiones debido a la posible caída de escombros estructurales. La reparación resulta técnicamente inviable y no es segura para su ocupación debido al riesgo de colapso inducido por réplicas sísmicas.</p> <p>No considerado</p> <p>Algunos propietarios pueden querer abordar ciertas vulnerabilidades no estructurales en un programa de evaluación o adaptación</p>

*Nota.* Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

Los niveles de desempeño no estructural pueden ser: Operacional (N-A), Retención de Posición (N-B), Seguridad de Vida (N-C), Riesgos Reducidos (N-D) y No Considerados (N-E), estos están explicados de una forma simplificada en la Tabla 2.

**Tabla 2**

*Niveles de desempeño no estructural*

Nivel	Descripción
N-A	<p>Operacional (N-A).</p> <p>La mayoría de los sistemas no estructurales necesarios para el funcionamiento normal del edificio están operativos. Reparaciones menores.</p>
N-B	<p>Retención de posición (N-B).</p> <p>Es más restrictivo que el Nivel de Seguridad de vida porque involucra reforzamiento y anclaje de ciertos componentes que, con base en su desempeño pasado, no se espera que representen riesgos significativos para la seguridad de vida. Los ocupantes son capaces de ocupar el edificio de forma segura, aunque el uso normal puede verse afectado. Puede ser que servicios públicos no estén disponibles. El riesgo de poner en peligro la vida causada por daños no estructurales es muy bajo.</p>
N-C	<p>Seguridad de vida (N-C).</p> <p>En un edificio que se desempeña en el nivel N-C, los componentes no estructurales pueden haber sufrido daños significativos y costosos, pero no se desprenderán ni caerán de manera que pudieran causar la muerte o lesiones graves, ya sea a los ocupantes o a las personas en áreas inmediatamente adyacentes.</p>
N-D	<p>Peligrosidad reducida (N-D)</p>



<b>Nivel</b>	<b>Descripción</b>
	El desempeño no estructural de peligrosidad reducida (ND) representa un estado de daño posterior al terremoto en el que se han producido daños extensos a componentes no estructurales, elementos presentan un alto peligro de caída para un gran número de personas. Los componentes no estructurales que son pequeños, livianos o cercanos al suelo pueden caer, pero no deben causar lesiones graves.
N-E	No considerado (N-E). En la práctica, esta decisión se toma a menudo cuando la mitigación no estructural interrumpiría los usos normales del edificio. Otra posibilidad es abordar problemas estructurales y solo aquellos peligros no estructurales donde elementos muy pesados pueden caer sobre los ocupantes o peligros alrededor del perímetro del edificio. Las lesiones por aplastamiento causadas por caídas tienen una mayor probabilidad de muerte que otros tipos de lesiones causadas por terremotos.

*Nota.* Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

La integración de los niveles de desempeño estructural y no estructural determina el objetivo de desempeño de la edificación, como se indica en la Tabla 3. Se indican algunas de las posibles combinaciones y se proporcionan los nombres de los que con mayor probabilidad se seleccionarán como base para el diseño.

**Tabla 3**

*Niveles de desempeño estructurales y no estructurales de edificios*

<b>Niveles de desempeño estructural</b>					
<b>Niveles de desempeño No estructural</b>	<b>Ocupación Inmediata OI (S-1)</b>	<b>Control de Daños CD (S-2)</b>	<b>Seguridad de vida SV (S-3)</b>	<b>Seguridad Limitada SL (S-4)</b>	<b>Prevención al Colapso PC (S-5)</b>
<b>Operacional (N-A)</b>	<b>Operacional 1-A</b>	2-A	No es recomendable	No es recomendable	No es recomendable
<b>Posición de retención (N-B)</b>	<i>Ocupación Inmediata (1-B)</i>	2-B	3-B	<i>No es recomendable</i>	<i>No es recomendable</i>
<b>Seguridad de vida (N-C)</b>	1-C	2-C	<i>Seguridad de vida (3-C)</i>	4-C	5-C

Niveles de desempeño estructural					
<b>Peligros reducidos (N-D)</b>	<i>No es recomendable</i>	2-D	3-D	4-D	5-D
<b>No Considerado (N-E)</b>	<i>No es recomendable</i>	<i>No es recomendable</i>	<i>No es recomendable</i>	4-E	Prevenición al Colapso (S-E)

*Nota.* Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

La Tabla 4 presenta la descripción de las combinaciones que tienen más probabilidades de ser seleccionados como base para el diseño, operacional **(1-A)**, Inmediatamente ocupacional **(1-B)**, Seguridad de vida **(3-C)**, Prevenición de colapso (5-D).

**Tabla 4**

*Niveles de desempeño de edificios*

<b>Nivel</b>	<b>Descripción</b>
1-A	Nivel de desempeño operativo del edificio (1-A) Los edificios con este nivel de desempeño se espera que sufran daños mínimos o nulos en sus componentes estructurales y no estructurales. El edificio es adecuado para su ocupación y uso normal. Los edificios que cumplen con este nivel de desempeño presentan un riesgo de seguridad de vida extremadamente bajo. Por lo general, no es económicamente práctico modificar los edificios existentes para cumplir con este nivel para temblores fuertes, excepto en los edificios que albergan servicios esenciales.
1-B	Nivel de desempeño del edificio de ocupación inmediata (1-B) Los edificios con este nivel de desempeño se espera que sufran daños mínimos o nulos en sus elementos estructurales y solo daños menores a sus componentes no estructurales. Aunque sería seguro volver a utilizar un edificio que cumpla con este nivel inmediatamente después de un terremoto significativo, es posible que los sistemas no estructurales no operen correctamente, ya sea por falta de suministro eléctrico o por daños internos al equipo. Por lo tanto, aunque es factible la reocupación inmediata del edificio, podría ser necesario llevar a cabo labores de limpieza y reparación, además de esperar a que se restaure el servicio público antes de que el edificio pueda operar de manera normal. El riesgo para la seguridad de las personas en este nivel es muy bajo.
3-C	Nivel de rendimiento del edificio de seguridad de vida(3-C).

Nivel	Descripción
	Un edificio que cumpla con el término de seguridad de vida no garantiza que no causará lesiones a los ocupantes o personas en las cercanías durante un terremoto del nivel evaluado, pero se esperan pocos casos. Los edificios que logren este nivel pueden sufrir daños significativos en los componentes estructurales y no estructurales. La reparación puede considerarse económicamente inviable. El riesgo para la seguridad de las personas en los edificios que cumplen este nivel de rendimiento es bajo. Los dueños de los edificios pueden aspirar a alcanzar este nivel de rendimiento para terremotos graves
5-D	Nivel de desempeño del edificio de prevención de colapso (5-D). Los edificios que alcancen este nivel pueden sufrir daños importantes en los componentes estructurales y no estructurales. Pueden ocurrir peligros de caídas no estructurales que causen lesiones graves o la muerte. No se espera que se produzca un colapso total o parcial del edificio en este nivel. No es probable que se produzcan riesgos de caídas no estructurales importantes que puedan causar lesiones graves o la muerte a un gran número de personas. Es posible que se requieran reparaciones extensas antes de que ocurra la reocupación del edificio, y la reparación puede considerarse económicamente impráctica. Existe un riesgo para la seguridad en los edificios que cumplen con este nivel. Este objetivo de nivel de rendimiento de los edificios probablemente supondrá más daños de los previstos para los edificios nuevos que han sido diseñados y construidos adecuadamente para la resistencia sísmica cuando se someten a sus terremotos de diseño. Los propietarios de los edificios pueden desear cumplir con este nivel de rendimiento de los edificios para las sacudidas del suelo más severas.

*Nota.* Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

En la Tabla 5 se presentan los niveles de amenaza sísmica más utilizados en las diferentes normativas.

En la Figura 3 se muestran los niveles de desempeño más utilizados en el diseño y rehabilitación de estructuras. Como se puede apreciar en la figura, a medida que el nivel de desempeño aumenta, la estructura tiene un mejor rendimiento y, por lo tanto, sufre menos pérdidas en caso de un evento sísmico. Sin embargo, también se requiere un mayor costo inicial de diseño o rehabilitación para lograr estos niveles de desempeño más altos. La Figura 3 es una herramienta útil para evaluar y seleccionar el nivel de desempeño adecuado en función de las necesidades y objetivos específicos del proyecto.

**Tabla 5**

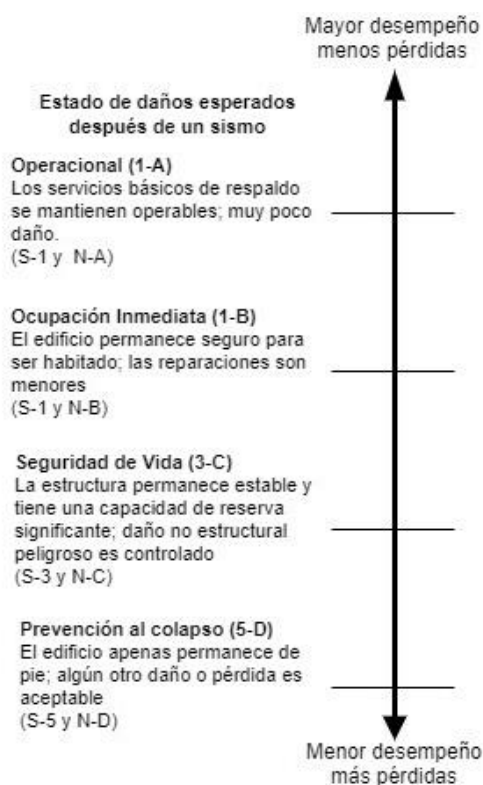
*Probabilidad de excedencia y tiempos de retorno*

<b>Probabilidad de excedencia</b>	<b>Periodos de retorno (años)</b>
50% en 30 años	43
50% en 50 años	72
20% en 50 años	225
10% en 50 años	475
5% en 50 años	975
5% en 50 años	2475

*Nota.* Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

**Figura 3**

*Niveles y rangos de rendimiento del edificio objetivo*



*Nota.* Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

El ASCE 41 establece un objetivo de desempeño para edificaciones existentes (BPOE) como para edificaciones nuevas (BPON), el nivel de desempeño especifica tanto a

componentes estructurales y no estructurales. El BPOE acepta un menor nivel de seguridad y un mayor riesgo de colapso que el de las normas para las nuevas edificaciones. Los niveles de amenaza para estructuras existentes predefinidas son 20% de ocurrencia en 50 años (BSE-1E), 5% de ocurrencia en 50 años (BSE-2E). Se selecciona, el objetivo de desempeño básico para edificaciones existentes (BPOE), que resulta de la combinación de un nivel de amenaza sísmica con el nivel de desempeño del edificio de acuerdo con la Tabla 6. La categoría de riesgo esta especificada en el código Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures ASCE/SEI 7-16 y se resume en la parte inferior de la Tabla 6. El edificio en estudio corresponde a una categoría nivel III, por lo tanto, le corresponde el desempeño 2-B para BSE-1E y 4-D para BSE-2E.

**Tabla 6**

*Nivel de desempeño básico para edificaciones existentes según ASCE 41*

<b>Amenaza</b>	<b>(1-B)</b>	<b>(2-B)</b>	<b>(3-C)</b>	<b>(4-D)</b>	<b>(5-D)</b>
BSE-1E 20% en 50 años Tr 225 años	IV	III	I y II		
BSE-2E 5% en 50 años Tr 975 años			IV	III	I y II
I: Edificios y estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en caso de fallo II: Edificios y estructuras que no han sido descritos en I, III y IV III: Edificios y estructuras cuyo colapso podría suponer un riesgo sustancial para la vida humana, no incluidos en la Categoría de Riesgo IV, con potencial para causar un impacto económico significativo y/o una interrupción masiva de la vida civil cotidiana en caso de fallo. V: Edificios y otras estructuras designadas como instalaciones esenciales; cuyo fallo podría suponer un peligro sustancial para la comunidad; que contengan cantidades suficientes de sustancias altamente tóxicas; necesarias para mantener la funcionalidad de otras estructuras de la categoría de riesgo IV.					

*Nota.* Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings y del ASCE/SEI 7-16 (2016) Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and

## Other Structures

Es fundamental conocer los daños asociados a cada nivel de desempeño para poder tomar decisiones informadas en lo que respecta a la evaluación de estructuras. En el informe se presenta la Tabla 7 para un sistema formado por pórticos y la Tabla 8 para muros estructurales, lo que es relevante para el edificio en estudio ya que se trata de una estructura que combina muros y pórticos.

**Tabla 7**

*Daños y nivel de desempeño para un sistema de pórticos*

Tipo	Niveles de desempeño estructural		
	Prevención al colapso (S-5)	Seguridad de vida (S-3)	Ocupación inmediata (S-1)
Elementos primarios	Gran formación de fisuras y rotulas plásticas en elementos dúctiles. Agrietamiento limitado o falla de traslapes en algunas columnas no dúctiles. Daños severos en columnas cortas.	Daños severos en las vigas. Resquebrajamiento de la cubierta y agrietamiento por corte en columnas dúctiles. Grietas en nudos.	Agrietamiento menor. Es posible un desempeño limitado en algunas locaciones. Resquebrajamiento menor del revestimiento de hormigón
Elementos secundarios	Descascarado extenso en columnas y vigas. Daño del nudo severo. Algunos refuerzos se pandearon.	Gran fisuración y formación de rotulas plásticas en elementos dúctiles. Agrietamiento limitado o falla de traslapes en algunas columnas no dúctiles. Daños severos en columnas cortas.	Poco resquebrajamiento en columnas y vigas dúctiles. Agrietamiento por flexión en vigas y columnas. Agrietamiento por corte en los nudos.
Deriva	Deriva causa daños no estructurales extensos.	Deriva causa daños no estructurales.	Deriva causa daños no estructurales menores o nulos.

Tipo	Niveles de desempeño estructural		
	Prevención al colapso (S-5)	Seguridad de vida (S-3)	Ocupación inmediata (S-1)
	Deriva permanente importante.	Deriva permanente notable.	Deriva permanente insignificante.

*Nota.* Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

**Tabla 8**

*Daños y nivel de desempeño para un sistema de muros estructurales*

Tipo	Niveles de desempeño estructural		
	Prevención al colapso (S-5)	Vida segura (S-3)	Ocupación inmediata (S-1)
Elementos primarios	Grandes fisuras y vacíos por flexión o corte. Rotura y pandeo de refuerzo. Daño severo elementos de borde.	Algunas grietas, se descascarán los elementos de borde, pandeo limitado de la varilla de refuerzo. Daños alrededor de las aberturas. Algunas grietas por aplastamiento y flexión.	Pequeñas grietas en las paredes. Alguna evidencia de deslizamiento en las juntas de construcción.
	Las vigas de acople se rompen y prácticamente se desintegran.	Vigas de acople: fisuras por cortante y flexión; algo de aplastamiento.	Las vigas de acoplamiento experimentan grietas en forma de X. Resquebrajamiento leve.
Elementos secundarios	Paneles rotos y prácticamente desintegrados	Grandes grietas por flexión y corte. Daño severo en elementos de borde. Las vigas de acoplamiento se rompieron y prácticamente se desintegraron.	Resquebrajamiento leve en algunos lugares de columnas y vigas dúctiles. Agrietamiento por flexión en vigas y columnas. Agrietamiento por corte en los nudos.
Deriva	Deriva suficiente para causar daños estructurales extensos.	Deriva suficiente para causar daños estructurales.  Deriva permanente notable	Deriva que causa daños estructurales menores o nulos.

Tipo	Niveles de desempeño estructural		
	Prevención al colapso (S-5)	Vida segura (S-3)	Ocupación inmediata (S-1)
	Deriva permanente extensa.		Deriva permanente insignificante.

*Nota.* Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

### **Objetivos de Desempeño Según NEC -15**

La Guía NEC establece la matriz de relación entre amenaza y desempeño acorde a la Tabla 9.

**Tabla 9**

*Matriz de relación entre la amenaza y los niveles de desempeño según NEC.*

Niveles de Desempeño Esperados en el Edificio						
		Nivel Operacional (1-A)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)	
NIVEL DE TERREMOTO	50% / 50 años	a	B	c	D	
	20% / 50 años 225 años	E	F	g	H	
	BSE-1					
	10% / 50 años 475 años	I	J	k	L	
	BSE-2 2% / 50 años	M	N	o	P	

*Nota.* Tomado de NEC-SE-RE, 2015. Norma Ecuatoriana de Construcción, Riesgo Sísmico

Los objetivos de rehabilitación pueden ser: Objetivo básico (k y p), objetivos avanzados (k y m,n u o); (p e i ó j); (k y p y a,b,e, ó f); (m,n,u solo o) u objetivos limitados (sólo k) ; (sólo p) ; (c,d,g,h, o sólo I).

El MAG es un edificio público que requiere operar continuamente por lo tanto es una estructura de ocupación especial. Para el caso de estructuras esenciales la NEC estipula que



se debe rehabilitar para un objetivo básico de seguridad (k y p) y para el caso de estructuras de ocupación especial se debe rehabilitar para un objetivo limitado (**g y l**) que es el caso de este estudio. En este sentido la NEC se desplaza para arriba en la tabla de desempeño y amenaza sin ser consistente con la finalidad de estas tablas. En este sentido la NEC, sería una normativa más permisible con respecto a una edificación básica. Por tal razón, una vez analizados los dos objetivos de rehabilitación de la norma ecuatoriana y la internacional, se escoge para la presente evaluación trabajar con los lineamientos del ASCE 41-17 al ser una normativa más consistente y estudiada haciendo adaptaciones para el medio, en la evaluación se revisará los siguientes niveles de desempeño:

**(2) Control de Daños para el BSE-1E (Tr 225 años):** Se define como un punto intermedio entre la seguridad de vida y la ocupación inmediata.

**(4) Seguridad Limitada para BSE-2E (Tr 975 años):** Se establece como un punto medio entre la Seguridad de vida (S-3) y Prevención de Colapso (S-5).

El nivel (2) equivale al nivel (2-B), en tanto que el nivel (4) corresponde al nivel (4-D). En la nomenclatura anterior, los números representan niveles de desempeño estructurales y las letras representan niveles de desempeño no-estructurales. El analizar el desempeño de los componentes no estructurales esta fuera del alcance de la presente evaluación.

### **Niveles de Evaluación Según ASCE 41-17**

Para determinar el nivel de desempeño de una edificación existente, se contemplan tres niveles de evaluación. El tipo de estudio necesario depende de varios factores, como el tipo de construcción, su altura y configuración. A diferencia del diseño de un nuevo edificio, que considera el comportamiento de todo el sistema estructural, en las edificaciones existentes se evalúa el desempeño de cada elemento y conexión de forma individual. Los niveles de evaluación son: Nivel 1 - Evaluación preliminar (EN1), Nivel 2 - Evaluación basada en deficiencias (EN2) y Nivel 3 - Evaluación detallada (EN3). Existen diferentes tipos de análisis que pueden ser utilizados en evaluación de estructuras: Procedimiento estático lineal (ALE),

Procedimiento dinámico lineal (ALD), Análisis No lineal estático (ANLE), Análisis No lineal dinámico (ANLD). La Tabla 10 explica los diferentes niveles de evaluación y los procedimientos de análisis utilizados en cada nivel.

**Tabla 10**

*Niveles de los procedimientos de análisis de acuerdo con ASCE 41*

<b>Nivel</b>	<b>Procedimientos de análisis</b>	<b>Limitaciones, excepciones.</b>
Nivel 1 Evaluación Preliminar	Listas de chequeo ALE	Si una EN1 encuentra deficiencias, utilizar una EN2
Nivel 2 Evaluación basada en deficiencias	ALE ALD	Con una EN2 se puede mitigar y rehabilitar las deficiencias o utilizar una EN3 lineal para un análisis más detallado.
Nivel 3 Evaluación detallada	ALE ALD ANLE ANLD	Si una EN3 lineal no es permitida, utilizar una EN3 no lineal.

*Nota.* Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

El diseñador puede optar por (1) reportar las deficiencias y recomendar medidas de mitigación, o (2) realizar una evaluación adicional al finalizar cada etapa en el proceso de evaluación.

La evaluación puede iniciar con la EN 3 y sin invertir tiempo en análisis anteriores. Esta decisión es apropiada cuando hay pocas dudas profesionales en las características de la edificación y se cuenta con información detallada de la misma, o también cuando el edificio tiene deficiencias sísmicas significativas que necesiten ser evaluadas con análisis más sofisticados. Pero, la ventaja de escoger los niveles 1 y 2 es que se puede identificar deficiencias en un menor tiempo pero que generalmente repercuten en evaluaciones más conservadoras (ASCE/SEI 41-17, 2017).

No está permitido por los códigos emplear métodos avanzados no lineales, cuando el conocimiento de la estructura no es bueno. El problema de los métodos no lineales es la falsa impresión de precisión, cuando el conocimiento de la configuración estructural es limitado. El uso de métodos no lineales y el buen conocimiento del edificio pueden ser ventajosos y conducir a intervenciones significativamente menos agresivas (más económicas).

En una EN1 se utilizan las listas de chequeo, si no cumple con el objetivo de Desempeño seleccionado, se puede analizar una EN2 utilizando procedimientos lineales para revisar aquellos componentes identificados como deficiencias potenciales. Los procedimientos de EN1 y EN2 están destinados a evaluar y reducir el riesgo sísmico de manera eficiente mediante el uso de procedimientos simplificados para diferentes tipologías y se les permite demostrar el cumplimiento solo con los niveles de desempeño estructural de ocupación inmediata, control de daños o seguridad de vida, según la categoría de riesgo de la estructura (ASCE/SEI 41-17, 2017) .

Para la EN2, el método de análisis se restringe a ALE o ALD. Se recomienda el uso de ALD en estructuras de largo período, edificios con irregularidades geométricas o de rigidez, o sistemas resistentes a fuerzas sísmicas no ortogonales. El ALD proporciona una mejor predicción de la distribución potencialmente compleja de las fuerzas sísmicas en todo el edificio.

El procedimiento EN3 utiliza análisis no lineales, lo cual puede resultar en una solución de rehabilitación más económica que los procedimientos simplificados de EN1 y EN2. Dado que los procedimientos de EN2 y EN3 hacen referencia a las mismas disposiciones de análisis lineal, un análisis lineal de Nivel 3 producirá resultados similares a un enfoque de Nivel 2.

Para el ALE y el ALD, se espera que el análisis produzca desplazamientos que se aproximen a los desplazamientos máximos esperados para el Nivel de riesgo sísmico seleccionado, pero producirá fuerzas componentes que exceden las que ocurrirían en una edificación que incursiona en fluencia (ASCE/SEI 41-17, 2017) . Las acciones de los

componentes se clasifican como controladas por la fuerza cuando permanecen en el rango elástico, o controladas por la deformación cuando se permite que excedan la capacidad de desempeño del componente.

### **Procedimientos de Análisis**

Los procedimientos de análisis pueden ser lineales y no lineales, estos se describen a continuación.

#### ***Procedimientos de Análisis Lineal (LP)***

Los análisis lineales son una herramienta comúnmente utilizada en la evaluación del comportamiento estructural. Estos análisis se basan en la suposición de que el material es linealmente elástico y que la respuesta de la estructura a las cargas externas puede ser calculada mediante la teoría de la elasticidad.

En los procesos lineales, se considera que los elementos estructurales tienen una rigidez constante y que las cargas aplicadas son proporcionales a la respuesta estructural. Además, se asume que los materiales son homogéneos e isotrópicos, y que no se producen grandes deformaciones. Las rigideces de los elementos se reducen de acuerdo con lo estipulados en las diferentes normativas (agrietamiento), donde se examina que la demanda sea menor a la capacidad de cada elemento en estudio

Los análisis lineales pueden ser: análisis estático lineal, análisis dinámico lineal este último puede ser análisis modal espectral o análisis lineal paso a paso en el tiempo.

#### **Análisis Lineal Estático (ALE).**

Se aplica una pseudo fuerza al modelo del edificio lineal elástico que obtiene amplitudes de desplazamiento que se aproximen a los desplazamientos máximos esperados durante el nivel de riesgo sísmico al multiplicar por un valor igual a R. La carga permanece constante a lo

largo del análisis, la fuerza usualmente simula una forma triangular o parabólica a lo largo de la altura del edificio.

### **Análisis Lineal Dinámico (ALD).**

En el análisis dinámico lineal, se estudia la respuesta de la estructura ante cargas dinámicas, como pueden ser las producidas por un sismo o un viento fuerte. Este tipo de análisis se divide en dos categorías principales: análisis modal espectral y análisis lineal paso a paso en el tiempo.

En el análisis modal espectral, se descompone la respuesta de la estructura en sus modos de vibración naturales y se calcula la respuesta de cada modo por separado. En el análisis lineal paso a paso en el tiempo, se simula la respuesta de la estructura ante una carga dinámica aplicada en intervalos de tiempo discretos.

En el caso de edificios con periodos largos, retrocesos importantes, irregularidades de rigidez en planta o vertical, o sistemas sismorresistentes no ortogonales, la distribución de las demandas predichas por un análisis dinámico lineal LDP son más precisas que las predichas por el análisis estático lineal LSP.

En este análisis es necesario considerar los modos que contribuyen significativamente a la respuesta.

### ***Procedimientos de Análisis no Lineales (NP)***

Estos procedimientos consideran a las propiedades de los materiales variables en función de la fuerza y desplazamiento, es decir utilizan su envolvente en el caso de un análisis no lineal estático o su curva de histéresis en caso de un análisis dinámico no lineal, los daños se concentran en rotulas plásticas. Los análisis no lineales pueden ser: análisis no lineal estático ANLE, análisis no lineal dinámico ANLD.

Previo a la realización del modelo, se deben establecer los objetivos del análisis e identificar los parámetros de demanda necesarios, el siguiente paso en la creación del modelo

estructural no lineal es decidir qué componentes del edificio se van a incluir y cómo se deben idealizar en el modelo de análisis.

Primero se debe identificar los componentes del modelo estructural que contribuyen en la respuesta de la estructura, se clasifica cada acción de los componentes, como controlada por deformación o controlada por fuerza. Las acciones controladas por la deformación son aquellas que tienen una capacidad de deformación inelástica fiable con un deterioro gradual de la resistencia, mientras que las acciones controladas por la fuerza se asocian a elementos que pretenden permanecer esencialmente elásticos. (NIST, 2017)

Las acciones controladas por la deformación se representan en el modelo estructural con elementos inelásticos, y las acciones controladas por la fuerza se modelan con elementos elásticos. Más allá de las diferencias de modelado, estas distinciones entre acciones controladas por la fuerza y por la deformación también se reflejan en la estructura de las comprobaciones de los criterios de aceptación asociados. Algunos ejemplos de acciones controladas por deformación o por fuerza son presentadas en la Tabla 11 tomado de NIST (2017) y ASCE/SEI 41-17 (2017).

**Tabla 11**

*Ejemplos de acciones controladas por deformación o fuerza*

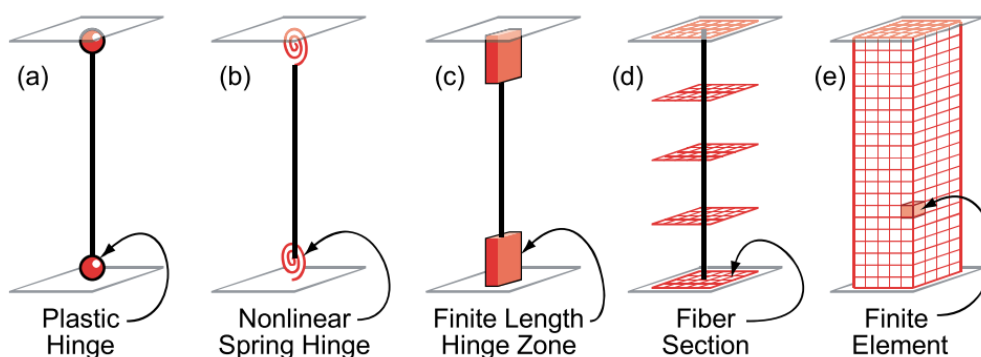
<b>Controladas por deformación</b>	<b>Controladas por fuerza</b>
Flexión de vigas Flexión y corte en muros (*)	Corte en vigas Axial en muros (*)
Deformaciones axiales de las diagonales restringidas por pandeo. Corte y/o flexión de las vigas de acople entre muros. Links de los marcos arriostrados excéntricamente	Fuerzas axiales en columnas Corte y flexión en los diafragmas de los pisos.

*Nota.* Tomado de (NIST, 2017) Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings y Tabla C ASCE/SEI 41-17 \* Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings .

Los modelos para el análisis no lineal pueden ir desde modelos de resortes uniaxiales o rotulas plásticas, pasando por modelos más fundamentales de tipo fibra, hasta modelos detallados de elementos finitos de tipo continuo. Todos los modelos se basan en la calibración empírica del comportamiento observado en algún nivel de idealización. Los modelos concentrados (izquierda en la Figura 4) se basan en la calibración del comportamiento global de los componentes. Por el contrario, los modelos de elementos finitos de fibra y continuos (hacia la derecha en la Figura 4) se calibran más a nivel de material, donde la cinemática y el equilibrio de los componentes están representados más directamente por la formulación del modelo. Como tal, estos últimos modelos son más adaptables a diferentes geometrías y regímenes de carga, sin embargo, en la medida de lo posible, deben ser validados contra los datos experimentales (NIST, 2017).

#### Figura 4

*Tipos de modelo para análisis no lineal.*



*Nota.* Tomado de (NIST, 2010) Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings

A continuación, se describen los requisitos y parámetros específicos de modelado recomendados por el NIST:

- Selección de componentes que afectan significativamente a la respuesta. (componentes no estructurales, cimentación, condiciones de borde, ubicación de las rótulas plásticas, nivel apropiado de sofisticación)
- No linealidad geométrica
- Resistencias esperadas de los materiales
- Idealización de los diafragmas (rígido, semi rígido, flexible)
- Amortiguamiento (La amortiguación viscosa se utiliza habitualmente para representar la disipación de energía disipación que usualmente no se modela de otra manera en los componentes de la estructura.)
- Torsión accidental (la torsión accidental puede incluirse desplazando el centro de masa cada uno de su ubicación real en una distancia igual al 5% de la dimensión del diafragma de la estructura paralela a la dirección de la masa).

#### **Análisis no Lineal Estático (ANLE).**

El método de análisis estático no lineal consiste en aplicar una fuerza lateral incremental al edificio, donde los materiales son representados mediante envolventes, se considera la degradación de rigidez, y se modela rótulas plásticas en las zonas donde se espera no linealidad. Como resultado de este análisis, se obtiene la curva de capacidad del edificio para cada sentido.

Las principales limitaciones del análisis estático no lineal se derivan de su incapacidad inherente para captar la respuesta dinámica, entre ellas las siguientes:

- Comportamiento dinámico multimodal, que es especialmente importante para los edificios más altos (> 4 plantas) y/o edificios con irregularidades geométricas o estructurales, caso de estudio.
- Comportamiento cíclico y degradación de materiales y componentes.



### **Análisis no Lineal Dinámico (ANLD).**

El método de análisis dinámico no lineal consiste utilizar registros sísmicos de aceleración a un modelo matemático de una estructura, estas señales se seleccionan y escalan según los objetivos del análisis. Los materiales son representados mediante curvas de histéresis, y se modelan las rótulas plásticas en las zonas donde se esperan daños, el análisis evalúa el comportamiento de los elementos durante el sismo.

El procedimiento del análisis dinámico no lineal se resume en los siguientes pasos:

- a) Creación del modelo de análisis no lineal
- b) Definición y aplicación de las cargas gravitatorias estáticas
- c) Realizar la selección y escalamiento de sismo de acuerdo con la zona de estudio
- d) Aplicar los sismos escalados al edificio
- e) Evaluar las derivas de los pisos y otros parámetros de demanda (rótulas plásticas, fuerzas de los miembros) contra los criterios de aceptación especificados en el desplazamiento objetivo prescrito

La norma ASCE/SEI 7-16 requiere 11 movimientos para predecir la respuesta media del edificio bajo movimientos del terreno, según el escenario considerado. Los movimientos del suelo deben seleccionarse en función de la magnitud, la distancia, el entorno tectónico, las condiciones del suelo del lugar y la forma espectral.

### **Comparación Entre Diferentes Tipos de Análisis.**

El análisis lineal es simple, es aceptado en estructuras regulares, y su uso está compensado en los factores de seguridad altos, en cambio el análisis no lineal es adecuado cuando el conocimiento en la estructura es alto, se recomienda su uso en evaluaciones y reforzamientos. El análisis lineal tiene un costo computacional bajo en comparación al análisis no lineal. La Tabla 12 hace una comparación entre diferentes tipos de análisis.

**Tabla 12**

*Aplicación y limitaciones de los diferentes tipos de análisis*

<b>Limitaciones</b>	<b>LSP</b>	<b>LDP</b>	<b>NSP</b>	<b>NDP</b>
Irregularidad	X	Sí	Sí	Sí
Alta demanda inelástica	X	X	Sí	Sí
Efecto de altos modos	X	Sí	X	Sí
Cercanos a la falla	X	X	X	Sí
Costo Computacional	Bajo	Bajo	Medio	Alto

*Nota.* Tomado de apuntes de la materia Ingeniería Sísmica basada en desempeño (Poveda, 2020)

El ingeniero debe comprender las capacidades y limitaciones de cualquier método de análisis y hacer un uso adecuado del mismo para caracterizar el comportamiento estructural con suficiente precisión y confianza para el diseño.

### **Evaluación del Desempeño y Criterios de Aceptación**

Para evaluar cualquier edificación es necesario plantar diferentes criterios de aceptación para cumplimiento de diferentes objetivos de rendimiento seleccionados. En los siguientes apartados se discute cómo se incorporan las incertidumbres en los criterios de aceptación existentes.

#### **Exigencias de la Deriva.**

Las derivas de los pisos proporcionan una medida global de las demandas de deformación sísmica en el edificio y una forma eficaz de limitar la respuesta estructural a un rango en el que se puede evaluar de forma fiable mediante un análisis no lineal. Existen cuatro tipos de respuestas inaceptables:

- 1) El primer tipo de respuesta inaceptable es la deriva excesiva, que sugiere que la demanda de movimiento del suelo supera la capacidad de colapso del edificio.
- 2) La no convergencia durante el análisis no lineal,
- 3) Respuestas calculadas que exceden el rango válido de modelación para los componentes controlados por la deformación u otros límites en la formulación del análisis.

4) Las demandas de fuerza exceden a un elemento controlado por la fuerza; esto puede evitarse modelando el componente inelásticamente como una acción de componente controlado por la deformación.

**Acciones Controladas por la Fuerza.** Cualquier acción de un elemento modelado con propiedades elásticas lineales se considera controlada por la fuerza. Esto se hace para casos de componentes frágiles, en los que no se puede asegurar la capacidad de deformación inelástica, pero también se puede utilizar en el caso de que un componente dúctil se modele elásticamente con el fin de simplificar el modelado.

**Acciones de Deformación Controlada.** Acciones para las que se puede alcanzar la capacidad de deformación inelástica, con el deterioro de la resistencia captado por el análisis para controlar las deformaciones máximas permitidas. Los elementos críticos son los fallos que provocarían colapso.

### **Criterios de Aceptación de las Medidas de Rendimiento más Allá de la Seguridad del Sistema Estructural.**

El análisis dinámico no lineal también puede utilizarse para completar una evaluación más exhaustiva del rendimiento, incluyendo la evaluación de los daños, las pérdidas económicas y el tiempo de reparación asociado debido a los terremotos. Por ejemplo, el método P-58 de la FEMA utiliza las respuestas estructurales (derivadas máximas transitorias y residuales de los pisos y aceleraciones máximas de los pisos) para estimar los daños en los componentes estructurales y no estructurales y, a continuación, relacionar esos daños con los parámetros finales de rendimiento (o resistencia).

### **Instrumentación Sísmica y Análisis Modal Operacional**

El campo de la ingeniería Estructural que estudia las propiedades modales de los sistemas bajo vibraciones ambientales o condiciones normales de funcionamiento se denomina Análisis Modal Operativo (OMA) y proporciona métodos útiles para el análisis modal de muchas áreas de la ingeniería estructural. (Brincker & Ventura, 2015)

En ingeniería civil, el OMA se ha convertido en el principal método de prueba modal, existiendo un número considerable de estudios de casos reportados (Reynders, 2012). El uso de este método está relacionado con el monitoreo de puentes (Brincker, Frandsen, et al., 2000; J. M. W. Brownjohn, 1994), al igual que estudios relacionados con puentes peatonales (Lakzaeian & Cantieni, 2013), silos (Dooms et al., 2006), techos suspendidos de estadios (Magalhães et al., 2008), torres de mampostería (Aras et al., 2010; Compan et al., 2017; Diaferio et al., 2011; Gentile et al., 2009), plataformas offshore (Brincker et al., 1996), edificios de gran altura (J. M. W. Brownjohn, 2003; Li et al., 2016; Pan et al., 2016), presas (Darbre et al., 2000); entre otros.

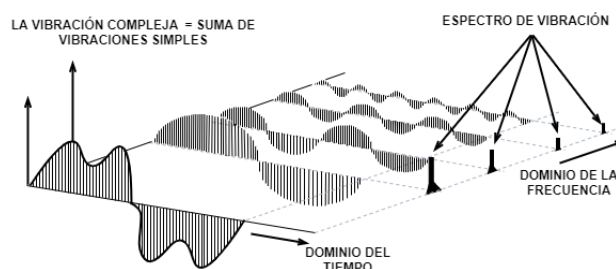
Las formas de modo pueden determinarse procesando las funciones de transferencia entre todas las salidas con respecto a un sensor de referencia. No obstante, las desventajas que presenta son la selección subjetiva de las frecuencias propias y la falta de estimaciones precisas de amortiguación. (Yoo, 2015)

El OMA se divide de acuerdo con la realización del análisis, es decir, si se lo realiza con el dominio de la frecuencia o con el dominio del tiempo (Figura 5). La .

Tabla 13, presenta un resumen de algunas técnicas para el OMA.

## Figura 5

*Señales en el dominio del tiempo y frecuencia*



*Nota.* Tomado de Métodos para la modelación y el análisis experimental de puentes frente a cargas dinámicas por Duménigo, 2015. Universidad Central Marta Abreu de Las Villas.

Tabla 13

Resumen de diferentes metodologías del análisis modal operacional OMA.

Método	Tipo	Ventajas	Desventajas
PP	Dominio de frecuencia	El más simple, fácil y computacionalmente el método menos demandante	Imprecisa si un sistema tiene modos poco espaciados lo que es el caso en la mayoría de estructuras
FDD	Dominio de frecuencia	Puede identificar frecuencias naturales y formas modales poco espaciados de forma precisa	No puede estimar relaciones de amortiguación
EFDD	Dominio de frecuencia	Método amigable con el usuario y más rápido de procesar. Puede identificar relaciones de amortiguamiento junto con formas modales y frecuencias naturales con alta precisión comparado con FDD	El cálculo exacto de la relación de amortiguamiento modal sigue siendo un problema que a menudo puede llevar a estimaciones sesgadas
TDD	Dominio de tiempo	Método computacionalmente eficiente. Disminuye en gran medida la interacción del operador durante el proceso de análisis modal	Dificultad para extraer parámetros modales de modos poco espaciados
Next	Dominio de tiempo	Provee una buena base para extender técnicas de EMA en OMA	La naturaleza de los datos en OMA es estocástica, mientras que los métodos Next tienen un marco determinista
ARMA	Dominio de tiempo	Las medidas de salida pueden ser utilizadas directamente	Método computacionalmente intensivo
SSI	Dominio de tiempo	Alta precisión en la estimación de parámetros y alta eficiencia computacional comparado con otros métodos OMA	Método matemático complejo

**Simbología:** PP: Peak Picking; FDD: Frequency domain decomposition; EFDD: Enhance Frequency domain decomposition; TDD: Time domain decomposition; NEXT: Natural excitation technique; ARMA: Auto-regressive moving average; SSI: Stochastic subspace identification.

*Nota.* Tomado de A review of operational modal analysis techniques for in-service modal identification (Zahid et al., 2020) Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering, <https://doi.org/10.1007/s40430-020-02470-8>.

### ***Técnica de Selección de Picos PP Para Identificación de Periodos Fundamentales***

La primera técnica de OMA, y la menos exigente, es el método de selección de picos (PP) que es una técnica del dominio de la frecuencia (Bendat & Piersol, 1993). En este método, la identificación de las frecuencias naturales se basa en la identificación de los picos en el espectro de potencia. En este método, la suposición básica es que los modos están bien separados y el amortiguamiento es bajo. Este método es el que se implementará en la presente investigación.

### **Vibraciones Ambientales (VA)**

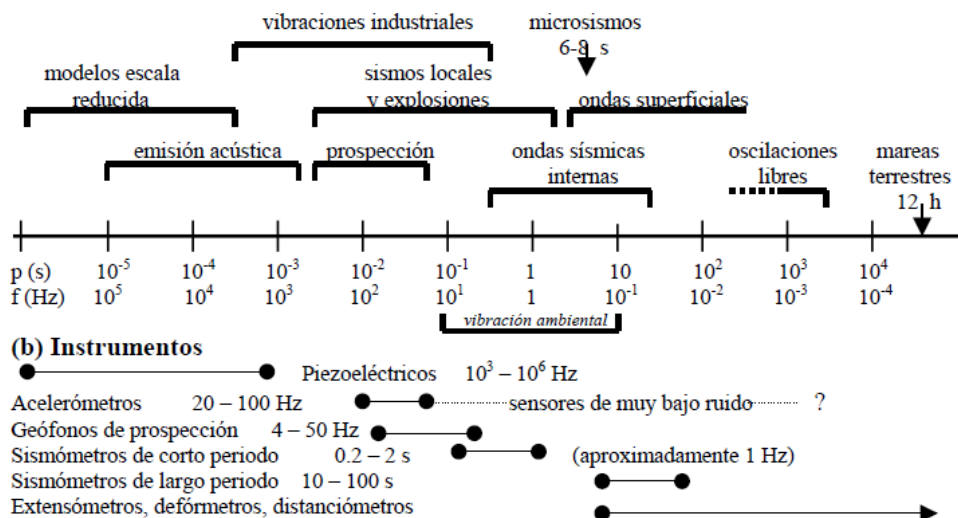
Las vibraciones ambientales VA son causadas por fenómenos naturales (fenómenos atmosféricos) y por fuentes artificiales (actividad humana). El rango del periodo de vibración ambiental ocasionado por fenómenos naturales va desde 0.1 hasta 10 segundos, y para vibraciones industriales va desde 0.0005 a 0.5 segundos (Espinoza, 1999), como se observa en la

Figura 6.

El procesamiento de las señales registradas en una estructura a condiciones ambientales es un método no destructivo que entrega información sobre el periodo de vibración formas modales y amortiguamiento. Este método es rápido, eficiente y económico. (Kobayashi et al., 1986, 1987,1996; Midorikawa 1990; Oliveira 1997; Navarro 2002; Dunand, 2002; Satake 2003; Navarro and Oliveira 2004).

Figura 6

Uso recomendado de instrumentos de acuerdo a su rango de frecuencias



Nota. Tomado de Espinoza, (1999) Determinación de características dinámicas de estructuras. Universidad Politécnica de Cataluña.

La respuesta dinámica de la estructura se evalúa mediante vibraciones ambientales. La solidez de este enfoque es ampliamente utilizada para las pruebas de edificios, ha sido confirmada para la caracterización dinámica de las estructuras por muchos autores desde (Carder, 1936). Partiendo de la premisa de que las vibraciones se registran mediante sistemas de adquisición suficientemente sensibles, incluyen tanto digitalizadores como sensores, el proceso básico de registro y procesamiento de datos consiste en calcular el promedio de los espectros de Fourier de las grabaciones de vibraciones ambientales realizadas en las diferentes plantas del edificio (Perrault et al., 2020).

Adicionalmente, las pruebas y análisis modales de vibración ambiental (Gentile et al., 2009) son herramientas ideales para complementar metodológicamente las investigaciones que se llevan a cabo actualmente para evaluar la seguridad estructural, debido a las siguientes razones:



- La forma fácil y no destructiva de los ensayos, que se realizan midiendo únicamente la respuesta estructural bajo excitación ambiental;
- Los ensayos no interfieren con la ocupación habitual de la estructura sin causar alteraciones;
- El gran número de acelerómetros piezoeléctricos o con equilibrio de fuerzas de alta sensibilidad (10 V/g) disponibles en el mercado y relativamente baratos;
- Existe una gran variedad de metodologías de identificación modal que usan un input disponible en bibliografía, desde la técnica más simplificada "Peak Picking" (Bendat & Piersol, 1993) hasta la más avanzada de "Descomposición del dominio de la frecuencia" (Brincker, Zhang, et al., 2000), y la identificación sub-espacial estocástica (Van Overschee & De Moor, 1996).

Por tal razón la obtención de periodos mediante registros de vibración ambiental es una herramienta muy útil para mejorar el diseño estructural, y cuando se desea calibrar un modelo computacional (Mora et al., 2020). Sin embargo, no se obtiene información del comportamiento de la estructura en el rango inelástico. Sin embargo, los periodos adquiridos con vibración ambiental podrían ser extrapolados a periodos determinados con registros sísmicos, conociendo la intensidad del sismo. (Dunand et al., 2006)

### **Resultados Obtenidos de Vibraciones Ambientales Frente a los Obtenidos Durante un Sismo Para Determinación de Periodos Fundamentales de Vibración**

Chopra y Goel (1997) estudiaron los periodos medidos durante los movimientos sísmicos en Carolina desde del sismo de San Fernando en 1971 hasta el sismo de Northridge de 1944. La mayoría de información proviene de estructuras que no se deformaron dentro del rango inelástico. Las ecuaciones obtenidas se utilizan actualmente en las normativas estadounidenses y en muchos países como un método de cálculo para el periodo aproximado, en el ASCE 7-16 se utiliza la ecuación que representa la media menos una desviación estándar ( $u - 1\sigma$ ), mientras que para el ASCE 41-17 se utiliza la media ( $u$ ). El periodo fundamental es

mayor mientras más fuerte es sacudido el edificio, eso se debe al aumento del agrietamiento de los elementos de hormigón armado que se traduce en la disminución de rigidez (Goel & Chopra, 1997).

Además, las fórmulas recomendadas por los códigos son calibradas intencionalmente para subestimar el periodo de la primera fluencia de la estructura aproximadamente en un 10-20% (ATC, 1978; SEAOC, 1988).

Los métodos estáticos equivalentes, concluyen la posibilidad de utilizar las relaciones empíricas proporcionadas por los códigos sísmicos para estimar los períodos de vibración de las construcciones en el diseño. Los métodos dinámicos permiten calcular directamente los periodos mediante el método numérico.

(Crowley & Pinho, 2009) informan de las diferencias en las fuerzas de corte de diseño considerando estos dos métodos para las estructuras en el diseño, principalmente debido a la diferencia entre las fórmulas del código y los cálculos numéricos que implican el movimiento sísmico del suelo, durante el cual la rigidez de la estructura puede reducirse hasta en un 50%. Ellos además concluyen que a la hora de presentar las ecuaciones período-altura para los pórticos resistentes a momento de hormigón armado (MRF-RC), deben existir dos fórmulas que dependen de si: (a) los paneles de relleno van a estar aislados de la (MRF) o (b) los paneles de relleno van a estar conectados rígidamente a la MRF. La fuerza de corte basal obtenida con el método análisis modal debe escalarse con el método de la fuerza lateral; esto salvaguardará las fuerzas bajas del uso de modelos analíticos con períodos de vibración irrealmente altos.

Todorovska et al. (2006), Mucciarelli et al. (2006), Trifunac et al. (2008), entre otros, han tratado el monitoreo de edificios durante largos periodos de tiempo, algunos de los cuales han sufrido fuertes movimientos de entrada. Algunas de las conclusiones son las siguientes: Las frecuencias de un edificio pueden cambiar ligeramente (dentro del 5-10%) a lo largo de los años debido a diversos factores, como el movimiento débil/moderado, las condiciones

meteorológicas, como la temperatura y la humedad de las paredes, la ocupación del edificio, los cambios en los edificios cercanos, etc

En varias investigaciones se han obtenido las variaciones que pueden existir entre los resultados obtenidos por vibraciones ambientales en comparación a los obtenidos durante un sismo, estos estudios se resumen de forma cronológica:

El edificio "Imperial County Service" fue objeto de un gran evento en 1979. La estructura de 6 plantas fue monitorizada con varios acelerómetros que registraron el evento con un PGA igual a  $220 \text{ cm/s}^2$ . El edificio sufrió graves daños en las columnas de la planta baja debido a un diseño y una construcción deficientes, y fue demolido. Se identificaron varios modos y se estimaron sus valores a lo largo del evento Pauschke et al., (1981). Para este tipo de amplitud el aumento del periodo fue de alrededor del 45-50% en los tres modos, pero después del evento el edificio dañado se recuperó a un periodo 28% mayor que el inicial denotando un proceso de "autocuración". (Oliveira & Navarro, 2010)

En los resultados obtenidos por (Midorikawa, 1990) se observa que el periodo durante un sismo en promedio es 20% mayor cuando la aceleración pico es de 60 a  $200 \text{ cm/s}^2$ . Para aceleraciones mayores, el periodo se incrementa abruptamente. El aumento del periodo sugiere que la rigidez de los elementos no estructurales contribuye a la rigidez total del edificio a un nivel de amplitud de vibración ambiental, mientras que dichos elementos no intervienen en la rigidez de la estructura a niveles de amplitud mayores.

(Dunand et al., 2006) afirma que los periodos registrados durante un sismo comienzan a ser diferentes a las obtenidos con vibración ambiental para valores de aceleración de 1 a  $10 \text{ cm/s}^2$  en edificios de hormigón armado. También encontró que los valores de periodo aumentan en un 40% debido a eventos de alta intensidad sísmica, (PGA entre 200-500  $\text{cm/s}^2$ ).

Calvi et al. (2006) y Clinton et al. (2006a) presentan un análisis para el edificio Millikan sometido a varios terremotos durante su vida útil y concluyen que para PGA del orden de 0,1-0,3g la disminución de la frecuencia fundamental puede alcanzar el 50%.

(Vidal et al., 2014) presentan que las variaciones observadas antes/después de los terremotos dañinos la frecuencia disminuye entre un 5 y un 20% para los edificios clasificados en el primer nivel de daños denominado como daño leve (grietas finas sobre los pórticos o en las paredes) de acuerdo con la escala Macro sísmica europea. Además, indican un 43% para un nivel de daño dos, el cual representa un daño moderado (Grietas en columnas, vigas y muros; caída de revestimientos frágiles. caída del mortero de las juntas de los paneles de la pared).

Experimentalmente, se ha demostrado que las estructuras de ingeniería civil sufren un cambio de frecuencia de hasta el 30% durante la carga sísmica sin que se observen daños, pero resultando en una reducción sísmica de la carga sísmica (Astorga et al. 2018).

La investigación llevada a cabo por el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IG-EPN) en el edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental ha obtenido un incremento del periodo de vibración aproximado de 30% durante el sismo del 16 de abril (Perrault et al., 2020) para unas aceleraciones entre 0.0017 y 0.08 g registradas en la ciudad de Quito (Beauval et al., 2017). El edificio tuvo una variación antes/después del sismo de aproximadamente 6% que indicaría un nivel de daño 1, según la escala macro sísmica europea. Los aspectos de los valores de los códigos deberían ser revisados en diferentes regiones, según las observaciones in situ, para reflejar mejor el comportamiento real de los edificios para los diferentes estados límite de seguridad estructural.

Existen variación entre las propiedades dinámicas obtenidas con vibración ambiental y las obtenidas con registros de sismos fuertes, pero los resultados sugieren que las frecuencias derivadas de los registros de vibraciones ambientales podrían extrapolarse a las frecuencias determinadas a partir de los registros de terremotos para edificios de hormigón armado o de

acero conociendo la intensidad de las sacudidas producidas por los terremotos. Dado que las frecuencias de los edificios rigen directamente el diseño sísmico y que los registros de vibraciones ambientales son económicos y fáciles de realizar, las frecuencias derivadas de los registros de vibraciones ambientales podrían ser una herramienta eficaz para ayudar a aumentar la calidad del diseño y, por tanto, la vulnerabilidad sísmica. Esta información puede ser utilizada considerando que el comportamiento medido es lineal elástico.

### **Calibración de Modelos Teóricos**

La calibración es el proceso de corrección de los errores de modelización analítico mediante el uso de datos medidos de forma experimental y esta técnica se aplica para generar un modelo refinado que predice con precisión el comportamiento dinámico o estático de una estructura. Las técnicas de análisis no lineales deben comenzar los cálculos con una estructura lineal que muestre sus frecuencias fundamentales iniciales, que son las que se miden en los ensayos in situ para bajas amplitudes.

Es importante desarrollar modelos fiables para las estructuras reales, no sólo en la fase de diseño, sino también para el monitoreo de salud estructural y el seguimiento en su vida útil (Kodikara et al., 2016).

El propósito de la actualización de los modelos es ajustar las propiedades mecánicas y materiales, así como las propiedades geométricas de los elementos estructurales para obtener una mejor concordancia entre los resultados numéricos y los experimentales.

El éxito de la actualización del modelo depende de la elección del número correcto de respuestas, así como la selección apropiada de los parámetros de actualización. Los estudios iniciales realizados sobre la selección de respuestas revelaron que la selección de las frecuencias OMA y las ordenadas de forma de los modos OMA para los cinco primeros modos producen buenos resultados en la actualización de los modelos (J. Brownjohn & Xia, 1999).

Los procedimientos para la Actualización de los Modelos de Elementos Finitos son los siguientes:

- a) Especificar la geometría.
- b) Definir el tipo de elemento y la propiedad del material.
- c) Discretización, división de elementos.
- d) Definición de las condiciones de borde.
- e) Ejecutar el análisis estructural
- f) Post procesamiento
- g) Interpretación de resultados.
- h) Calibración del modelo numérico ajustando los pasos b-d.
- i) Fin de la Actualización del modelo

### **Actualización del Modelo**

La función de optimización consiste en minimizar la diferencia entre la frecuencia medida  $f_i$  y la frecuencia modelada  $f_{ix}$ . Se presenta la ecuación (1) que considera el factor de participación modal. Siendo el radio la relación entre la participación modal del modo de vibración analizado y la participación modal de su primer modo de vibración (sea traslación en sentido longitudinal, transversal o de torsión). Los radios para los 3 primeros modos de vibración serían equivalentes a la unidad.

$$OF = (f_{1x} - f_{1x}^{exp})^2 + (f_{1y} - f_{1y}^{exp})^2 + \left| \frac{radio_x + radio_y}{2} \right| * [(f_{2x} - f'_{2x})^2 + (f_{2y} - f'_{2y})^2] \dots \quad (1)$$

Usualmente los valores que se modifican son: densidad del hormigón armado, módulo de elasticidad, condiciones de borde.

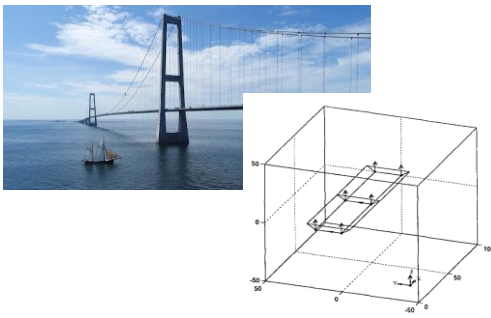
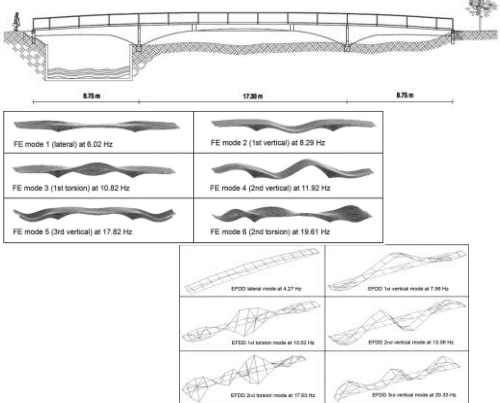
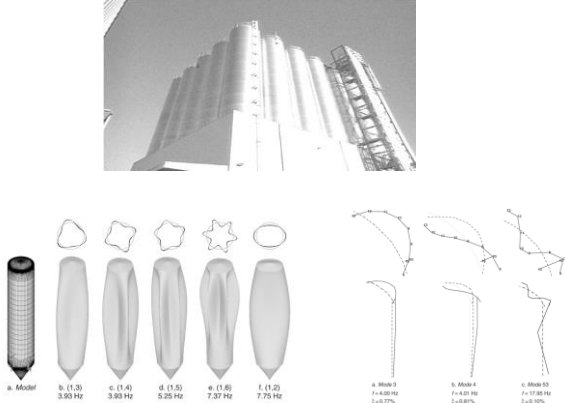
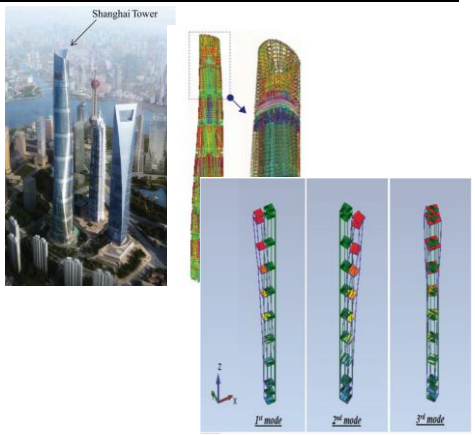
### **Estado del Arte de Calibraciones Numéricas de Ensayos de Vibraciones Ambientales.**

Los ensayos de vibración ambiental se han convertido en el principal método experimental para obtención de parámetros de rigidez de edificaciones existentes. La extracción de los parámetros modales de los datos de vibración ambiental se lo realiza para ver

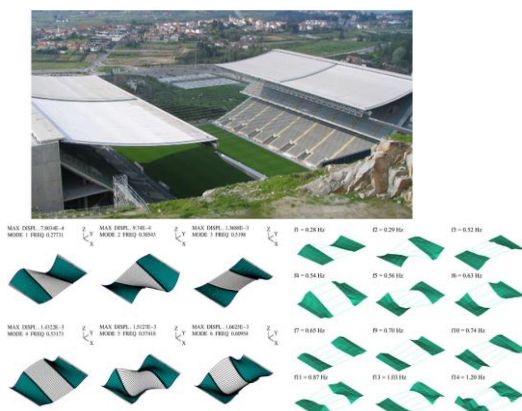
el movimiento de cada piso. Estos movimientos pueden ser comparados con modelos analíticos. En la Tabla 14 se presentan varios estudios que utilizan la calibración de los modelos de elementos finitos con respecto los resultados experimentales, estos van desde estudios realizados en edificios históricos (Gentile et al., 2009), edificaciones (Ventura et al., 2001), Cubiertas de estadios (Magalhães et al., 2008), etc.

**Tabla 14**

*Resumen de literatura de calibración de modelos a partir de VA.*

Puentes	Puentes peatonales
	
Brincker et al. (2000)	Lakzaeian & Cantieni (2013)
Silos	Edificios
	
Dooms et al. (2006)	Pan et al. (2016)

## Techos de estadios



Magalhães et al. (2008)

## Torres patrimoniales.



Compan et al. (2017)

*Nota.* Elaboración propia, figuras tomadas de Brincker et al. (2000), Lakzaeian & Cantieni (2013), Dooms et al. (2006), Pan et al. (2016), Magalhães et al. (2008), Compan et al. (2017).

En el país se cuentan con estudios sobre la obtención de períodos fundamentales de vibración a partir de registros de vibración ambiental y la calibración de modelos numéricos (Arcentales, 2020; Chango, 2016; Mora et al., 2020; Paredes, 2015; Parra & Sarango, 2016). El presente caso de estudio en donde se identifica la torsión a través de VA desde el primer modo, permitirá ampliar la importancia de la aplicación de estudios similares para evaluaciones de edificaciones existentes en el país.

## Torsión en Estructuras

**Momento de Torsión Inherente  $M_{ti}$ :** en un piso se calcula multiplicando la fuerza cortante sísmica del piso por la excentricidad entre el centro de masa CM y el centro de rigidez CR medida perpendicularmente a la dirección de la carga aplicada. El centro de masa se basará en todos los pisos por encima del piso considerado. El centro de rigidez de un piso incluirá todos los elementos verticales sismorresistentes del piso.



**Momento de Torsión Accidental  $M_{tacc}$ :** en un piso se calcula como la fuerza cortante sísmica del piso multiplicada por una distancia igual al 5% de la dimensión horizontal en el nivel del piso dado medida perpendicularmente a la dirección de la carga aplicada.

El ASCE/SEI 41-17 (2017) define al momento real de torsión real o inherente  $M_i$  como la multiplicación de la fuerza cortante de piso por la excentricidad formada entre el centro de masas y el centro de rigidez, la distancia medida se considera perpendicular a la aplicación de las fuerzas.

El momento de torsión accidental  $M_{ta}$  se considera multiplicando la fuerza de corte por una distancia equivalente al 5 % de la dimensión horizontal.

El ASCE/SEI 41-17 (2017) recomienda realizar un modelo tridimensional cuando se evidencia un caso con torsión, también menciona que cuando se evalúan dos o más niveles de amenaza sísmica utilizando procedimientos no lineales, la torsión accidental sólo debe incluirse en el caso de mayor intensidad, es decir en este estudio debe considerarse la torsión accidental para el periodo de retorno de 975 años.

Actualmente se puede identificar la torsión de las estructuras mediante la instrumentación durante vibraciones ambientales (Godfrey Montero et al., 2020; Li et al., 2016) mucho antes de modelar la estructura, pudiendo así estimar el tiempo y el tipo de análisis utilizado para la evaluación de la estructura de una manera más eficaz.

#### Consideraciones de la torsión

Cuando existe torsión, se analiza el factor de amplificación torsional de desplazamientos,  $\eta$ , para cada nivel de piso, el análisis consiste en obtener la relación entre el desplazamiento máximo en cualquier punto del diafragma del nivel  $i$  y el desplazamiento medio para las fuerzas sísmicas aplicadas, como se presenta en la ecuación (2)

$$\eta = \delta_{\text{máximo}} / \delta_{\text{medio}} \quad (2)$$

No es necesario tener en cuenta el incremento de las fuerzas o desplazamientos, si se da alguna de las siguientes condiciones:

- a) el  $M_{ta}$  es inferior al 25% del  $M_i$
- b) el factor  $\eta$  es inferior a 1.1 en cada planta.

***Consideración de la Torsión en Análisis Lineales:***

Para los procedimientos lineales, las fuerzas y desplazamientos generados por la torsión accidental se multiplicarán por un factor  $A_x$ , establecido en (3), cuando el valor de  $\eta$  debido a la torsión real y la torsión accidental sea mayor a 1.2 en cualquier nivel de análisis.

$$A_x = \left( \frac{\eta}{1.2} \right)^2 \leq 3.0 \quad (3)$$

***Consideración de la Torsión en Análisis Dinámicos no Lineales:***

En los análisis dinámicos que empleen modelos tridimensionales no lineales, se autorizará la aplicación de coeficientes de amplificación ( $A_x$ ) a través de un análisis paramétrico que capture los impactos de la torsión no intencional en las fuerzas, desplazamientos y deformaciones individuales. Sin embargo, no se permitirá emplear los efectos de la torsión no intencional con el fin de disminuir las demandas de fuerza y deformación en los componentes.

Es relevante señalar que el ANLE se restringe a edificios donde los primeros dos períodos de vibración son principalmente de traslación. El ANLD se considera la opción más efectiva frente a las demandas sísmica, dado su nivel de complejidad y exigencias elevadas, trasciende la aplicación práctica y resulta apropiado para la investigación y el análisis de estructuras de gran importancia (Medina & Galarza, 2020).

## Estudio de Peligro Sísmico

Para evaluar la amenaza sísmica se puede realizar un estudio determinístico o probabilístico. El análisis probabilístico de la peligrosidad sísmica (PSH) es el enfoque matemático utilizado para el presente estudio. Aquí se combinan modelos y fuentes de datos para crear resultados.

En Ecuador el modelo más actual es el publicado por (C. Beauval et al., 2018), este incorpora el evento del terremoto de Pedernales del 16 de abril de 2016 de magnitud momento 7.8  $M_w$ . En la Figura 7 se presentan las zonas fuente para eventos corticales, interfase e interplaca.

Para calcular la peligrosidad sísmica desde un enfoque probabilista, se debe calcular la tasa anual de terremotos en cada una de las áreas fuentes y multiplicarlas por la probabilidad de excedencia de una medida de intensidad de un terremoto.

La selección de las ecuaciones de predicción debe ser capaz de simular los efectos naturales del sismo considerando las limitaciones de cada una de las ecuaciones incorporadas, estas limitaciones son:

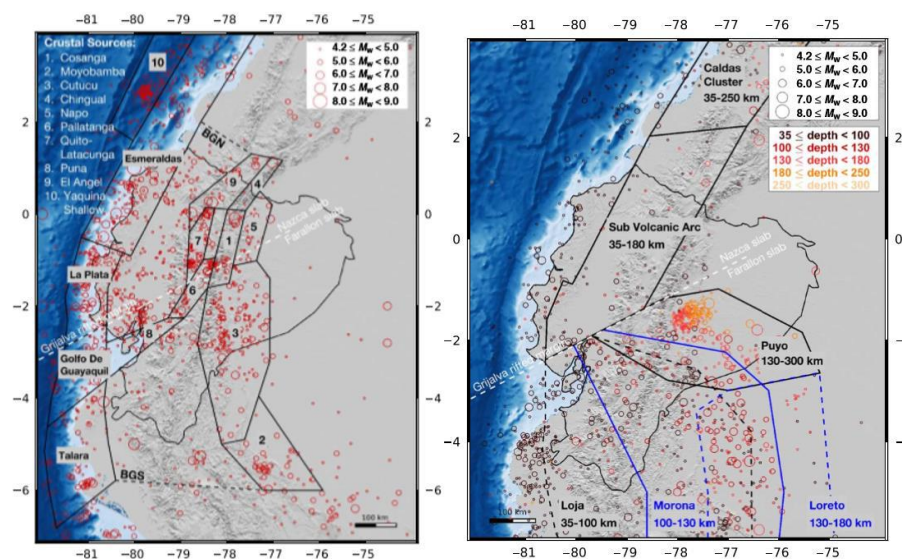
- La base de datos es obtenida en una tectónica similar a la del sitio de interés.
- La magnitud mínima y la magnitud máxima de los registros de la base de datos.
- La confiabilidad de los registros sísmicos.
- El tipo de suelo en que fueron obtenidos la mayor parte de registros.
- Las variables que intervienen en su formulación.
- El rango de períodos que consideran en el modelo

Los modelos seleccionados para eventos corticales son: Campbell y Borzognia (2014) CB14, Chiu y Youngs (2014) CY14, Zhao et al. (2006) Z06.

Los modelos seleccionados para eventos interfase e intraplaca son: Abrahamson et al. (2016) A16, Montalva et al. (2017) M17, Zhao et al. (2006) Z06.

Figura 7

Zonas fuente del Ecuador corticales



*Nota.* Tomado de: Beauval et al., (2018) Comparison of Observed Ground-Motion Attenuation for the 16 April 2016 Mw 7.8 Ecuador Megathrust Earthquake and Its Two Largest Aftershocks with Existing Ground-Motion Prediction Equations. *Seismological Research Letters*, 88(2A), 287–299.

La Tabla 15 presenta los parámetros principales que definen cada uno de los modelos considerados.

Tabla 15

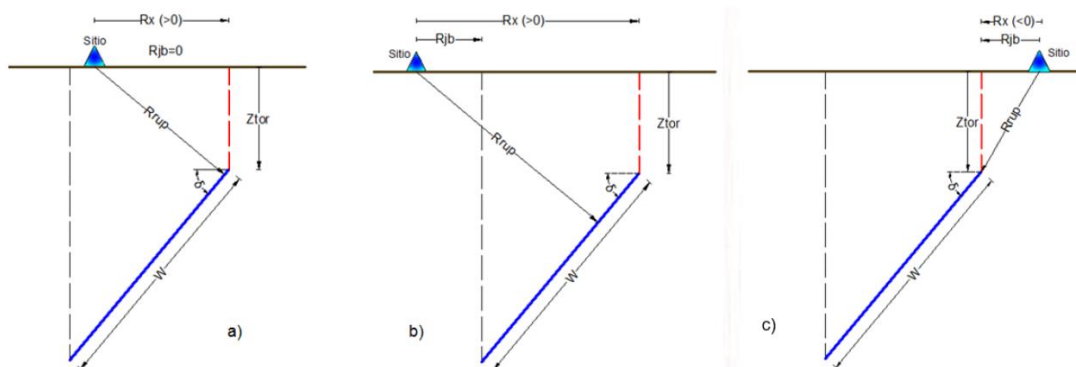
Ecuaciones de movimientos fuertes seleccionados

	<b>CB14</b>	<b>CY14</b>	<b>Z06</b>	<b>M17</b>	<b>A16</b>
Tipo de Distancia	Rrup, Rjb, Rx	Rrup, Rjb, Rx	Rrup	Rrup	Rrup
Efecto de sitio	Vs30	Vs30	Vs30	Vs30	Vs30
Rango de periodos (s)	0-10	0-10	0-5	0-10	0-10

Para entender los parámetros de distancia utilizados para la predicción de movimiento del suelo, se incluye la Figura 8.

### Figura 8

*Distancia del sitio al plano de falla  $R_{rup}$*



*Nota.* Tomado de Palacios (2022) Estudio de Peligro Sísmico Edificio MAG

La concepción probabilista de la peligrosidad sísmica considera la probabilidad de que se iguale o supere un cierto nivel de movimiento del terreno  $Y$  en un emplazamiento  $E$ , durante un periodo de exposición determinado  $t$ , como consecuencia de las fuentes sísmicas situadas en la zona de influencia alrededor del emplazamiento como se presenta en la ecuación (4) (Baker et al., 2022).

$$H = P [y > Y; \text{ en } t \text{ años, en el emplazamiento } E] \quad (4)$$

Donde:

$Y$ : nivel de movimiento cuya probabilidad de excedencia se evalúa en el sitio  $E$

$t$ : periodo de tiempo de exposición o intervalo de tiempo

La peligrosidad sísmica en un lugar se determina mediante la suma de las contribuciones de excedencia del nivel de movimiento  $Y$ , provenientes de todas las fuentes

sísmicas presentes en la zona de influencia, considerando sus niveles de probabilidad correspondientes, así como los efectos de la transmisión de ondas y las características del sitio (Rivas A.,2014).

La ecuación (5) proporciona la peligrosidad en un emplazamiento por una única fuente, dada como la probabilidad anual de excedencia de un nivel del movimiento  $Y$  del parámetro  $y$ .

$$\begin{aligned}
 P_{\text{anual}}(y > Y) & \qquad \qquad \qquad (5) \\
 & = \lambda_{\text{anual}}(y \\
 & > Y) \tau \int \int \int P(y > Y | m, r, \varepsilon) p(m) \cdot p(r) \cdot p(\varepsilon) dm dr d\varepsilon
 \end{aligned}$$

Donde:

$y$ : es el parámetro de movimiento con el que expresamos la peligrosidad (habitualmente aceleración pico PGA, o aceleración espectral SA (T)

$Y$ : es el valor fijado de movimiento cuya excedencia se evalúa.

$\tau$ : es la tasa anual de ocurrencia de sismos y se considera constante dentro de una misma fuente sísmica.

$p(m)$ : función de densidad de probabilidad de la magnitud dentro de cada fuente, está función define la probabilidad de que ocurra un terremoto de cierta magnitud específica en la fuente sísmica.

$p(r)$ : función de densidad de probabilidad de la distancia que describe la probabilidad de que el foco del terremoto en una fuente se encuentre a una distancia  $r$  del emplazamiento de cálculo.

$p(\varepsilon)$ : función de densidad de probabilidad asociada a la incertidumbre. El parámetro  $\varepsilon$  indica el número de desviaciones estándar  $\sigma$  sobre el valor medio  $\mu$  (para  $m$  y  $r$  definidos) y depende de la ecuación de predicción del movimiento fuerte.

$P(y>Y|m, r, \varepsilon)$ : es un término de probabilidad que refleja si se produce o no excedencia del nivel de movimiento prefijado al calcular el movimiento esperado para unas variables  $m$ ,  $r$  y  $\varepsilon$  determinadas. Es por tanto un término que toma dos valores: 1 cuando sí se produce excedencia y 0 en caso contrario

En cuanto al efecto de sitio, se utiliza el programa CRISIS 2021 (Ordaz et al., 2021) y se trabaja con valores de sitio de la guía NEHRP (FEMA, 2015).

La metodología incorpora elementos asociados al análisis cuantitativo de incertidumbres, como el concepto de árbol lógico, y la desagregación de la peligrosidad, teniendo en cuenta que existe una incertidumbre de caracterización epistemológica no reducible y siempre permanente.

El presente estudio considera la información del informe de Peligro Sísmico realizado por (Palacios, 2022) el cual se resume en el capítulo 4.

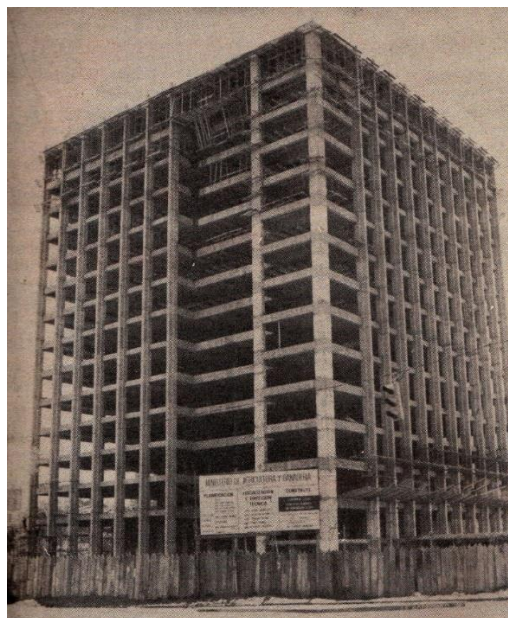
### Capítulo III

#### Edificación en Estudio

Este capítulo proporciona información detallada sobre las características arquitectónicas, estructurales y no estructurales del edificio central del Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG). El edificio se encuentra ubicado en el sector de la Carolina. El diseño arquitectónico fue realizado por Jaime Dávalos y Agustín Patiño, mientras que el diseño estructural estuvo a cargo del Ingeniero Jorge Núñez Valdez. La construcción del edificio fue realizada por la constructora Construcciones de Hormigón (CONDHOR) bajo la supervisión de los Ingenieros Fernando Coronel y Carlos Simbaña, en el año de 1975, según los registros catastrales (Bohórquez & Guamán, 2021). En la Figura 9 se muestra una imagen del edificio en construcción en noviembre de 1978.

#### Figura 9

*Edificio MAG durante la etapa de construcción durante el año 1978.*



*Nota.* Tomado de (FANDOM: Catalogo de Arquitectura de Ecuador, 2022)



**Figura 10**

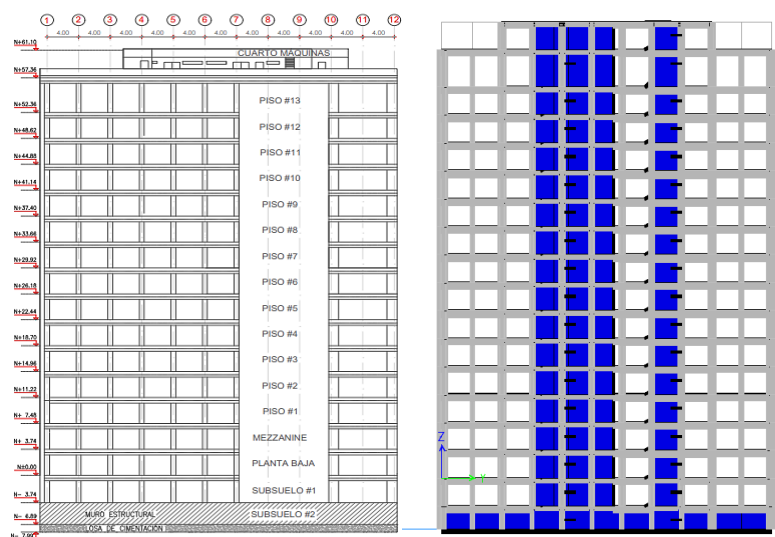
*Fachada del edificio del MAG: (a) Frontal (b) Posterior.*

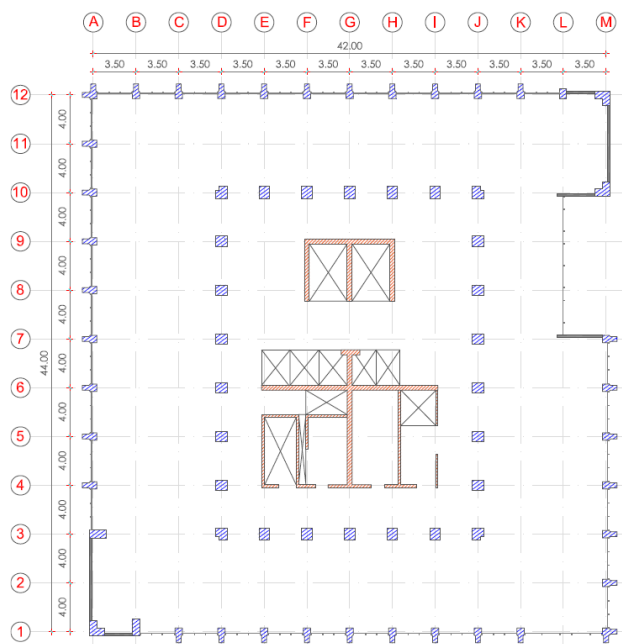


*Nota.* Tomado de Interacción dinámica suelo estructura del edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG (Bohórquez & Guamán, 2021)

**Figura 11**

*Edificio del MAG. (a) Detalle de elevación –fachada frontal norte (b) Detalle en planta*





*Nota.* Tomado de Interacción dinámica suelo estructura del edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG (Bohórquez & Guamán, 2021)

El edificio del MAG cuenta con un área de 36.878,00 m<sup>2</sup>, en la Figura 10 se pueden observar algunas fachadas del edificio, que se divide en dieciocho pisos, los cuales corresponden a dos subsuelos, una planta baja, un mezanine, trece plantas altas y un cuarto de máquinas (Figura 11). Su altura es de 69 m aproximadamente desde su nivel de cimentación. La altura de entrepiso es de 3.74 m, excepto el penúltimo piso, cuya altura es de 5 m.

El edificio está construido con pórticos de hormigón armado y vigas peraltadas y muros estructurales ubicados en la parte central de la edificación, éstos rodean los ductos de los ascensores y escaleras. Además, posee losas alivianadas unidireccionales y bidireccionales, en la Figura 11 se presenta los detalles en elevación y planta.

### **Descripción Arquitectónica**

Este edificio posee una fachada construida con hormigón visto, vidrio y mármol, en su parte central posee un núcleo formado por muros de hormigón armado donde se encuentran escaleras de emergencia y de tráfico corriente, ascensores, ducto destinado para montacargas.

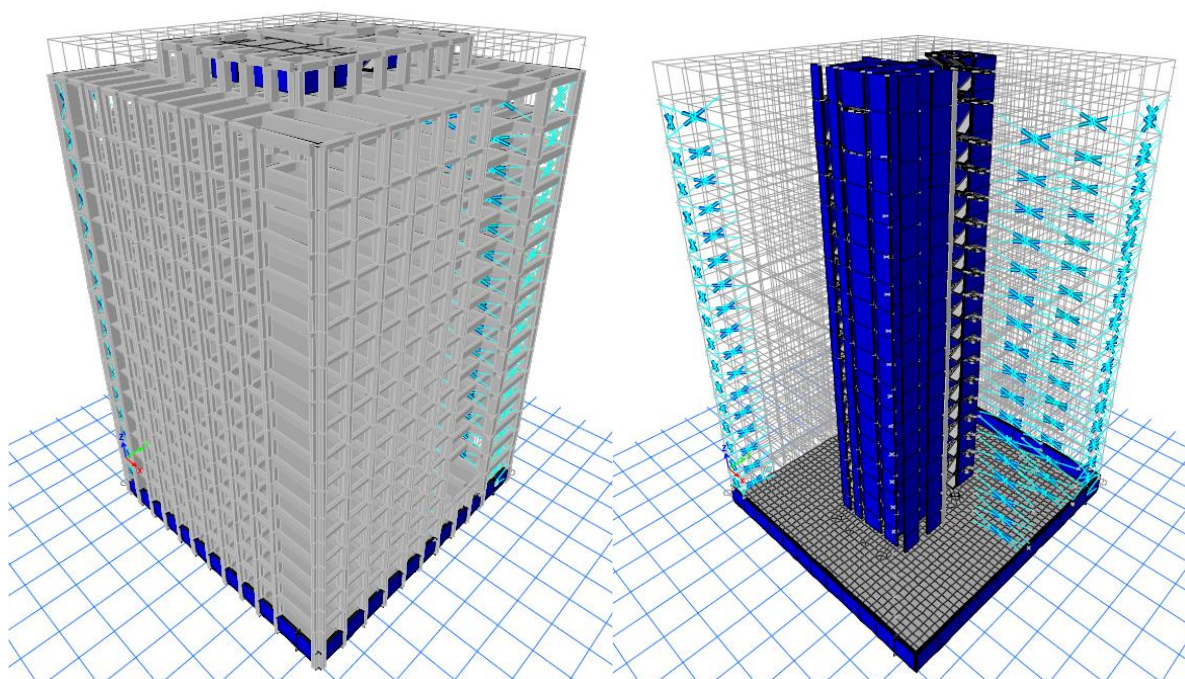
Las dimensiones de la base son de 44.50 m de largo, 42.50 m de ancho, y un área de 1.890,00 m<sup>2</sup> aproximadamente. El edificio está destinado a uso de oficinas. El último piso tiene una de menor dimensión y está adecuado como cuarto de máquinas de ascensores, sistemas de ventilación mecánica, equipos de bombeo en un área aproximada de 390 (m<sup>2</sup>). Además, este piso está rodeado por una terraza accesible. El edificio posee dos subsuelos, donde se ubican los estacionamientos, circulación vehicular y bodegas.

### Descripción Estructural

El edificio del MAG consta de un sistema estructural dual formado con pórticos y muros, cuyos principales elementos son vigas peraltadas, muros y columnas, las cuales se conectan entre sí como se indica en la Figura 12.

### Figura 12

a) Estructura completa b) muros estructurales y paneles de relleno



Las dimensiones en la base son de 42.00 m de ancho y 44.00 m de largo.

Adicionalmente, existen 13 ejes equidistantes a 3.50 m y 12 a 4.00 m en los ejes "X" y "Y"

respectivamente. A lo largo de la altura de la edificación difieren ciertas columnas, muros perimetrales.

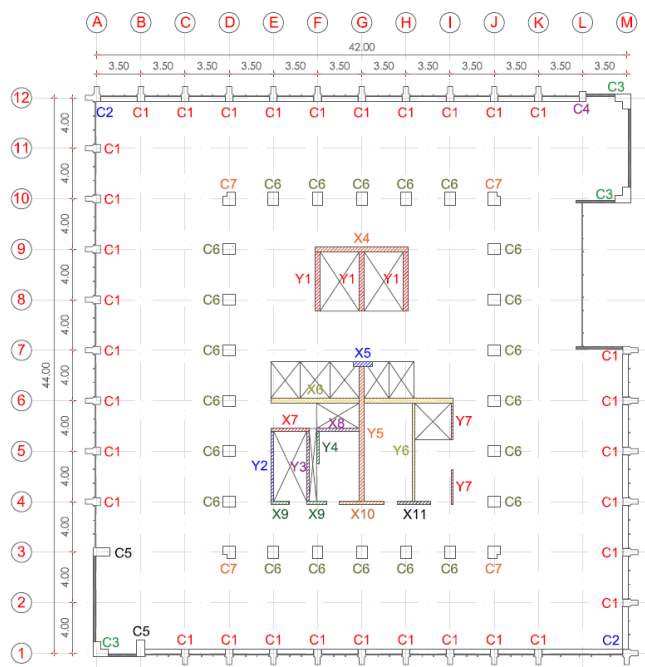
### **Dimensiones de los Elementos Estructurales**

La estructura del edificio cuenta con un total de 69 columnas de hormigón por piso conformada por 7 tipos de diferentes secciones (rectangulares, secciones tipo L y tipo T). La distribución de los ejes, columnas y muros se encuentran representados en las Figura 13 para el subsuelo #2 y Figura 13b para la planta baja respectivamente. Las dimensiones de las columnas se evidencian en la Tabla 16.

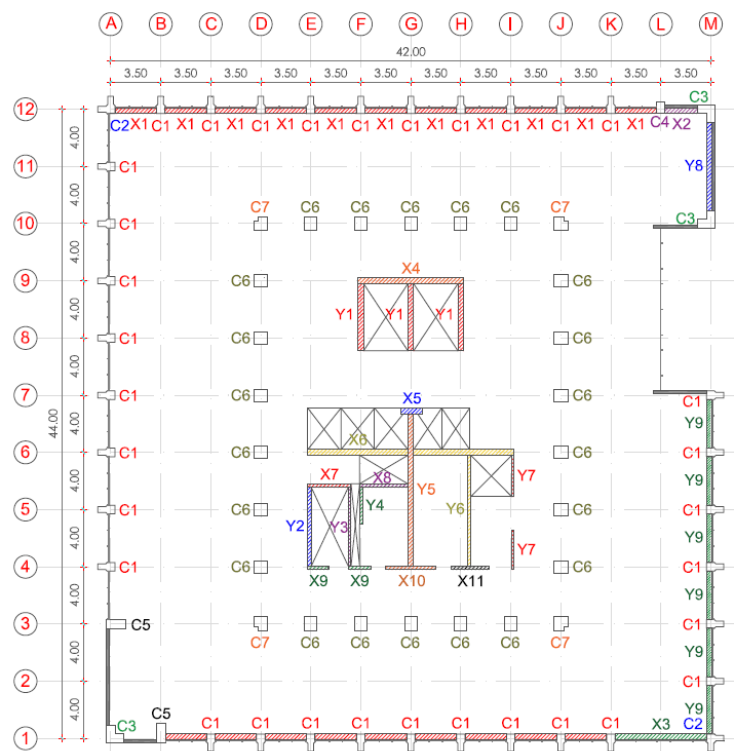
Los muros estructurales se nombran de acuerdo con su longitud, de acuerdo con el sentido de su eje largo "X" o "Y", se identificaron 4 espesores que van desde 0.15, 0.20, 0.25 y 0.40 m de acuerdo con la figura 13.

### **Figura 13.**

(a) Planta subsuelo #2, (b) Planta tipo del edificio del MAG



(a)

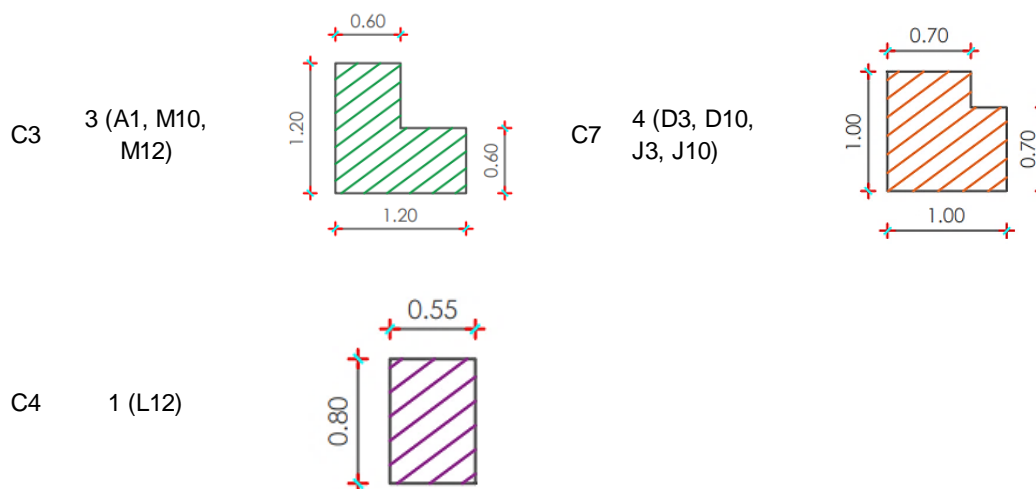


(b)

Tabla 16

Columnas existentes del edificio MAG

Tipo	Cantidad (Ubicación)	Dimensiones (m)	Tipo	Cantidad (Ubicación)	Dimensiones (m)
C1	35 (A4-A11, M2-M9, C1, D1, E1, F1, G1, H1, I1, J1, K1, B12, C12, D12, E12, F12, G12, H12, I12, J12, K12)		C5	2 (A3, B1)	
C2	2 (M1, A12)		C6	22 (D4-D9, J4-J9, E3, F3, G3, H3, I3, E10, F10, G10, H10, I10)	



*Nota.* Tomado de Interacción dinámica suelo estructura del edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG (Bohórquez & Guamán, 2021)

**Tabla 17**

*Muros existentes del edificio MAG*

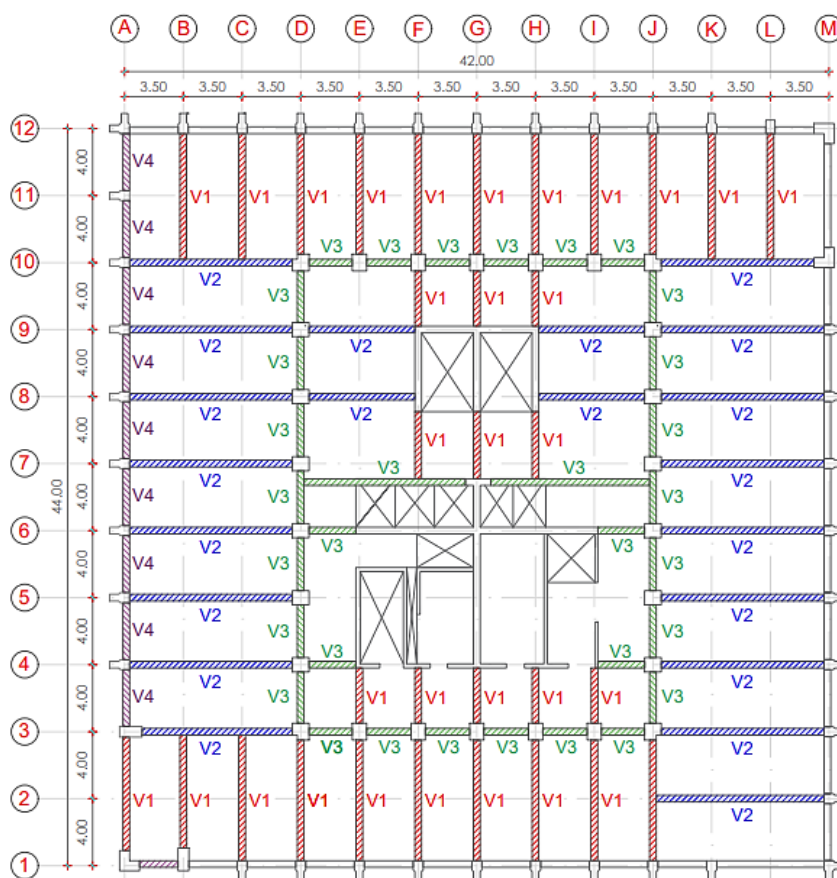
Tipo	Cantidad	Longitud (m)	Espesor (m)	Tipo	Cantidad	Longitud (m)	Espesor (m)
X1	2	2.90	0.40	Y1	3	4.70	0.40
X2	1	2.33	0.40	Y2	1	5.50	0.25
X3	1	6.40	0.40	Y3	1	5.50	0.20
X4	1	7.40	0.40	Y4	1	2.55	0.20
X5	1	1.55	0.40	Y5	1	10.70	0.40
X6	2	7.00	0.40	Y6	1	7.75	0.20
X7	1	3.00	0.25	Y7	2	2.90	0.15
X8	1	3.35	0.25	Y8	1	6.20	0.40
X9	2	1.50	0.25	Y9	9	3.40	0.40
X10	1	3.50	0.25				
X11	1	2.60	0.25				

*Nota.* Tomado de Interacción dinámica suelo estructura del edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG (Bohórquez & Guamán, 2021)

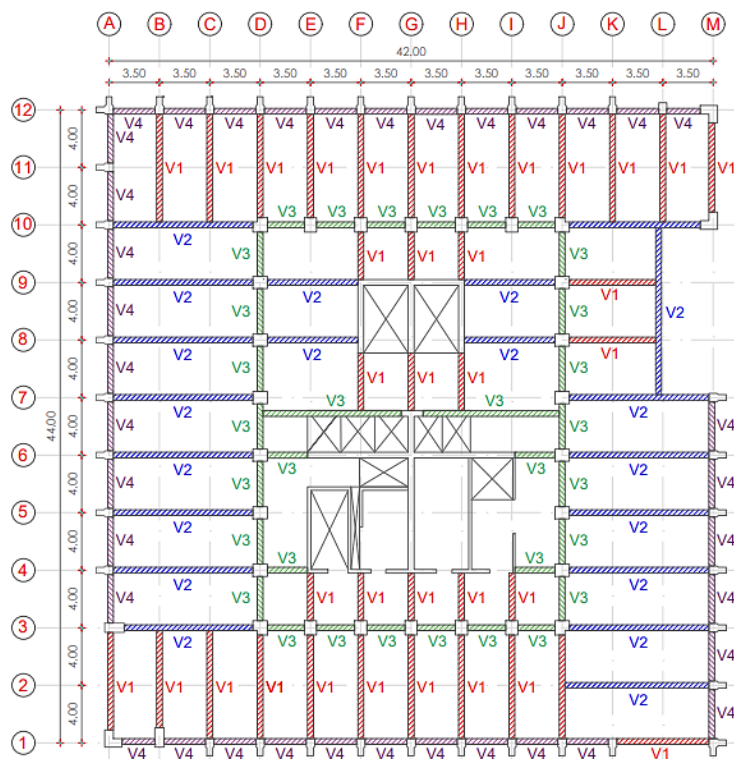
En la Tabla 16 y Tabla 18 se presentan las dimensiones de columnas y muros estructurales. El edificio posee 4 tipos de vigas peraltadas. Las vigas tipo V2 son de mayor dimensión, con una longitud máxima de 10 m y una altura de 1.0 m. Las vigas V4 se ubican en el perímetro y sus dimensiones son 3.15 m de longitud máxima y 0.4 m de altura. Se presenta la distribución de las vigas en la Figura 14 y Tabla 18.

### Figura 14

(a) Distribución de vigas en subsuelo #2 del edificio del MAG, (b) Distribución de vigas en planta tipo del edificio del MAG



(a)



(b)

Nota. Tomado de Interacción dinámica suelo estructura del edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG (Bohórquez & Guamán, 2021)

**Tabla 18**

*Dimensiones de las vigas del edificio MAG*

Tipo	Longitud máxima (m)	Dimensiones	
		base (m)	altura (m)
V1	7.50	0.40	0.90
V2	10.00	0.40	1.00
V3	3.15	0.40	0.65
V4	3.15	0.40	0.40

Los entrepisos poseen losas de hormigón alivianadas unidireccionales y bidireccionales. Las losas de hormigón tienen una altura de 0.45 m, la loseta de compresión posee 0.10 m de altura, a su vez, los nervios tienen 0.10 m de ancho y distribuidos en el sentido corto de losas



unidireccionales. Los aligeramientos vacíos son de 0.50 x 0.50 m como se presenta en la Figura 15.

### Figura 15

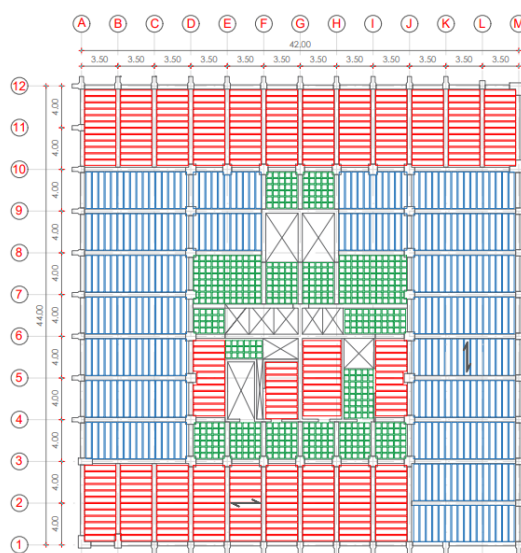
*Nervios en losa alivianada a) unidireccional b) y bidireccional*



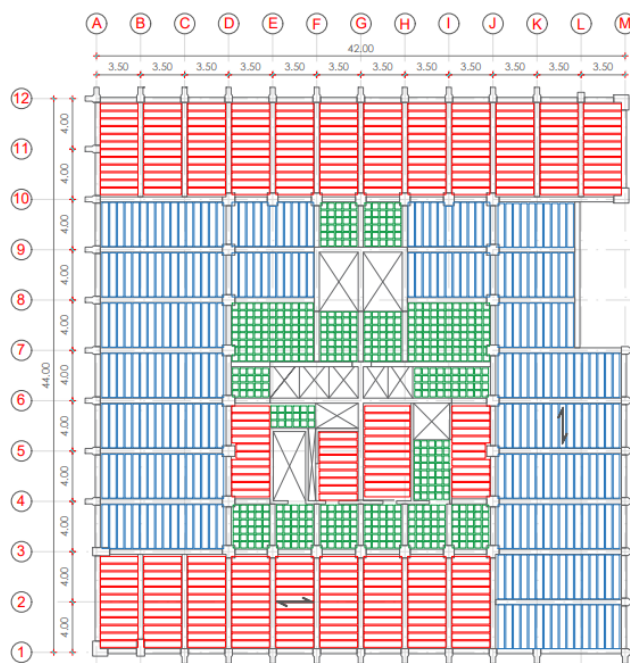
*Nota.* Tomado de Interacción dinámica suelo estructura del edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG (Bohórquez & Guamán, 2021)

### Figura 16

*(a) Tipos de losa en subsuelo #2, (b) Planta tipo del edificio del MAG*



(a)

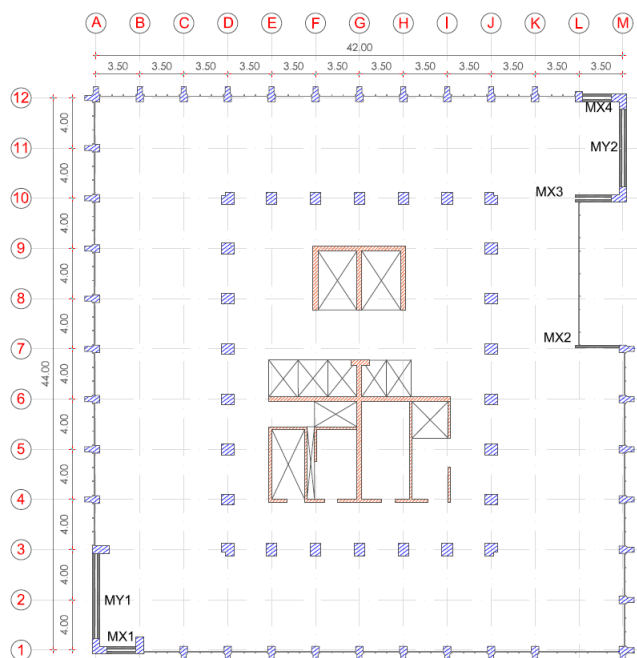


(b)

Nota. Tomado de Interacción dinámica suelo estructura del edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG (Bohórquez & Guamán, 2021)

### Figura 17

(a) Distribución de paneles de relleno en planta tipo.



Se representan la distribución de losas en la Figura 16a para el subsuelo 2 y en la Figura 16b para la planta baja similar a mezanine y el resto pisos. La distribución de los aligeramientos en losas unidireccionales (en “X” color rojo, “Y” color azul) y bidireccionales (color verde) se encuentran representadas en la Figura 16.

El edificio posee paneles de rellenos los cuales se presentan de acuerdo con su longitud, de acuerdo con el sentido de su eje largo “X” o “Y”, el espesor de la mampostería es de 20 cm incluyendo enlucidos. Estos están distribuidos de acuerdo con la Figura 17. Las dimensiones de los paneles de relleno se presentan en la Tabla 19.

**Tabla 19**

*Tipos de paneles de relleno del edificio MAG*

<b>Tipo</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>Espesor (m)</b>	<b>Tipo</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>Espesor (m)</b>
<b>Sentido X</b>				<b>Sentido Y</b>			
MX1	1	2.40	0.25	MY1	2	6.15	0.25
MX2	1	9.17	0.25	MY2	2	6.15	0.25
MX3	2	9.85	0.25				
MX4	2	2.40	0.25				

## **Capítulo IV**

### **Metodología**

El capítulo 4 resume la metodología llevada a cabo para la evaluación. Primero, se estudia las propiedades de resistencia y módulos de elasticidad del hormigón y acero de refuerzo, así como también características del panel de relleno. También se recopila información del estudio de suelos. Luego se define la metodología llevada a cabo para estudiar la amenaza sísmica. Después se presenta la metodología para la obtención de periodos fundamentales experimentales, las consideraciones de la modelación, y la calibración del modelo mediante una función de optimización, finalmente se presenta la metodología de evaluación que inicia con un nivel preliminar, después se basa en las deficiencias encontradas y posteriormente un nivel detallado.

### **Calidad de los Materiales**

La información de materiales ha sido proporcionada por el Ingeniero José Chacón Toral y la información referente a las propiedades del suelo fue proporcionada por los Ingenieros Bohórquez y Guamán (2021).

### ***Hormigón***

En relación con el hormigón, se referencia los ensayos no destructivos realizados en el Laboratorio de Materiales de la Pontificia Universidad Católica de Ecuador PUCE (2012). Estos ensayos permitieron determinar las propiedades de los materiales empleados en el modelo propuesto en el proyecto "Estudio de reforzamiento estructural del edificio del Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca - MAGAP", elaborado por el Ingeniero José Chacón Toral.

Las normas principales utilizadas a la fecha del estudio de materiales fueron "ACI 214.4 - Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results" , "ASTM E122- Standard Practice for Calculating Sample Size to Estimate, With Specified Precision, the

Average for a Characteristic of a Lot or Process”, “ASTM C823 - Standard Practice for Examination and Sampling of Hardened Concrete in Constructions”, “ASTM C42 - Métodos de Ensayo Normalizado para la Obtención y Ensayo de Núcleos Perforados y Vigas de Concreto”.

Con el propósito de extender la evaluación de la resistencia obtenida en los núcleos a un mayor número de elementos del edificio se empleó el ensayo de rebote sujeto a la norma ASTM C805 - Método de prueba estándar para Rebote Número de hormigón endurecido. El informe reporta que existe un número que considera una muestra de variación de resistencia in situ del 12% y un error máximo de estimación de resistencia de 8%.

La resistencia a la compresión del hormigón obtenida de la extracción y compresión de núcleos corresponden a los valores presentados en la Tabla 20. La resistencia a la compresión del hormigón obtenida de los ensayos de rebote es presentada en la Tabla 21. Se calcula el factor para valores obtenidos en el mismo elemento para establecer la relación entre ensayos de núcleos vs esclerómetros, se presentan los factores en la Tabla 22.

**Tabla 20**

*Resumen de resistencia a la compresión del hormigón en ensayos de compresión de núcleos.*

*ASTM C42 y ASTM C39*

No	Piso	Eje	Elemento	Resistencia	
				(MPa)	(kg/cm <sup>2</sup> )
1	Subsuelo 2	G8- H8	Muro	49.50	504.76
2	Subsuelo 2	F8-G8	Muro	55.20	562.89
3	Planta Baja	E9	Columna	49.90	508.84
4	Planta Baja	E1	Columna	44.40	452.76
5	Piso 2	D5	Columna	29.90	304.90
6	Piso 2	K5	Columna	48.70	496.60
7	Piso 5	H2	Columna	49.60	505.78
8	Piso 5	H11	Columna	48.90	498.64
9	Piso 8	F1	Columna	49.10	500.68
10	Piso 8	F9	Columna	48.20	491.51
Promedio Muros				52.35	533.82
Promedio Columnas				46.09	469.96

**Tabla 21**

*Resumen de resistencia a la compresión del hormigón en ensayos de rebote ASTM C805.*

#	Piso	Eje	Elemento	Resistencia	
				(MPa)	(kg/cm <sup>2</sup> )
1	Subsuelo 2	G9- H9	Muro	23.80	242.69
2	Subsuelo 2	F9-G9	Muro	23.60	240.65
3	Subsuelo 2	D4	Columna	50.00	509.86
4	Subsuelo 2	K4	Columna	25.10	255.95
5	Subsuelo 2	Entre G1-G2	Viga corta	25.40	259.01
6	Subsuelo 2	Entre A8-D8	Viga larga	26.30	268.19
7	Planta Baja	E9	Columna	42.10	429.30
8	Planta Baja	E1	Columna	42.80	436.44
9	Planta Baja	J6	Columna	49.70	506.80
10	Planta Baja	A6	Columna	50.00	509.86
11	Planta Baja	Entre F9-F11	Viga	49.60	505.78
12	Planta Baja	Entre E9-11	Viga	36.90	376.28
13	Piso 2	Entre E4-E5	Muro	35.90	366.08
14	Piso 2	Entre D3-D4	Muro	33.60	342.63
15	Piso 2	D5	Columna	33.60	342.63
16	Piso 2	K5	Columna	38.90	396.67
17	Piso 2	I9	Columna	39.40	401.77
18	Piso 2	I1	Columna	36.00	367.10
19	Piso 2	Entre I9-I11	Viga	36.00	367.10
20	Piso 2	Entre J5-K5	Viga	51.90	529.23
21	Piso 5	Entre H7-H8	Muro	27.00	275.32
22	Piso 5	Entre E3-F3	Muro	31.50	321.21
23	Piso 5	J4	Columna	25.00	254.93
24	Piso 5	A4	Columna	22.60	230.46
25	Piso 5	H2	Columna	30.40	309.99
26	Piso 5	H11	Columna	31.50	321.21
27	Piso 5	Entre A4-B4	Viga larga	51.40	524.14
28	Piso 5	Entre H1-H2	Viga corta	46.40	473.15
29	Piso 8	F9	Columna	33.60	342.63
30	Piso 8	F1	Columna	25.30	257.99
31	Piso 8	D6	Columna	36.90	376.28
32	Piso 8	K6	Columna	32.10	327.33
33	Piso 8	Entre J6-K6	Viga larga	40.20	409.93
34	Piso 8	Entre F9-F11	Viga corta	42.30	431.34
35	Piso 8	Entre E3-F3	Muro	41.20	420.12
36	Piso 8	Entre F3-F4	Muro	38.30	390.55
		Promedio Muros		31.86	324.91

#	Piso	Eje	Elemento	Resistencia	
				(MPa)	(kg/cm <sup>2</sup> )
Promedio Columnas				36.01	367.15

**Tabla 22**

*Factor entre ensayos de núcleos vs esclerómetro.*

#	Piso	Eje	Elemento	Núcleos		Esclerómetro		Relación
				Resistencia (MPa)	Resistencia (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia (MPa)	Resistencia (kg/cm <sup>2</sup> )	
1	Planta Baja	E9	Columna	42.10	429.30	49.90	508.84	1.19
2	Planta Baja	E1	Columna	42.80	436.44	44.40	452.76	1.04
3	Piso 2	D5	Columna	33.60	342.63	29.90	304.90	0.89
4	Piso 2	K5	Columna	38.90	396.67	48.70	496.60	1.25
5	Piso 5	H2	Columna	30.40	309.99	49.60	505.78	1.63
6	Piso 5	H11	Columna	31.50	321.21	48.90	498.64	1.55
7	Piso 8	F1	Columna	25.30	257.99	49.10	500.68	1.94
8	Piso 8	F9	Columna	33.60	342.63	48.20	491.51	1.43
<b>Promedio Columnas</b>				<b>34.78</b>	<b>354.61</b>	<b>46.09</b>	<b>469.96</b>	<b>1.37</b>

Para obtener los valores de la resistencia a la compresión del hormigón para una muestra más grande, se multiplica los factores obtenidos por los valores de resistencia en los ensayos con esclerómetros. Los promedios de valores obtenidos para cada elemento muros, vigas y columnas son presentados en la Tabla 23.

**Tabla 23**

*Resumen de resistencia a la compresión del hormigón.*

Elemento	Esclerómetro			Esclerómetro factorizado		Núcleos	
	Resistencia (MPa)	Resistencia (kg/cm <sup>2</sup> )	factor	Resistencia (MPa)	Resistencia (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia (MPa)	Resistencia (kg/cm <sup>2</sup> )
Promedio Muros	31.86	324.91	1.37	43.65	445.12	52.35	533.82
Promedio Columnas	36.01	367.15	1.37	49.33	503.00	46.09	469.96

Promedio Vigas	40.64	414.41	1.37	55.68	567.75	-	-
----------------	-------	--------	------	-------	--------	---	---

La Tabla 24 resume los rangos de valores a la compresión del hormigón para muros, columnas y vigas. Para poder interpretar los datos existentes fue necesario conocer los parámetros estadísticos de la muestra, estos se presentan en la Tabla 25.

En este caso el coeficiente de variación es 0.14. La normativa ASCE/SEI 41-17 (2017) menciona que si el coeficiente de variación es mayor a 0.20 se recomienda la realización de ensayos adicionales hasta que el coeficiente de variación sea menor o igual a 0.20 o en su defecto el uso de un factor de seguridad  $k=0.75$  que afectaría a todos los elementos estructurales. (ASCE/SEI 41-17, 2017). Se aplica el mismo análisis para los ensayos de esclerómetros, se visualiza en la Tabla 25 que el coeficiente de variación crece en los ensayos esclerómetros, que por característica del ensayo tiene una mayor dispersión.

**Tabla 24**

*Parámetros estadísticos para las extracciones de núcleos*

Estadístico	Valor	Valor
Media Elementos	47.34 (MPa)	482.74 (kg/cm <sup>2</sup> )
$\sigma$ Elementos	6.66 (MPa)	67.90 (kg/cm <sup>2</sup> )
CV Elementos		0.14
Cs Elementos		-2.26

**Tabla 25**

*Parámetros estadísticos para los ensayos de esclerómetros*

Parámetros estadísticos	Valor	Valor
Media Elementos	36.29	370.02
$\sigma$ Elementos (MPa)	8.92	90.93
CV Elementos	0.25	
Cs Elementos	0.20	

El tamaño de la muestra de acuerdo con el ASCE/SEI 41-17 (2017) para el caso de estudio, señala que se deberían extraer 6 núcleos por piso. El número de pisos de la estructura



es 17, sin contar con el cuarto de máquinas, por lo que daría un total de 102 muestras. Este valor recaería en un alto presupuesto al momento de estudiar el edificio, por eso se buscan ecuaciones estadísticas sustentadas que recomienden un número de ensayos adecuado según las características estadísticas de las muestras.

La Norma ASTM E 122 (2017) recomienda la ecuación (6) basada en una distribución normal y (Westfall & Henning, 2013) presenta la ecuación (7) considerando un nivel de confianza dado, estas ecuaciones son sencillas para el cálculo de la cantidad de unidades necesarias en una muestra aleatoria para estimar con una precisión prescrita, una medida de la calidad para todo el lote de unidades.

$$n = \left( \frac{3 * \sigma}{d} \right)^2 \quad (6)$$

$$n = \frac{\left( Z_{1-\frac{\alpha}{2}} \right)^2 * \sigma^2}{d^2} \quad (7)$$

Donde:

n: Tamaño de la muestra tomada de un lote o proceso

d: Máximo error admisible entre la estimación a ser hecha de la muestra y el resultado de la medición de todas las unidades en el lote o proceso. Valor definido por el evaluador.

$Z_{1-\frac{\alpha}{2}}$ : Factor relacionado al nivel de confianza escogido (1.96 para 95% de nivel de confianza)

Para las ecuaciones (6) y (7) se asume un valor “d” igual a 3.0 MPa y se calcula con el valor de  $\sigma=6.66$  MPa obtenido en la Tabla 24. El número de muestras calculado en la ecuación presentada por la ASTM es igual a 44 y por la ecuación estadística dada por Westfall y Henning es igual a 19, considerando una variación máxima de 3.0 MPa. Estos valores reportan un valor razonable de muestras necesarias. Se considera la suma de número de muestras de los

ensayos de núcleos y esclerómetro que es igual a 46 por lo tanto se cumplen con estas dos ecuaciones.

Después del análisis estadístico y de interpretación realizado, se escoge trabajar con los valores promedios de los ensayos de núcleos de muros y columnas de forma conjunta debido al bajo coeficiente de variación dado 0.14 y considerar de manera independiente a la resistencia de vigas ya que los resultados de esclerómetros ajustadas por un factor para la resistencia de vigas poseen un coeficiente de variación de 0.24, que indicaría que es necesario tomar más muestras hasta obtener valores menores a 0.20. Debido a esto, se ha decidido dividir la muestra de vigas entre las que están en subsuelos y las que están sobre la planta baja, obteniendo así valores de CV igual a 0.02 y 0.1, ya que se evidencia que las resistencias de vigas de subsuelo son diferentes a las vigas de la estructura, estas últimas son menos resistentes. Por lo tanto, los valores que se utilizarán para la evaluación son los presentados en la Tabla 26, al obtener un coeficiente de variación menor a 0.20, se puede utilizar un valor de conocimiento  $\kappa$  igual a 1.

**Tabla 26**

*Resumen de rango de valores de resistencia a la compresión del hormigón.*

Elemento	Resumen		
	(MPa)	(kg/cm <sup>2</sup> )	CV
Promedio Muros y Columnas	47.34	482.74	0.14<0.20
Promedio Vigas	35.41	361.13	0.02<0.20
Promedio Vigas Subsuelos (ex)	60.74	619.40	0.10<0.20

El ASCE/SEI 41-17 (2017) especifica que la resistencia del núcleo extraído en campo debe ser convertida en resistencia a la compresión del hormigón in situ mediante un procedimiento aprobado en la sección 10.2.2.3.2, por esto se realiza la recomendación impuesta por el ACI 318 (2019) al momento de evaluar estructuras de concreto.

Esfuerzos de compresión recomendados por ACI:

La resistencia equivalente del hormigón especificada para núcleos  $f_{ceq}$  se calculará mediante la ecuación (8), esta ecuación es recomendada por el Assessment, Repair, and Rehabilitation of Existing Concrete Structures - Code and Commentary ACI 562-21, 2021).

$$f_{ceq} = 0.9 * \bar{f}_c \left[ 1 - 1.28 \sqrt{\frac{(k_c CV)^2}{n} + 0.0015} \right] \quad (8)$$

Donde:

$f_{ceq}$ : resistencia equivalente a compresión del hormigón

$\bar{f}_c$ : resistencia promedio a compresión

CV: coeficiente de variación

$k_c$ : coeficiente de modificación

n: número de muestras tomadas

La Ecuación [8] incluye los factores de corrección de la resistencia para la relación longitud-diámetro, el diámetro del núcleo y el daño de la perforación. El valor de la resistencia obtenido mediante este procedimiento es una estimación de la fractura del 13% de la resistencia del hormigón in situ con un intervalo de confianza del 90%, basado en los datos de campo recogidos (MacGregor & Bartlett, 1995).

La resistencia equivalente del hormigón especificada para muros y columnas es igual a 39.39 MPa o 401.66 kg/cm<sup>2</sup>. La resistencia equivalente para vigas en la estructura es igual a 50.19 MPa o 511.83 kg/cm<sup>2</sup>, para las vigas en subsuelo la resistencia equivalente es igual a 30.14 MPa o 307.35 kg/cm<sup>2</sup>. En la presente ecuación no se ha utilizado el valor de  $k_c$  igual a 0.75 debido a que la ecuación descrita en el ACI 318 (2019) ya toma en cuenta el coeficiente de variación.

Se evidencia una reducción de los valores de resistencia al usar el factor de corrección, con respecto a la Tabla 26. Por lo que su uso puede dar un factor de seguridad adicional al

evaluador. La resistencia el muros y columnas es un 83% con respecto a los valores obtenidos en laboratorio, para vigas en subsuelos es un 85% y para vigas en estructura es un 82%.

**Tabla 27**

*Resumen de valores de resistencia a la compresión del hormigón in situ*

Elemento	Resumen	
	(MPa)	(kg/cm <sup>2</sup> )
Promedio Muros y Columnas (núcleos)	39.39	401.66
Promedio Vigas Subsuelos (ex)	30.14	307.35
Promedio Vigas sobre nivel 0.00 (ex)	50.19	511.83

Módulo de elasticidad:

En el modelo numérico se realizará la calibración del modelo, por lo tanto, es importante establecer rangos de valores de Modulo de Elasticidad para el modelo inicial. Para este estudio se utiliza la ecuación (9), recomendada por la Norma Ecuatoriana de Construcción en el capítulo de hormigón (NEC, 2015).

$$f_{ceq} = 4700 \sqrt{f'c} \text{ en MPa.} \quad (9)$$

El módulo de elasticidad del concreto se considera de acuerdo con los valores de resistencia de la Tabla 28. Las columnas, vigas de estructura y vigas de subsuelo poseen un módulo de elasticidad igual a 300794 kg/cm<sup>2</sup> 339547 kg/cm<sup>2</sup> y 26322095 kg/cm<sup>2</sup> respectivamente (Tabla 28).

**Tabla 28**

*Resumen de valores de módulo de elasticidad del hormigón*

Elementos	Módulo de elasticidad	
	E (MPa)	E (kg/cm <sup>2</sup> )
Promedio Muros y Columnas (núcleos)	29497.74	300794.39
Promedio Vigas Subsuelos (ex)	25803.26	263120.95
Promedio Vigas estructura (ex)	33298.105	339547.44

### **Acero de Refuerzo**

Referente a la armadura de acero de refuerzo presente en los elementos estructurales, se resume los estudios realizados por parte del Laboratorio de Materiales de la PUCE del estudio proporcionado por el Ingeniero José Chacón, Chacón.2012. El acero de refuerzo tiene una fluencia de 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

En columnas, el diámetro de varillas detectado está entre 20 y 30 mm. El diámetro de estribos está entre 10 y 12 mm y su separación es variable; menor en la cabeza y pie 15 cm y mayor en la parte central 30 cm de la columna. La cantidad de estribos, en una misma sección, no fue definida, y a su vez para la evaluación se asume un porcentaje de armado superior a 1% formado por varillas de diámetro 22 mm.

En muros se tiene un diámetro de 18 mm para la armadura vertical con separaciones de 20 cm y un diámetro de 12 mm para la armadura horizontal de 20 y 30 cm de separación. Los estribos en los extremos de los muros tienen separaciones cortas que cumplen con normativa. Algunos muros poseen cabezales bien definidos, pero de acuerdo con el levantamiento estructural están insuficientemente reforzados.

En vigas el levantamiento no es evidentes y se carece de información de las armaduras superiores, debido a la dificultad del procedimiento de escaneo de varillas por las superficies que se encuentran cubiertas por diferentes materiales. En vigas se asume el armado mínimo 0.0033, en cuanto a estribos se verificó la existencia de estribos dobles de 10 mm de diámetro con separación uniforme en vigas igual a 15 cm.

En resumen, para la presente evaluación se verifica que los elementos cumplen con la cantidad mínima de acero acorde con el código ACI 318 (2019) para cuantía de refuerzo en vigas: 0.0033; cuantía de refuerzo en columnas: 0.01; cuantía de acero vertical en muros: 0.0064 y cuantía de acero horizontal en muros: 0.0020.

## Componentes no Estructurales

Las instalaciones eléctricas, mecánicas e hidrosanitarias muestran signos de deterioro. A pesar de ello, las puertas, paredes y pisos se encuentran en buen estado. No obstante, se han identificado ciertas fisuras en la rampa de acceso al parqueadero. Asimismo, las ventanas no son accesibles y no se dispone de información sobre su anclaje a la estructura principal.

En su mayoría, los paneles de relleno están conformados por bloques de concreto hueco, cuyo espesor se estima en 20 cm. Es decir, se asume un bloque de 15 cm con un enlucido de 2.5 cm a cada lado. En algunos sectores del edificio se cuenta con doble panel de relleno para cubrir detalles arquitectónicos.

La fachada del edificio cuenta con un revestimiento de mármol en las zonas laterales oriental y occidental, el cual ha presentado desprendimiento en algunas áreas. Este problema es uno de los más preocupantes para la administración del edificio.

### **Panel de Relleno**

La estructura posee 6 vanos donde existen paneles rellenos de mampostería de acuerdo con la Figura 17 y las dimensiones se presentan en la Tabla 29. La edificación posee cuatro paneles en sentido X, y 2 paneles en sentido Y.

Para analizar la influencia del panel de relleno existente en los vanos del edificio, se utilizan los valores de mampostería de la investigación de (Pachano, 2018). La Tabla 29 resume los valores adoptados.

### **Tabla 29**

*Parámetros representativos de la mampostería*

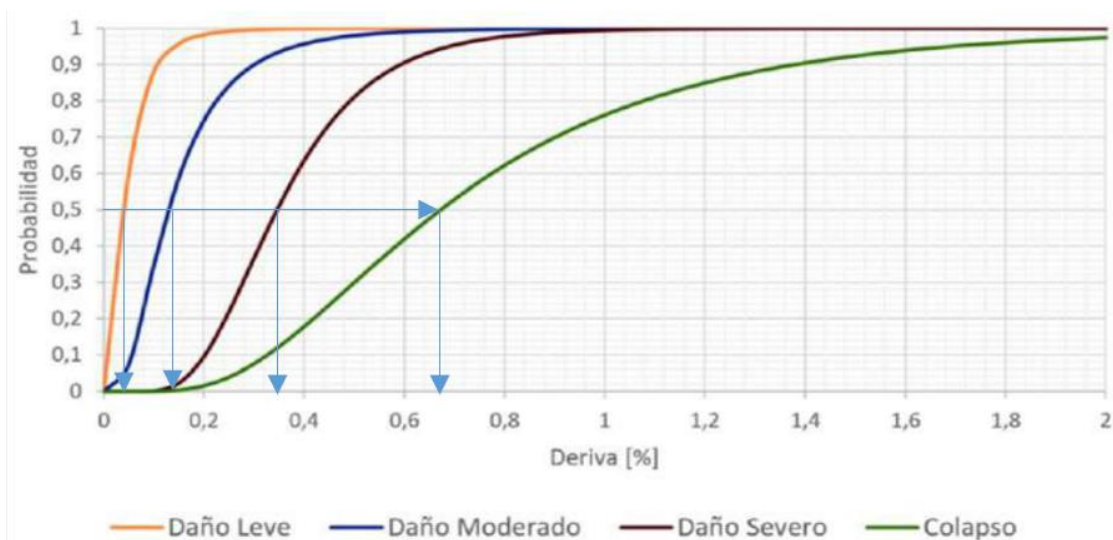
$f'_{mv}$ (MPa)	$f'_m$ (MPa)	E (GPa)
0.24	0.94	2.01

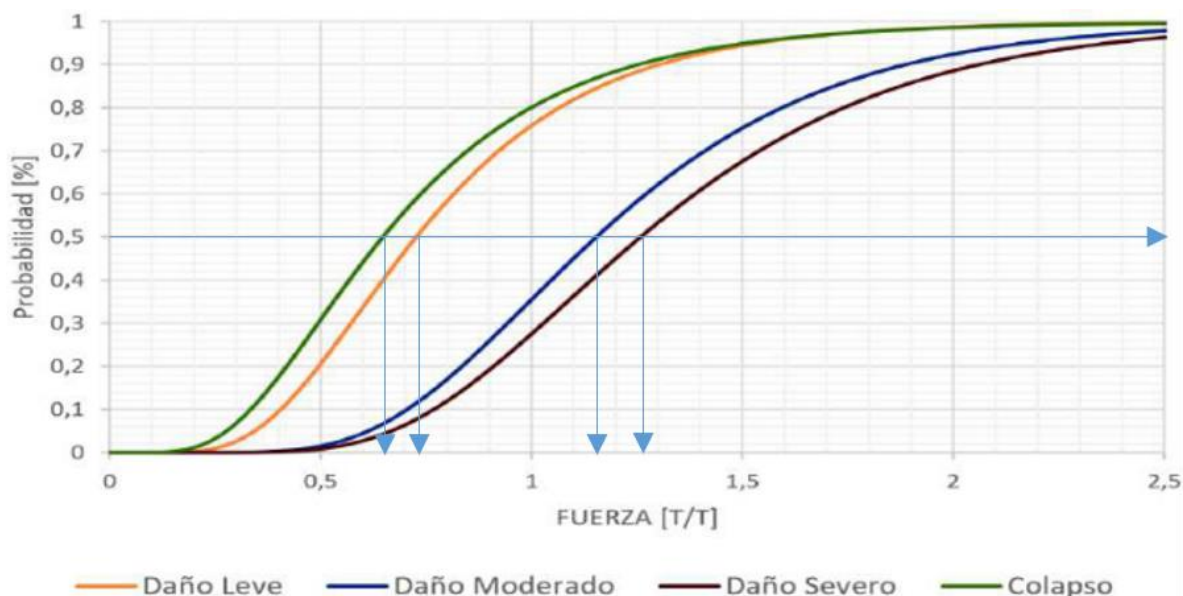
*Nota.* Tomado de Pachano, (2018) Determinación de parámetros mecánicos para modelos no lineales de mampostería de relleno en pórticos de hormigón armado obtenidos de manera experimental. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.31359.05280>

Además, se han considerado las curvas de fragilidad propuestas por Grijalva y Narvéez (2018) para mampostería de bloque de concreto hueco (Figura 18), con el objetivo de establecer las curvas de capacidad del panel de relleno. Se han seleccionado los valores de deriva para daño leve (0.0005), moderado (0.0013), severo (0.0035) y colapso (0.0068) a través de una probabilidad de ocurrencia del 50%. De manera similar, se han escogido los valores de relación de fuerza sobre fuerza normalizada para daño leve (0.65), moderado (1.15), severo (1.28) y colapso (0.64) con una probabilidad de ocurrencia del 50%. La metodología para obtener las curvas de capacidad se explica a continuación.

### Figura 18

*Curvas de fragilidad para mampostería*





*Nota.* Tomado de Grijalva & Narváez, (2018) Elaboración de curvas de fragilidad para ensayos experimentales realizados sobre mamposterías de bloques de concreto y ladrillos en Quito.

La rigidez axial  $k_h$  para un enlace horizontal se obtiene utilizando esta ecuación en el modelado macro. Esta rigidez depende de los parámetros de compresión de la diagonal de mampostería, como el área transversal ( $A$ ), el módulo de elasticidad ( $E$ ), la longitud de la diagonal comprimida ( $d$ ) y su ángulo de inclinación ( $\vartheta$ ). La ecuación (10) que calcula el módulo de rigidez se presenta a continuación.

$$k_h = \frac{AE}{d} \cos(\vartheta) \quad (10)$$

Se han obtenido los anchos equivalentes  $w$  de los vanos de mampostería a partir de sus dimensiones, utilizando la metodología propuesta por Holmes (1961), donde se toma  $w$  igual a 1/3 del valor de la diagonal. Los resultados de la rigidez de cada vano de mampostería se presentan en la Tabla 30.



**Tabla 30**

*Rigidez de los vanos de mampostería*

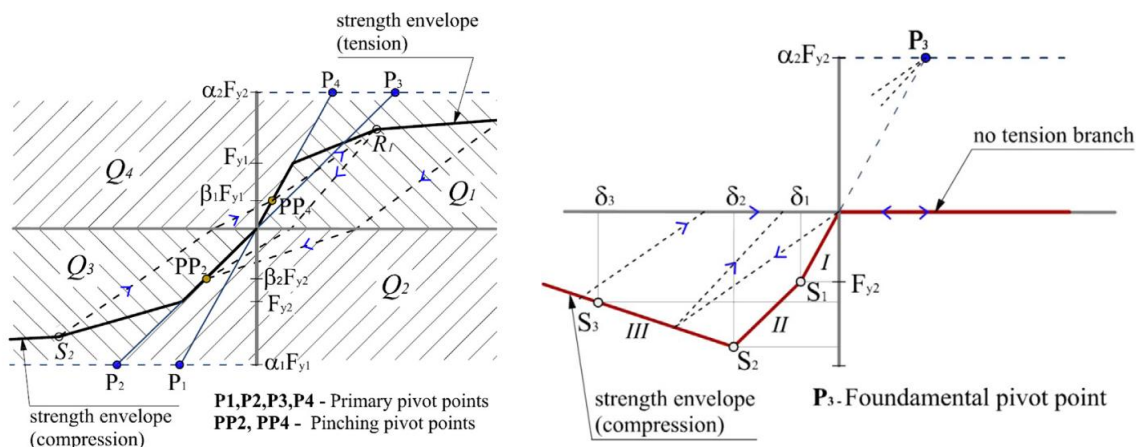
Tipo	$K_m$ (kg/cm)
MX1	38207
MX2	74525
MX3	63484
MX4	39347
MY1	102257
MY2	99352

El objetivo de construir curvas de mampostería no lineal que representen las condiciones de la mampostería es analizar si su rigidez y resistencia tienen influencia en el comportamiento de la estructura, mediante un análisis ANLE. De esta forma, se podrá decidir si se considerarán o no en los ANLD. La fuerza de cada puntal en un estado determinado se obtiene multiplicando su área por el valor de la relación de fuerza sobre fuerza normalizada de la mampostería.

Se han resumido las propiedades de la mampostería en la Tabla 31, mientras que la curva de mampostería tipo pivote se muestra en la Figura 19.

**Figura 19**

*Curva de mampostería tipo pivot (izquierda), modelo sin considerar tensión (derecha)*



*Nota.* Tomado de Cavaleri & Di Trapani (2014) Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 65, 224–242. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.06.016>

De acuerdo con la información levantada in situ, se utilizaron hasta dos hileras de mampostería en las zonas de las esquinas del edificio, esto se comprueba ya que en las partes internas no se visualiza las dimensiones de las columnas. Esto ocurre excepto en la mampostería Mx2 que solo posee una capa de mampostería.

**Tabla 31**

*Puntos de desempeño para la mampostería del edificio*

MX1		MX2		MX3		MX4	
$\Delta i$ [cm]	Pi [kg]	$\Delta i$ [cm]	Pi [kg]	$\Delta i$ [cm]	Pi [kg]	$\Delta i$ [cm]	Pi [kg]
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.2	-7612.7	0.1	-5991.2	0.1	-5825.4	0.2	-7554.3
0.4	-11830.6	0.4	-9310.7	0.4	-9053.1	0.4	-11739.8
1.2	-13167.9	1.0	-10363.2	1.0	-10076.5	1.2	-13067.0
2.3	-6584.0	1.9	-5181.6	1.9	-5038.2	2.3	-6533.5

MY1		MY2	
$\Delta i$ [cm]	Pi [kg]	$\Delta i$ [cm]	Pi [kg]
0.0	0.0	0.0	0.0
0.1	-8458.4	0.1	-7960.9
0.4	-13144.8	0.4	-12371.7
1.0	-14630.7	1.0	-13770.2
1.9	-7315.4	1.9	-6885.1

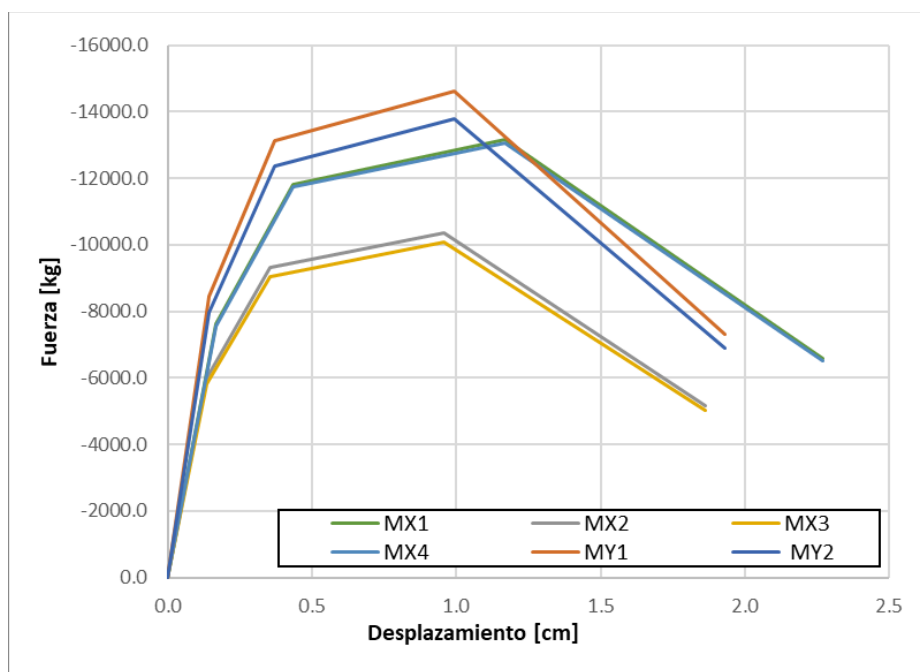
Para los parámetros utilizados para el modelo Pívor se utilizó un elemento link multi lineal plástico que considera la rigidez efectiva de cada vano, y utilizando un valor  $\alpha_1$  y  $\beta_1$  igual a cero ya que no se considera aporte a la tensión en la mampostería. El valor  $\beta_2$  se considera igual a cero ya que la observación experimental muestra que los sistemas de marcos rellenos no ganan rigidez en la inversión de la carga hasta que se recupera toda la deformación plástica (previamente acumulada). Basándose en esta hipótesis, el parámetro  $\beta_2$  también es nulo. El valor de  $\alpha_2 = 0.05$  de acuerdo con los ensayos reportados por (Cavaleri & Di Trapani, 2014)).

Además, se asume un valor  $\zeta$  igual a cero, factor que determina la cantidad de degradación de la pendiente elástica.

Los resultados de las curvas fuerza desplazamiento se obtienen en la Tabla 31, se evidencia que el vano MX3 posee mayor resistencia que los otros vanos de mampostería.

## Figura 20

*Curvas de comportamiento no lineal para los paneles rellenos de mampostería*



## Caracterización del Suelo

La estratigrafía sobre la cual se asienta la edificación está compuesta por una capa de estrato limo arenoso de baja plasticidad tipo ML (según la clasificación SUCS) hasta los 4 metros de profundidad, con un promedio de 7 golpes de penetración (N). A partir de los 5 metros de profundidad, se encuentra una capa de arena limosa de humedad alta y media, clasificada como tipo SM. Finalmente, a partir de los 8 metros y hasta los 10 metros de profundidad, se encuentra un estrato de grava arcillosa de humedad baja GC, con un promedio

de 42 golpes de penetración (N), según el estudio de suelo realizado por (Bohórquez & Guamán, 2021).

Adicionalmente, se encontró que los valores de cohesión para tres muestras ensayadas están entre rangos de 0.26 y 0.31 kg/cm<sup>2</sup> y el ángulo de fricción tiene un rango entre 12.6 y 14.3 grados.

Para determinar la velocidad de onda de corte a los 30 metros denominada Vs30, se realizaron tres metodologías en la investigación de (Bohórquez & Guamán, 2021), Método Activo MASW, Pasivo Remi, y Método Combinado, cuyo valor adoptado es igual al promedio obtenido para las dos direcciones y es igual a 353.50 m/s. Éste fue clasificado como suelo tipo D de acuerdo con la NEC 2015, esto coincide con la clasificación de sitio que explica el capítulo 20 de la Norma ASCE 7-16 donde se limitan los valores de suelo D para velocidades Vs30 entre 183-365 m/s. Los ensayos de Nakamura realizados concluyen que el periodo del suelo del edificio es igual a 0.069 segundos, el periodo de vibración del suelo es bastante rígido, y se evidencia que no van a existir resonancia ya que está alejado del periodo de la estructura reportada en las mediciones ambientales (1.15 segundos). Los parámetros más importantes del suelo se definen en la Tabla 32.

### Tabla 32

*Parámetros representativos del suelo*

Periodo de suelo (s)	Vs30 (m/s)	Tipo de suelo (SUCS)
0.069	353.50	ML,SM,GC

*Nota.* Tomado de Interacción dinámica suelo estructura del edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG (Bohórquez & Guamán, 2021)

### Definición de la Amenaza Sísmica

En el presente subcapítulo se presentan los espectros calculados de la NEC-SE-DS para el sitio de estudio, también se presentan los resultados del estudio de Peligro Sísmico

desarrollado en el edificio y se comparan con el espectro de la normativa, también se presenta la desagregación de la amenaza sísmica y la selección de sismos conforme a los espectros obtenidos del estudio de peligro sísmico.

Es necesario definir los periodos de retorno TR objetivos para el estudio, en la sección anterior se comentó que los Tr escogidos para chequear los objetivos de desempeño son para Tr de 225 años (BSE-1), y 975 años (BSE-2). Estos se construyen a partir del tipo de suelo (D), y la ubicación del edificio, el espectro resultante se presenta en la Figura 22. Los valores escogidos se presentan a continuación:

$\eta$ : Razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T=0.1$  s) y el PGA para el período de retorno seleccionado, 2.48 para la región Sierra.

$r$ : Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto, igual a 1 para suelo tipo D.

$F_a$ : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto que considera las amplificaciones del sitio, 1.20 para suelo tipo D.

$F_d$ : Coeficiente de amplificación de suelo, 1.19 para suelo tipo D.

$F_s$ : Coeficiente de amplificación de suelo que considera el comportamiento no lineal de los suelos, 1.28 para tipo suelo D.

$Z$ : Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. Los valores escogidos fueron 0.34 g; 0.42 g; 0.54 g para Tr 225, 475 y 975 años.

$T_o$ : Es el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones, donde termina el ramal creciente.

$T_L$ : Es el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

Los espectros calculados para los periodos de retorno para el sitio de interés son presentados en la Figura 22.

Figura 21

Espectro de la NEC

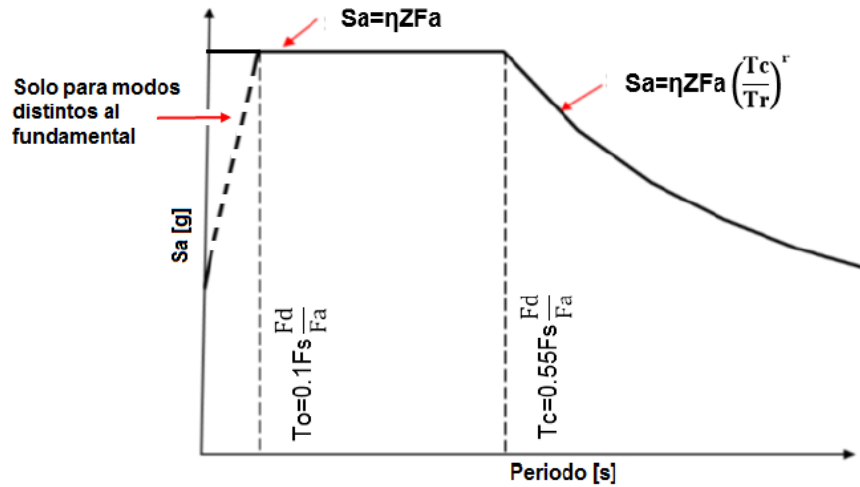
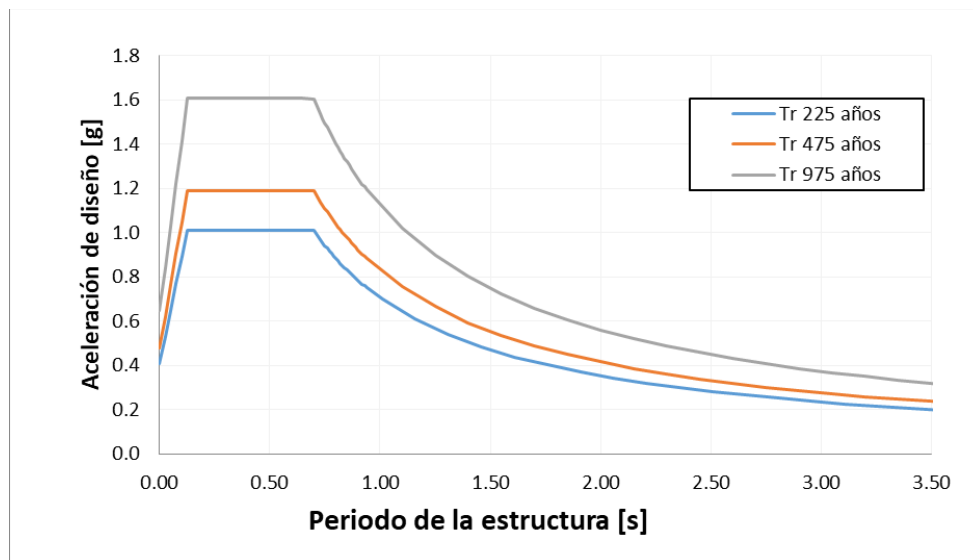


Figura 22

Espectros para diferentes  $T_r$  según la NEC.

El uso de los espectros de diseño de las normas sísmicas es recurrente en el diseño de edificaciones resistentes a los terremotos debido a que proporcionan una manera simplificada de representar la amenaza sísmica esperada en un sitio en términos de la aceleración del

terreno en función del período de la estructura. Sin embargo, estos espectros de diseño se basan en modelos simplificados de amenaza sísmica y no tienen en cuenta la variabilidad del sitio ni las características específicas del suelo en cada lugar. Por lo tanto, es importante tener en cuenta las particularidades de cada sitio al diseñar una estructura resistente a los terremotos.

Por lo tanto, es posible que los espectros de diseño sobredimensionen o subestimen la amenaza sísmica en un sitio en particular, especialmente un espectro sobredimensiona la amenaza. Por ejemplo, los espectros de diseño pueden no capturar la variabilidad de las propiedades geotécnicas del suelo en un sitio determinado, lo que puede influir significativamente en la respuesta sísmica de las estructuras.

Por esta razón, los evaluadores pueden realizar análisis más detallados para obtener espectros de respuesta sísmica específicos del sitio, utilizando datos detallados del suelo, la topografía y la amenaza sísmica local. Estos análisis pueden proporcionar una representación más precisa de la amenaza sísmica en un sitio específico y ayudar a los ingenieros a evaluar las estructuras de manera más eficiente.

Los espectros de diseño de las normas son útiles y necesarios, es importante recordar que son una simplificación y que pueden no capturar todas las características importantes de un sitio en particular. Los análisis más detallados pueden proporcionar una representación más precisa de la amenaza sísmica local y ayudar a los ingenieros a diseñar estructuras más resistentes a los terremotos. Por esta razón en la evaluación se considera el estudio de peligro sísmico.

### ***Estudio de Peligro Sísmico***

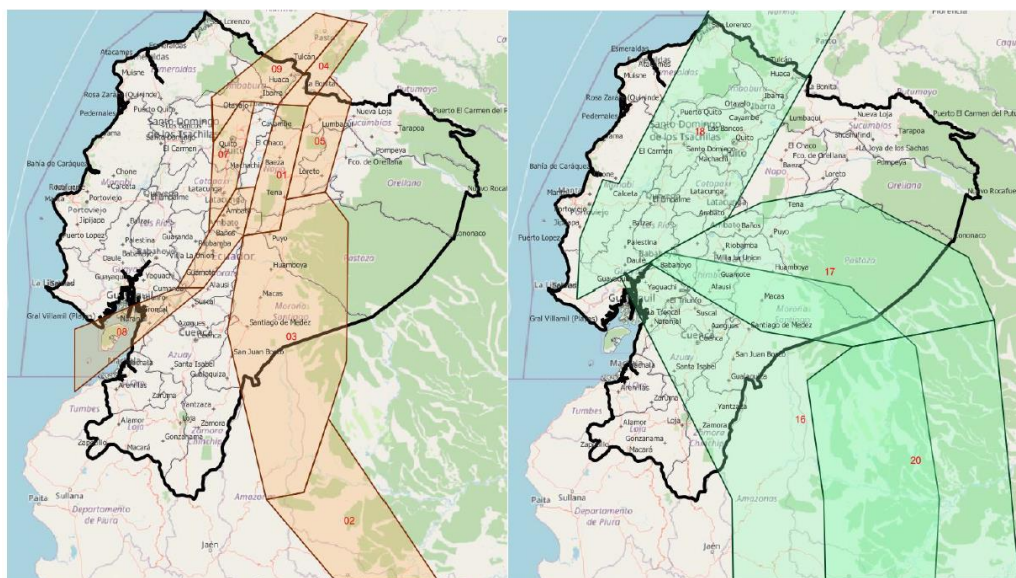
Se utiliza como fuente el Estudio Probabilista de Peligrosidad Sísmica donde se emplea la Metodología Probabilística para el edificio Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG). En la presente sección se resumen los apartados más importantes del estudio.

El modelo no considera los complejos sistemas de fallas existentes en el callejón interandino del país, sino que se basa en la zonificación de las fuentes interfase, intraplaca y corticales desarrolladas en el estado del arte más actual.

Dentro del estado del arte, el modelo más actual para Ecuador continental es el que se utiliza en (Beauval et al., 2018), este incorporó el evento del terremoto de Pedernales del 16 de abril de 2016 de magnitud 7.8. Las zonas fuente se indican en la Figura 23.

### Figura 23

*Zonas fuente corticales, interfase e intraplaca*



*Nota.* Tomado de Palacios (2022) Estudio de Peligro Sísmico Edificio MAG

El estudio probabilista se basa en el siguiente procedimiento:

- Los catálogos sísmicos se depuran, se eliminan sismos premonitores y las réplicas de un sismo, dejando solo el evento principal, caso contrario se está sobre estimando la peligrosidad sísmica y no se está apegado a la filosofía de metodología de Poisson.
- Se identifica las ventanas de tiempo donde la muestra es estable.



- Se identifica las zonas fuente, expresados como volúmenes de litósfera y como áreas planas en términos de sismicidad con las relaciones de recurrencia de (Gutenberg & Richter, 1944).
- Se determinar la tasa anual de que un parámetro de movimiento del suelo, en este caso aceleración exceda dicho valor,  $\lambda_{anual} (A>a)$ . Esta es igual a una sumatoria que se extiende a todas las fuentes  $N_f$  de una función de Sismicidad  $\frac{d\lambda_i(M)}{dM}$  que se integra desde una magnitud mínima  $M_o$  hasta una magnitud máxima  $M_u$  por una función de atenuación que depende de la magnitud  $M$ , de la distancia  $R$  (normalmente distancia al plano de falla) y de la incertidumbre  $\varepsilon$ , expresada por  $Pr (A>a |M,R,\varepsilon)$ .

$$\lambda_{anual} (A > a) = \sum_{i=1}^{N_f} \int_{M_o}^{M_u} \frac{d\lambda_i(M)}{dM} Pr(A > a |M, R, \varepsilon) dM \quad (11)$$

Siendo  $Pr (A>a |M,R,\varepsilon)$  la probabilidad de excedencia de la aceleración.

- Se determinan las zonas fuentes.
- Se seleccionan ecuaciones de predicción del movimiento del suelo, según el criterio de mejor selección para el sitio de emplazamiento analizado.

Corticales: se utiliza las ecuaciones de predicción (Campbell & Bozorgnia, 2014; Chiou & Youngs, 2014; Zhao, Zhou, et al., 2016) denominados como CB14, CY17, Y Z06.

Interfase e Intraplaca: se utiliza las ecuaciones de predicción (Abrahamson et al., 2016; Montalva et al., 2017; Zhao, Liang, et al., 2016) denominados como A16, M17, Y Z06.

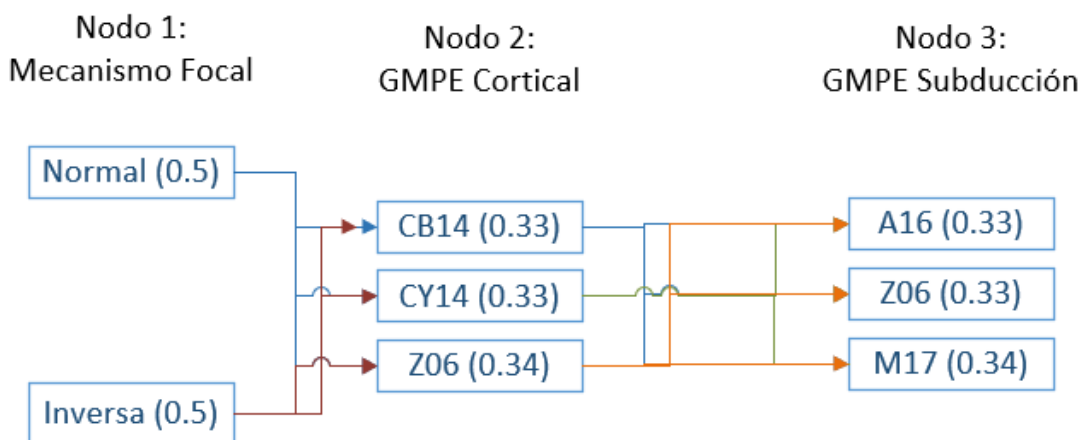
- Se obtienen las curvas de peligro sísmico utilizando la metodología establecida por (Cornell, 1968).

El árbol lógico es utilizado para implementar diferentes ecuaciones de predicción de movimiento fuerte y sus posibles variables de cálculo correspondientes (Figura 24). En el primer nodo se incluye el tipo de mecanismo focal en los terremotos de tipo cortical, considerando dos ramas: una para sismos asociados a una falla de mecanismo normal y otra para sismos asociados a una falla de mecanismo inverso. Estas ramas se deben considerar ya que las ecuaciones predicen una variación en el movimiento fuerte asociada a dicha variable.

Además, en el segundo nodo se consideran los tres modelos de cortical (CB13, CY14 y Z16) relacionados con las fuentes de cortical. Finalmente, se incluye un tercer nodo asociado a los cuatro modelos de subducción (A16, Z16, M17 e I17). Cada rama del árbol lógico se pondera teniendo en cuenta la globalidad de los datos utilizados para cada modelo y la similitud con el área de aplicación. Se obtuvieron espectros para 18 ramas del árbol lógico, es decir, el peso de cada rama es del 5.56% (100/18).

### Figura 24

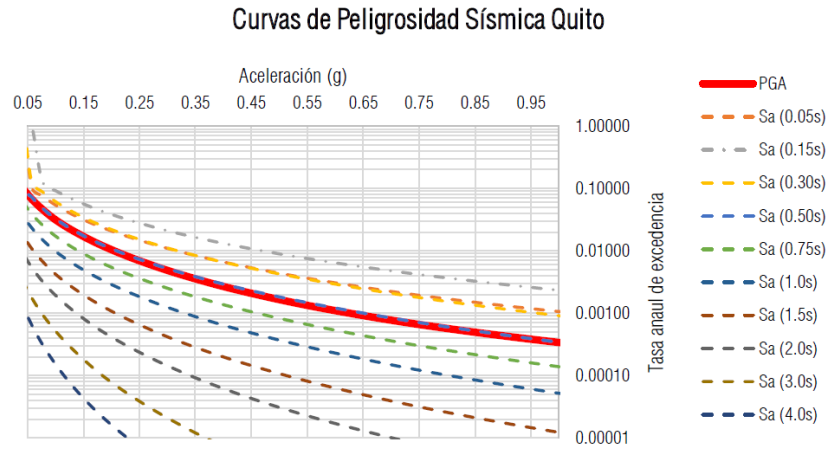
*Esquema del árbol lógico utilizado para mecanismos focales y pesos asignados a cada rama.*



Se obtiene los resultados de la curva de peligrosidad sísmica en roca para el sitio donde se ubica el proyecto Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG) (Figura 25).

**Figura 25**

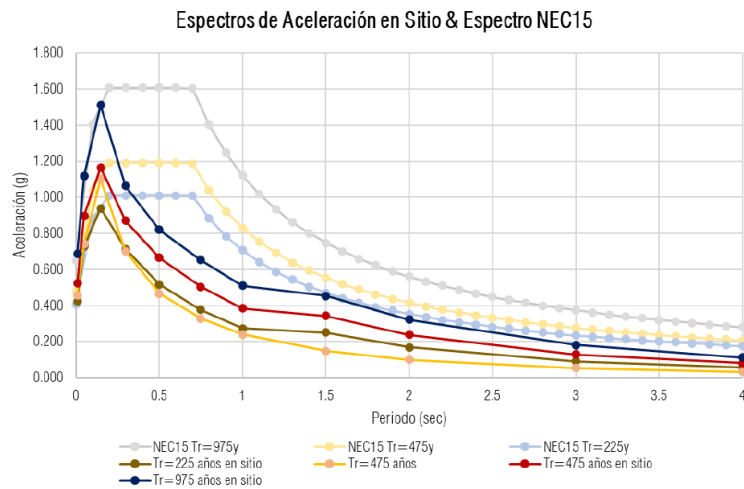
*Curvas de Peligro Sísmico*



La curva de peligro sísmico del sitio del proyecto Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG) permite obtener los Espectros de Peligrosidad Sísmica Uniforme (Uniform Hazard Spectrum o UHS) para cualquier período de retorno. Asimismo, se realiza una comparación de los espectros obtenidos con los espectros de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), como se muestra en la Figura 26.

**Figura 26**

*Espectros de peligro uniforme en sitio con factores de la NHERP*



Se visualiza que existe una diferencia con respecto a la curva de peligro de la NEC respecto con la estudiada en el sitio de interés, tienen semejanza en periodos bajos, pero para periodos mayores a 0.30 segundos los espectros empiezan a distanciarse. El espectro objetivo seleccionado para la evaluación es el espectro obtenido del estudio de peligro sísmico que se presenta en la Figura 26.

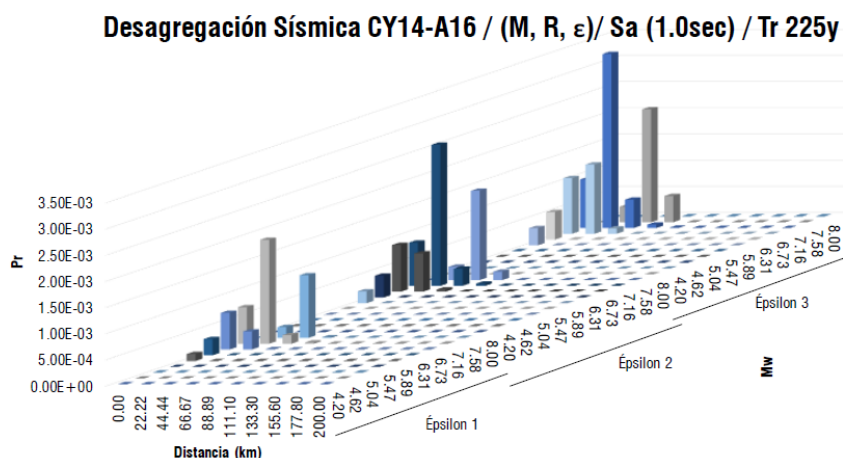
### **Desagregación del Peligro Sísmico**

Con base en la ubicación de la estructura analizada, se realiza la desagregación de la peligrosidad sísmica para determinar en términos probabilistas cual es la contribución relativa de las fuentes sísmicas para exceder determinada magnitud o intensidad de un evento.

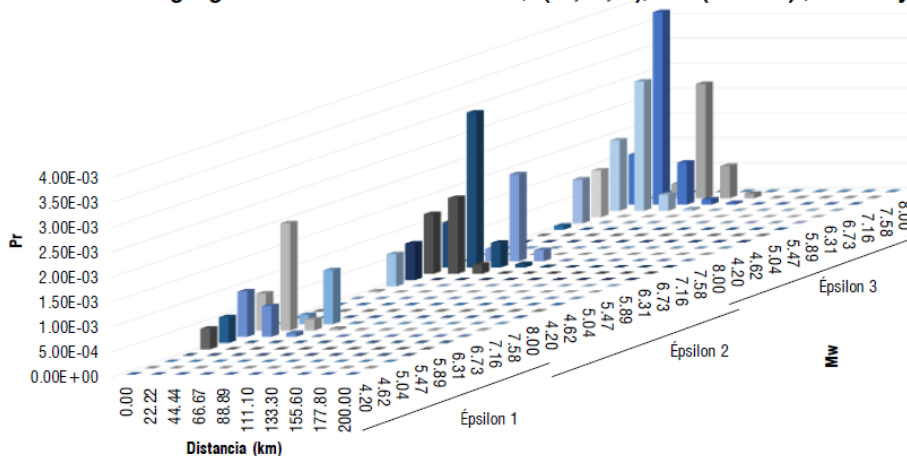
Se puede observar que las contribuciones en el estudio de desagregación varían según la aceleración de estudio y la probabilidad de excedencia asociada. Las mayores probabilidades de excedencia presentan contribuciones de menor magnitud y épsilon, mientras que las menores probabilidades de excedencia suelen tener mayor magnitud y valor de épsilon. En la Figura 27 se muestran los resultados del estudio de desagregación sísmica para periodos de retorno de 225, 475 y 975 años.

**Figura 27**

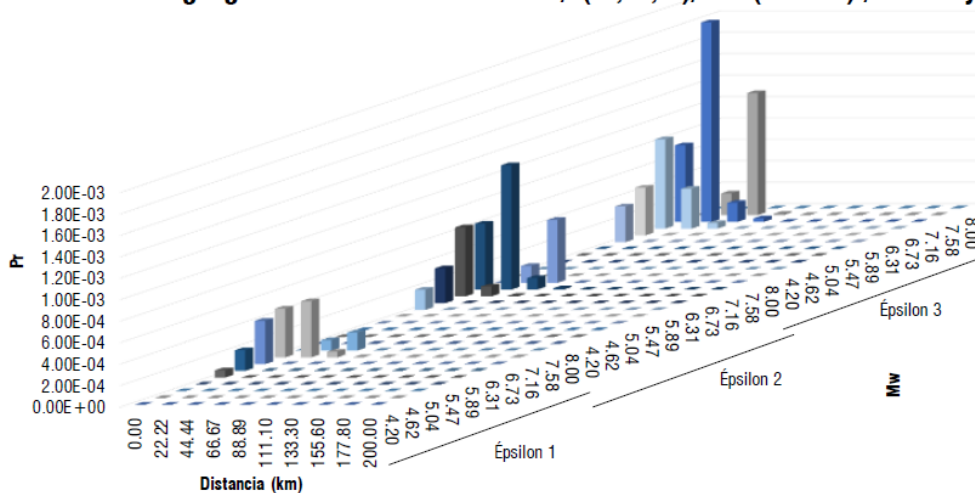
*Desagregación Sísmica para periodos de retorno de 225,475 y 975*



**Desagregación Sísmica CY14-A16 / (M, R, ε)/ Sa (1.0sec) / Tr 475y**



**Desagregación Sísmica CY14-A16 / (M, R, ε)/ Sa (1.0sec) / Tr 975y**



La desagregación sísmica para los periodos de retorno planteados se resume de la siguiente manera:

Para un Tr igual a 225 años, el tipo de mecanismo es normal, para una profundidad entre 20 y 40 km, y una Magnitud entre 5.50 y 6.70  $M_w$ .

Para un Tr igual a 475 años, el tipo de mecanismo es normal, para una profundidad entre 20 y 30 km, y una Magnitud entre 5.50 y 7.00  $M_w$ .

Para un Tr igual a 975 años, el tipo de mecanismo es normal, para una profundidad entre 0 y 25 km, y una Magnitud entre 5.50 y 7.50  $M_w$ .

### **Selección de Sismos Consistentes**

En el Ecuador existe escasa información sobre sismos históricos, por lo tanto, es complejo obtener información real para la amenaza. En la normativa se recomienda utilizar un conjunto de datos de aceleraciones consistentes con la ubicación de la estructura en análisis. Es así, que en el presente estudio se han utilizado registros con características sismológicas similares a la zona de estudio obtenido del análisis de desagregación.

Se ha utilizado el procedimiento recomendado por el ASCE, denominado Método de Promedio con Pesos ponderados.

Las recomendaciones del ASCE 41-17 (2017) y el ASCE 7 (2020) son incluir no menos de 11 pares de registros de aceleración para cada espectro objetivo. Con el fin de considerar la respuesta lateral significativa de la estructura, se ha trabajado con los límites de  $0.2 T_{\min}$  y  $2.0 T_{\max}$ , debido a que el periodo objetivo ha sido nombrado a partir del periodo obtenido del estudio de vibraciones ambientales y este va a estar sujeto a cambios durante la ocurrencia de un evento sísmico. Aunque el ASCE/SEI 41-17 (2017) utiliza valores máximos de  $1.5 T_{\max}$ , el código FEMA P58 permite utilizar estos rangos.

La metodología del ASCE/SEI 41-17 (2017) realiza un proceso de escalamiento a nivel de amplitudes en el rango de periodos límites mencionados, manteniendo el mismo contenido frecuencial en toda la señal original; para cada componente de movimiento horizontal de los registros debe construirse un espectro a partir de la raíz de la suma de los cuadrados (SRSS) tomando los espectros de cada registro con un factor de amortiguamiento del 5%. Este escalamiento de amplitud debe ser aplicado mediante un factor que será el mismo para un par de registros horizontales pertenecientes al mismo evento sísmico. El promedio de los espectros de dirección máxima de los sismos seleccionados no deberá ser inferior al 90% del espectro de respuesta objetivo para el rango límite de períodos escogido.

En la Tabla 33 se observa un resumen de las características del suelo de implantación del proyecto, a partir de esta información y el análisis realizado en la desagregación se escogieron señales sísmicas que sean consistentes a las características geológicas.

**Tabla 33**

*Información del suelo de implantación*

<b>Tipo de Suelo</b>	<b>Vs30</b>	<b>T</b>	<b>PGA</b>	<b>PGA</b>	<b>PGA</b>
<b>NEC 15</b>	<b>(m/s)</b>	<b>(s)</b>	<b>Tr 225 años (g)</b>	<b>Tr 475 años (g)</b>	<b>Tr 975 años (g)</b>
D	353.50	1.10	0.42	0.52	0.69

Con el estudio de desagregación sísmica se seleccionan los sismos que sean consistentes con las características geológicas y estos se indican en la Tabla 34.

**Tabla 34**

*Sismos seleccionados*

<b>EQ</b>	<b>Evento</b>	<b>Año</b>	<b>Mw</b>	<b>Profundidad (km)</b>	<b>Fuente</b>
1	Sismo Coquimbo – Chile	2015	6.90	11.00	CSN
2	Sismo Ovalle – Chile	2016	6.40	37.00	CSN
3	N. Palm Springs	1986	6.06	4.04	PEER
4	Chi-Chi, Taiwan	1999	7.62	12.38	PEER
5	Northridge-01	1994	6.69	14.70	PEER
6	Dinar, Turkey	1995	6.40	3.36	PEER
7	Chi-Chi, Taiwan-03	1999	6.20	7.62	PEER
8	Montenegro, Yugoslavia	1979	7.10	6.98	PEER
9	L'Aquila, Italy	2009	6.30	6.27	PEER
10	Sismo, Huasco – Chile	2020	7.00	31.00	CSN
11	Sismo Iquique – Chile	2014	6.30	25.00	CSN

### ***Escalamiento de Sismos***

Para la selección de sismos corticales se ha utilizado la base de datos del Centro Sismológico Nacional de la Universidad de Chile CSN; de la Red de Acelerógrafos del CISMID/FIC/UNI de Perú; del Servicio Geológico Colombiano; Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional y del PEER; todos estos son consistentes en magnitud y profundidad, distancia  $R_{rup}$ , tipo de suelo, tipo de falla y características geológicas similares, según lo indica el estudio de desagregación sísmica para los diferentes periodos de retorno y además son congruentes con la aceleración máxima esperada PGA, por sus siglas en inglés, del espectro objetivo

Los registros han sido sometidos a un tratamiento para corrección por línea base, aplicación de filtros pasa banda entre 0.1 y 25 Hz y obtención de parámetros como intensidad de Arias, Duración significativa, Poder Destructivo, Frecuencias predominantes y aplicación de transformada de Fourier y de Wavelet con el fin de caracterizar las propiedades y de esta forma realizar una mejor selección de eventos sísmicos.

Respecto a los periodos y los pesos para cada uno de éstos, se ha considerado un rango con valores de 0.825, 1.10, 1.375 y 1.65 segundos con pesos asignados de 0.10, 0.35, 0.35 y 0.20, respectivamente. El escalamiento se lo hace a los espectros para la componente horizontal de movimiento del suelo, en la cual los espectros en roca se multiplican por los factores de amplificación de la FEMA P1050 (2015)

Se obtienen los espectros sin factores de escalamiento, luego se encuentra el espectro promedio. Este espectro se compara con el espectro obtenido en el estudio de peligrosidad sísmica. Se comprueba si el espectro promedio es mayor que el espectro objetivo en el rango de periodos seleccionados, y se escala encontrando los factores  $F_j$  y  $F_1$ , para esto se trabaja con los espectros SRRS (Square Root of the Sum Squares). En la Tabla 35 se presentan los resultados de los factores utilizados para el periodo de retorno  $T_r$  igual a 225 años. Estos se encuentran en un rango de 0.60 a 0.90.



**Tabla 35**

*Factores de escala seleccionados para sismos de retorno 225 años*

<b>EQ</b>	<b>Evento</b>	<b>Fj</b>	<b>F1</b>	<b>Fs</b>
1	Sismo Coquimbo – Chile	0.5240	1.25	0.70
2	Sismo Ovalle – Chile	0.4538	1.25	0.60
3	N. Palm Springs	0.3927	1.50	0.60
4	Chi-Chi, Taiwan	0.5302	1.25	0.70
5	Northridge-01	0.4698	1.25	0.60
6	Dinar, Turkey	0.4237	1.50	0.60
7	Chi-Chi, Taiwan-03	0.7088	1.25	0.90
8	Montenegro, Yugoslavia	0.2703	2.10	0.60
9	L'Aquila, Italy	0.6274	1.25	0.80
10	Sismo, Huasco – Chile	0.7608	1.00	0.80
11	Sismo Iquique – Chile	0.7923	1.00	0.80

En la Tabla 36 se presentan los resultados de los factores utilizados para el periodo de retorno  $T_r$  igual a 975 años. Estos se encuentran en un rango de 1.00 a 1.40.

**Tabla 36**

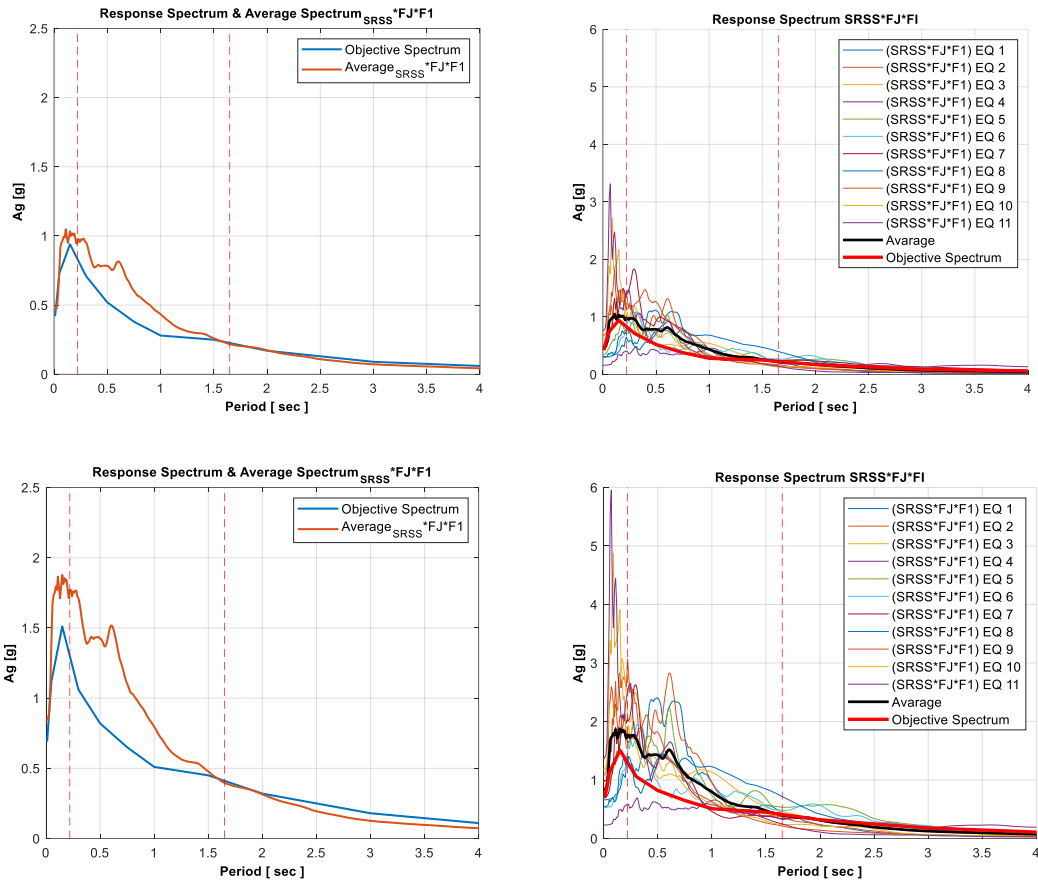
*Factores de escala seleccionados para sismos de retorno 975 años*

<b>EQ</b>	<b>Evento</b>	<b>Fj</b>	<b>F1</b>	<b>Fs</b>
1	Sismo Coquimbo – Chile	0.9402	1.50	1.40
2	Sismo Ovalle – Chile	0.8125	1.50	1.20
3	N. Palm Springs	0.7068	1.75	1.20
4	Chi-Chi, Taiwan	0.9556	1.00	1.00
5	Northridge-01	0.8445	1.50	1.30
6	Dinar, Turkey	0.7623	1.50	1.10
7	Chi-Chi, Taiwan-03	1.2703	1.00	1.30
8	Montenegro, Yugoslavia	0.4867	2.10	1.00
9	L'Aquila, Italy	1.1262	1.00	1.10
10	Sismo, Huasco – Chile	1.3680	1.00	1.40
11	Sismo Iquique – Chile	1.4234	1.00	1.40

En las Figuras 28 se muestran los espectros promedio SRSS en comparación con el espectro objetivo, así como los espectros SRSS de los sismos seleccionados para un período de retorno de 225 y 975 años, respectivamente.

**Figura 28**

*Espectro promedio de SRSS de registros escalados vs espectro objetivo para Tr 225 (arriba) y 975 años (abajo)*



## Vibraciones Ambientales

La presente sección tiene como propósito la descripción del equipo y el procesamiento necesario para la obtención e identificación de los periodos de vibración durante vibraciones ambientales. Los periodos de vibración se identifican en las direcciones principales y además la torsión.

### **Equipo Utilizado**

La medición de vibraciones ambientales se llevó a cabo utilizando el acelerómetro uniaxial PCB 393B04 proporcionado por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. Este equipo es capaz de medir las aceleraciones en función del tiempo y cuenta con una serie de parámetros principales que se resumen en la Tabla 37. Para complementar el equipo, se utilizó una fuente de alimentación, un dispositivo de adquisición de datos cDAQ-9174 con capacidad para 4 módulos y un módulo NI 9234 con capacidad para 4 canales, en el cual se conectaron los sensores acelerómetros uniaxiales de alta sensibilidad. Finalmente, se empleó el software Signal Express de National Instrument para la extracción del registro de datos.

**Tabla 37**

*Características principales del sensor*

<b>Características</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>
Sensibilidad ( $\pm 10\%$ )	102	( $m/s^2$ )
Rango de Frecuencia ( $\pm 5\%$ )	0.02-450	(Hz)
Rango de Frecuencia ( $\pm 3dB$ )	0.02-1700	(Hz)

*Nota.* Tomado de PCB Group, (2017). Model 393B04 Installation and Operating Manual.

Obtenido de: <https://www.pcb.com/products?model=393B04>

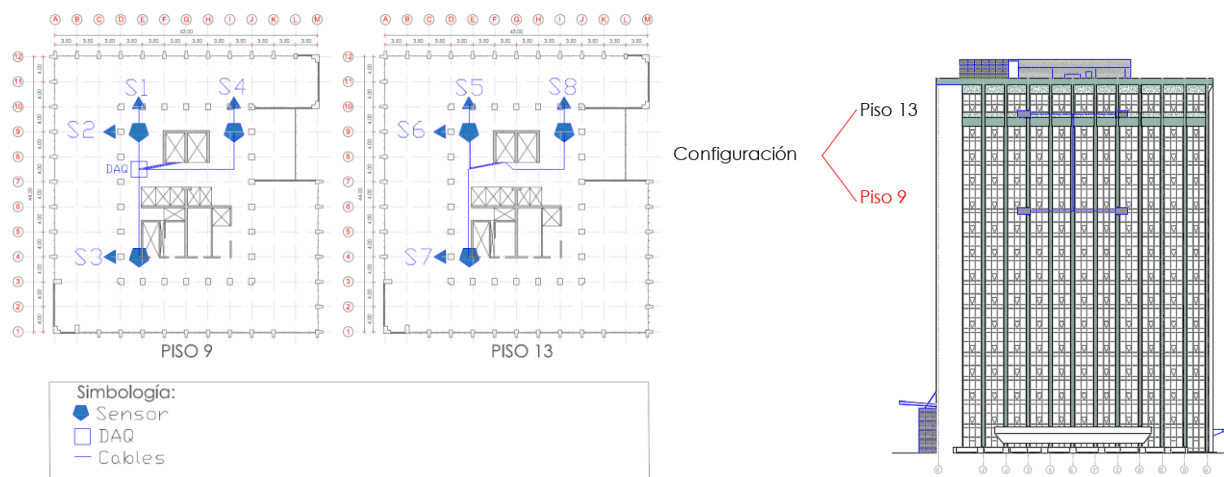
El estudio de VA posee dos fases, la etapa de campo y procesamiento que se mencionan a continuación.

### **Adquisición de Datos in Situ**

En la etapa de campo se realiza las mediciones colocando ocho sensores uniaxiales de manera simultánea en varias configuraciones como se presenta en la Figura 29. La configuración se basa en colocar 4 sensores en el piso donde se encuentra el cDAQ, y los otros 4 sensores en otro piso. Debido a la longitud de los cables, las medidas no pueden distanciarse más de 4 pisos. Se registran en los pisos altos ya que ahí se producen las mayores deformaciones.

**Figura 29**

Configuración de los 8 sensores en el edificio en planta



La longitud de registro es recomendable que sea equivalente entre 1000 a 2000 veces el periodo fundamental de la estructura (Cantieni, 2005). Por lo tanto, se registra un tiempo de grabación igual a 18 minutos. La frecuencia de muestreo empleada es de 2048 muestras por segundo, lo cual se considera adecuado para analizar las frecuencias de la estructura, ya que la frecuencia de Nyquist es  $F_s/2$ . Por lo tanto, es posible estudiar frecuencias de hasta 1024 Hz.

### **Preprocesamiento de Datos**

La etapa de preprocesamiento se realiza por medio de rutinas de programación donde se revisa las señales, elimina la tendencia, se realiza un filtrado, según el proceso aplicado por (Michel et al., 2008).

Se aplica una corrección a la señal de línea base (DETREND) que permite eliminar tendencias lineales de la señal y luego se aplica un filtrado para rechazar señales ajenas a la estructura mediante un algoritmo denominado (STA/LTA entre 0.2 y 2.5) donde se analizan ventanas de 25 [s]. Se aplica una función de atenuación denominada taper del 5% al inicio y al final de cada ventana para evitar distorsiones en la transformada rápida de Fourier.

Esta etapa consta de dos partes; primero, se aplica el espectro de Fourier en cada ventana, los resultados obtenidos se suavizan con el método de Konno Omachi para un valor de  $b$  igual a 90 que es un valor intermedio de suavizado, valores cercanos a 100 dan suavizados muy leves, y cercanos a 0 son muy fuertes. (Konno & Ohmachi, 1998). Posteriormente se promedia cada ventana y se obtienen las frecuencias predominantes de la estructura mediante el método de selección de picos conocido como “peak picking” (PP). Para eso se utilizó el software de libre acceso GEOPSY® (Wathelet et al., 2020).

Estudios recientes (Perrault et al., 2013) han mostrado la posibilidad de definir el comportamiento estructural utilizando estructuras de vigas continuas, cuyas características modales generalmente varían entre la cortante ( $f_i/f_1 = 3, 5$  [ $i = 2, 3$ ]) y la flexión ( $f_i/f_1 = 6.3, 17.5$  [ $i = 2, 3$ ]) de acuerdo con el diseño estructural. La relación entre las frecuencias modales segunda y tercera en ambas direcciones horizontales y el modo fundamental se obtiene identificando picos con valores que cumplan esta relación, de esta manera se obtienen los modos para los modos 4 - 9. Existen otros métodos que diferencian modos físicos de modos numéricos como el método de descomposición en el dominio de frecuencia o con el uso de la identificación de sistemas (Van Overschee & De Moor, 1996). Además, los modos de esta edificación fueron comprobados en la investigación de Perrault et al. 2020.

### **Consideraciones de Modelación**

En los análisis realizados mediante procedimientos estáticos lineales, dinámicos lineales y estáticos no lineales, se emplearán espectros de respuesta amortiguados con un coeficiente de amortiguación del 5% para el análisis.

En el ANLE o ALE se examinan los elementos y componentes teniendo en cuenta (a) las fuerzas y deformaciones correspondientes al 100% de las fuerzas en la dirección de análisis principal, así como las fuerzas y deformaciones asociadas al 30% de las fuerzas perpendiculares a esa dirección de análisis.

En el ANLE se utiliza la fuerza distribuida según los modos de vibración de la estructura.

Para las cargas vigas y muertas se utilizan los siguientes valores:

**Carga Viva:** Como el edificio tiene como ocupación o uso de oficina, se consideró el valor de 240 kg/m<sup>2</sup>, 480 kg/m<sup>2</sup> planta baja, 400 kg/m<sup>2</sup> para subsuelos y 100 kg/m<sup>2</sup> para cubiertas de acuerdo con el capítulo de Cargas no sísmicas (NEC-SE-CG, 2015).

**Carga Muerta:** Se ha calculado en la Tabla 38 de la sobrecarga impuesta sin considerar peso de los elementos estructurales ni losa de entrepiso que se calcula automáticamente en el software.

**Tabla 38**

*Sobrecarga adicional de entrepisos*

Descripción	Peso específico	Valor (kg/m <sup>2</sup> )
Enlucido y masillado ( 3 cm)	2200	66.00
Acabados de cerámica ( 2 cm)	2200	44.00
Paredes de Gypsum	-	80.00
Cielo falso	-	10.00
Instalaciones eléctricas y sanitarias		20.00
	Total	≈200.00

En las cubiertas se considera una sobrecarga igual a 60 kg/m<sup>2</sup>. Y la sobre carga muerta en gradas se definió como 100 kg/m<sup>2</sup>.

Las características de las secciones de las columnas se han introducido en section designer. Los muros han sido ingresados y definidos considerando la opción pier.

Para en Analisis no lineal se han utilizado modelos tipo fibra. En el estudio de levantamiento de información se ha visualizado que los muros no poseen zonas de confinamiento, razón por la cual se han asumido un hormigón no confinado de forma conservadora. A su vez las columnas y vigas se consideraron como con confinadas con un valor de confinamiento k igual a 1.1 debido a las características de refuerzo transversal que se presenta en el capítulo de resultados, el número de ramales no fue posible ser determinado en el levantamiento de columnas, por lo que se asumen valores conservadores.

## Calibración de los Modelos

La calibración de los modelos consiste en obtener similares periodos de vibración a los obtenidos durante el ensayo de vibraciones ambientales. Los procedimientos para la

Actualización de los Modelos son los siguientes:

- a) Especificar la geometría.
- b) Definir el tipo de elemento y la propiedad del material.
- c) Discretización, división de elementos.
- d) Definición de las condiciones de borde.
- e) Ejecutar el análisis estructural
- f) Post procesamiento
- g) Interpretación de resultados.
- h) Calibración del modelo numérico ajustando los pasos b-d, usando ecuación (1).
- i) Fin de la Actualización del modelo

Para el presente estudio se han incluido los paneles de relleno y condiciones de borde.

Los elementos no estructurales se clasificarán como componentes estructurales y se incluirán en los modelos matemáticos si su rigidez lateral o su capacidad resistente superan el 10% del valor total de la rigidez lateral inicial o la resistencia esperada de un piso, respectivamente.

## Niveles de Evaluación

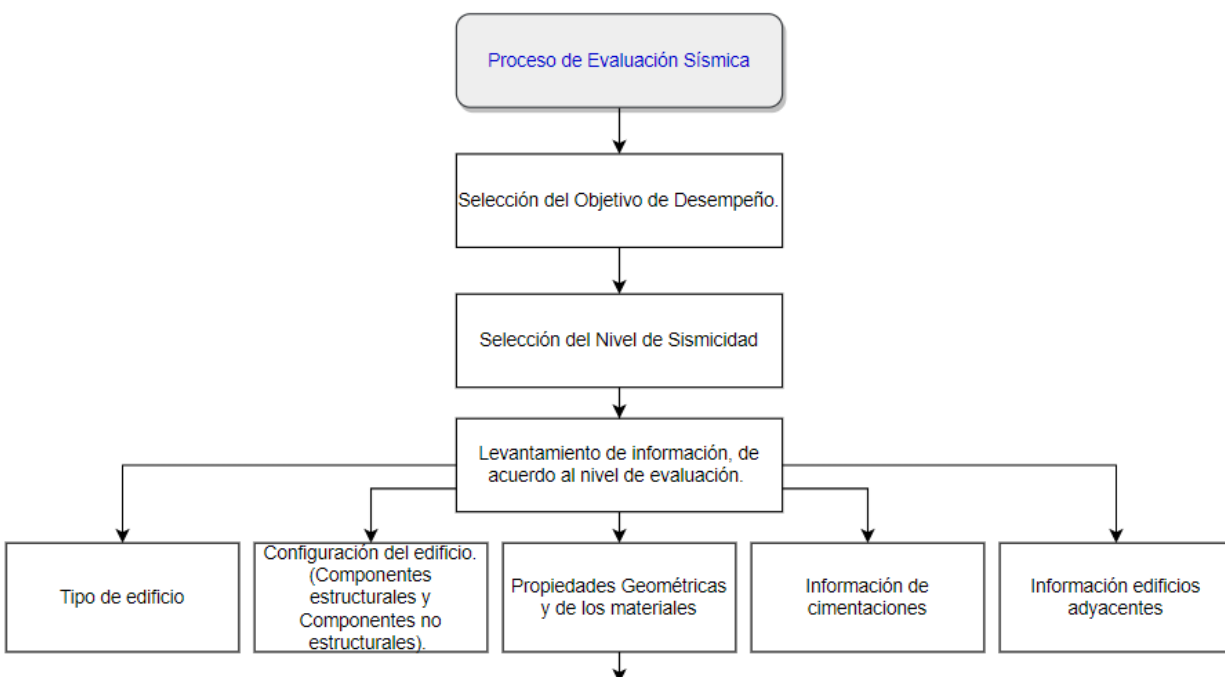
El proceso de evaluación inicia con la selección del nivel de evaluación de acuerdo con la recopilación de datos y la tipología de la estructura, los niveles de evaluación. Los límites de uso para el nivel de evaluación 1 y Nivel 2 para la tipología C2 es de 6 pisos. Por lo tanto, este edificio requiere un nivel de evaluación 3 detallado. Sin embargo, el estudio desea verificar la precisión de los resultados de los niveles de evaluación 1 y 2.

En otros tipos de estructuras, después de completar cada nivel de evaluación, el profesional designado puede escoger entre reportar las deficiencias y recomendar un tipo de rehabilitación, o, realizar una mayor evaluación.

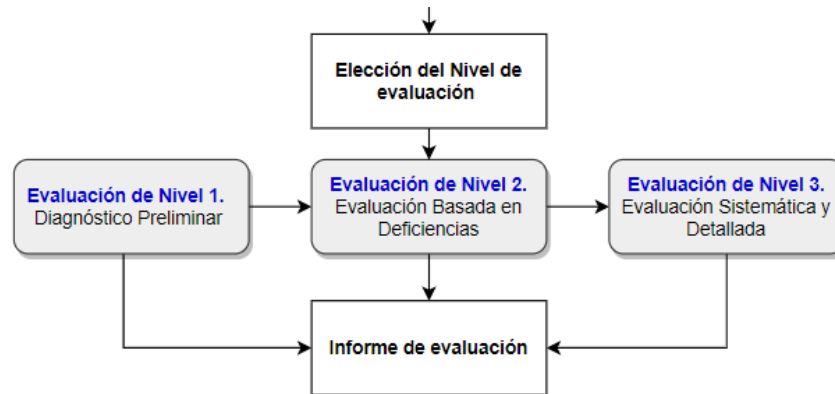
Los edificios exentos no requieren ser evaluados sísmicamente para cumplir con los requisitos del presente documento, ya que los códigos utilizados proveen criterios de diseño sísmico, construcción o evaluación aceptables para los edificios en los que no se requiere mayor evaluación. Se debe tener en cuenta que, pese a que estos edificios no necesitan una mayor evaluación, el profesional debe demostrar claramente que el edificio cumple con los requisitos del código con el cual fue construido ya que muchas veces las construcciones no cumplen con lo que se tiene en planos estructurales. Este proceso se describe en la Figura 30.

### Figura 30

*Descripción del proceso de evaluación*





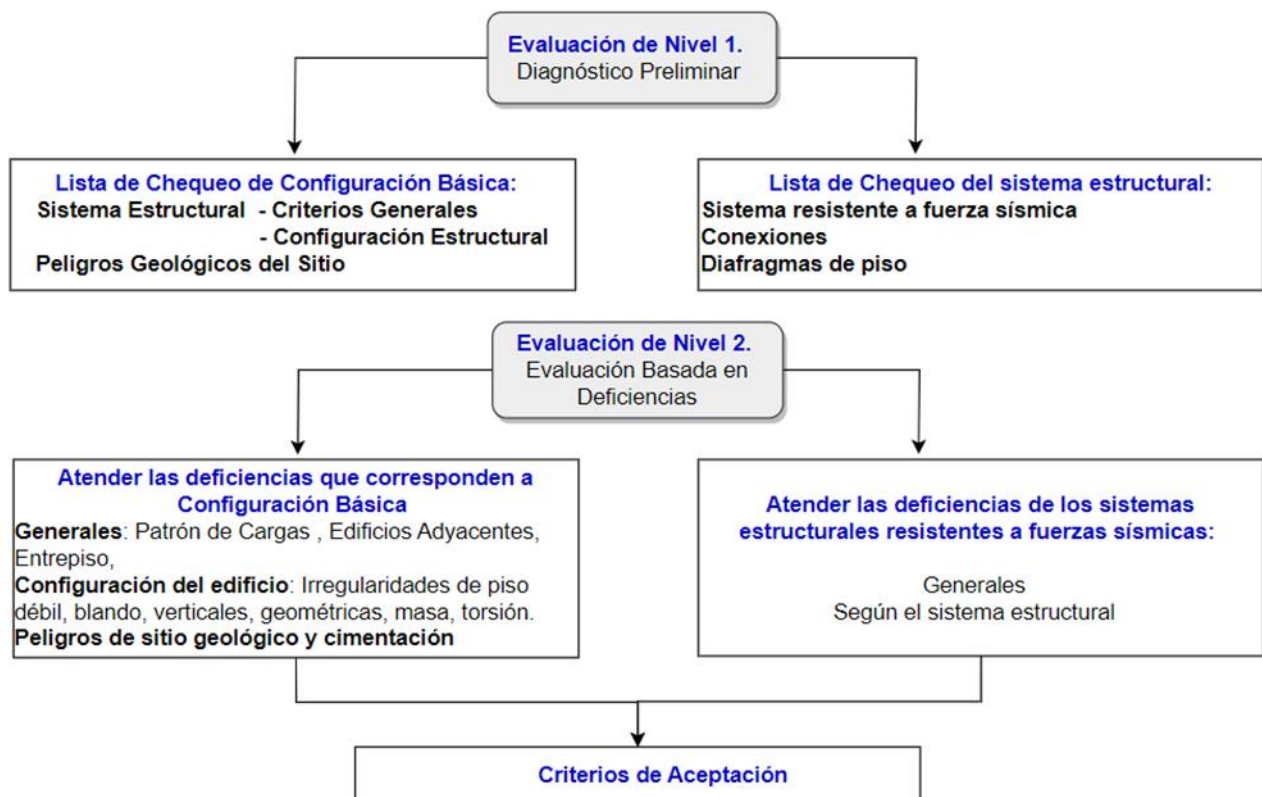


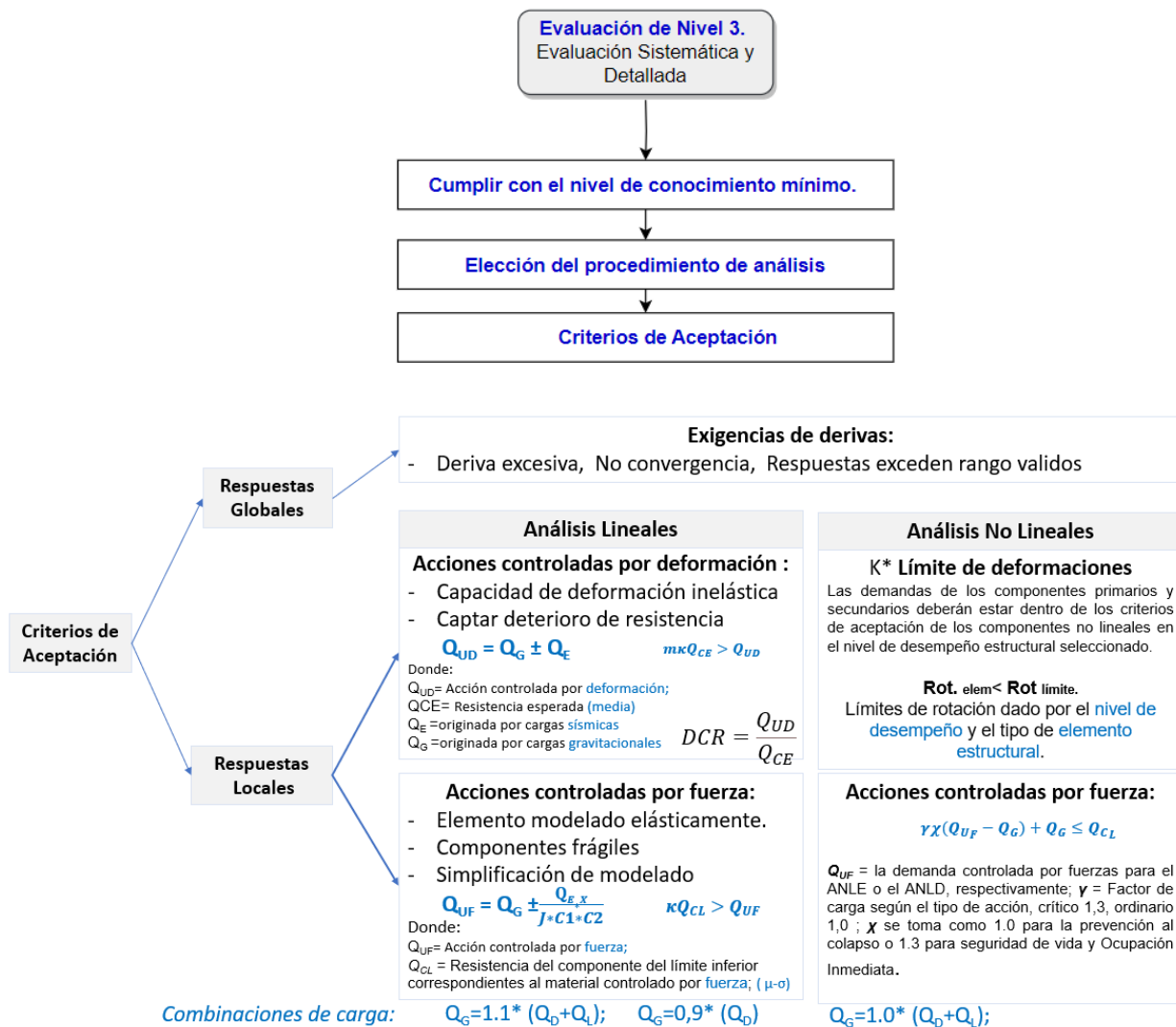
*Nota.* Elaboración propia, basado en el ASCE/SEI 41-17 (2017) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

Los niveles de evaluación 1, 2 y 3 se resumen en la Figura 31 y serán explicados en la siguiente sección.

**Figura 31**

*Niveles de evaluación y criterios de aceptación*





Nota. Elaboración propia, basado en el ASCE/SEI 41-17 (2017) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

**Nivel 1 - Evaluación Preliminar**

El tipo de edificación en estudio corresponde a un muro de hormigón armado con diafragmas de piso rígido (C2), el ASCE/SEI 41-17 (2017) menciona que limita el uso de evaluación de nivel 1 y nivel 2 para edificaciones mayores a 6 pisos.

El nivel 1 requiere completar listas de chequeo de acuerdo con el nivel de sismicidad, el tipo de edificación según el ASCE/SEI 7 y el nivel de desempeño de la edificación. El edificio en

estudio está ubicado sobre una zona caracterizada como sísmicamente alta. El edificio está catalogado en la NEC como de ocupación especial que equivale a una edificación tipo III de acuerdo con el ASCE/SEI 7. La evaluación del Nivel 1 permite identificar rápidamente deficiencias potenciales de la estructura o patologías.

El nivel de desempeño del edificio que se va a chequear es Control de daños (2-B) y Seguridad limitada (4-D). Se revisan las siguientes listas de chequeo: Chequeo de configuración básica para prevención de colapso, chequeo de la tipología C2. En la

Tabla 39 se presenta las recomendaciones de alcance de evaluación para niveles de evaluación 1 y 2.

**Tabla 39**

*Alcance de la evaluación requerida para los niveles 1 y 2 para BPOE.*

<b>Amenaza</b>	<b>(1-B)</b>	<b>(2-B)</b>	<b>(3-C)</b>	<b>(4-D)</b>	<b>(4-D)</b>	<b>(5-D)</b>
BSE-1E 20% en 50 años Tr 225 años	IV	III	I y II			
BSE-2E 5% en 50 años Tr 975 años				IV	III	I y II

*Nota.* Tomado del ASCE/SEI 41-17 (2017) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

Para completar las listas de chequeo hacen falta realizar varios cálculos simplificados que se presentan en el capítulo de resultados. Si estas fallas son identificadas se puede proceder al nivel 2 para realizar una evaluación más detallada del edificio, o, concluir la evaluación y exponer sus deficiencias.

### ***Nivel 2 – Evaluación Basada en Deficiencias***

El nivel de evaluación, nivel 2 como su nombre lo indica, consiste en un análisis que contiene todas las deficiencias identificadas en el nivel 1 o una evaluación completa. El análisis es limitado a métodos de análisis lineal. Si se encuentran fallas durante este nivel, el

profesional puede escoger entre concluir la evaluación y exponer las deficiencias, o, proceder al nivel 3 para realizar una evaluación más detallada.

La evaluación de nivel 2 debe contener un análisis estructural, usando uno de los siguientes métodos lineales: ALE o ALD. En este estudio se escoge una evaluación de análisis modal ya que el edificio posee 30m de altura y posee irregularidad en rigidez.

El procedimiento del análisis lineal dinámico ALD es el siguiente:

- ✓ Elaborar un modelo matemático del edificio en estudio
- ✓ Calcular un espectro respuesta que represente el movimiento esperado en el sitio. - El espectro de respuesta puede ser obtenido del mapa de peligro sísmico de la NEC, o de un estudio del espectro de respuesta de sitio específico.
- ✓ Ejecutar un análisis dinámico del edificio con el espectro respuesta. - El número de modos que se debe utilizar para un análisis dinámico, debe ser suficiente para que el 90% de la masa del edificio sea considerada en cada dirección.
- ✓ Obtener las fuerzas en los diafragmas. - Los diafragmas se deben analizar para la fuerza sísmica calculada para el análisis dinámico, la cual no debe ser menor que el 85% de las fuerzas calculadas usando la ecuación (12).

$$F_{px} = \frac{1}{C} * \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i} * W_x \quad (12)$$

Donde:

$F_{px}$ : Fuerza global del diafragma en el nivel x,

$F_i$ : Fuerza horizontal aplicada en el nivel i,

$W_i$ : Porcentaje del peso total del edificio asignado al nivel i,

$W_x$ : Porcentaje del peso total del edificio asignado al nivel x,

$C$ : Factor de modificación de acuerdo con el nivel de pisos.

- ✓ Analizar la relación demanda/capacidad en los elementos y criterios de aceptación.

Se debe evaluar la capacidad del sistema resistente a fuerza lateral incluyendo las demandas por torsión. Se debe calcular la máxima deriva de piso incluyendo el desplazamiento horizontal debido a torsión en caso de que los valores  $A_x$  sean mayores a 1. Se debe evaluar la capacidad de los elementos que soportan carga vertical debido a la nueva deriva, incluyendo los efectos P- $\Delta$ .

### **Nivel 3 – Evaluación Detallada**

El nivel de evaluación detallada, nivel 3, consiste en ejecutar análisis lineal y no-lineal en estructuras altas, complejas, de geometría muy irregular. Aunque los procedimientos en el nivel 3 son complejos y su costo computacional es alto, resultan en ahorros constructivos proporcionales al costo del edificio.

El factor de conocimiento se emplea para considerar la incertidumbre en la recopilación de datos "as-built". Se elegirá un factor de conocimiento,  $\kappa$ , de la Tabla 40, tomando en cuenta el objetivo de rendimiento seleccionado, el procedimiento de análisis y el proceso de recopilación de datos.

**Tabla 40**

*Alcance de la evaluación requerida para los niveles 1 y 2 para BPOE.*

Datos	Nivel de conocimiento					
	Mínimos		Usual		General	
Nivel de desempeño	Seguridad de vida (S-3) o inferior		Control de daños (S-2) o inferior		Ocupación inmediata (S-1) o inferior	
Procedimiento de análisis	LSP, LDP		Todos		Todos	
Ensayos	Sin ensayos <sup>a</sup>		Ensayos habituales		Ensayos exhaustivos	
Factor de conocimiento <sub>b</sub>	Visual	Completo	Visual	Completo	Visual	Completo

Propiedades de los materiales	Desde planos de diseño	De valores predeterminados	Desde planos de diseño	Usualmente de ensayos	Desde planos de diseño	Usualmente de ensayos exhaustivos
Factor de conocimiento (k)	0.90 <sup>d,e</sup>	0.75	1	1	1	1

Nota.

a: Excepto en casos en los que no se proporcionen valores predeterminados de propiedades de materiales en la normativa aplicable.

b: En ausencia de información suficiente sobre los detalles de los componentes en los planos de diseño, se completará la información faltante mediante una evaluación detallada del estado.

c: Si no se encuentran especificadas las propiedades de los materiales en los planos de diseño, se pueden utilizar valores predeterminados junto con un coeficiente  $\kappa = 0,75$ .

d: Si el edificio cumple con los requisitos de las edificaciones de referencia.

e: Si se disponen de registros de inspección o pruebas que respalden los planos de diseño, entonces se utiliza un coeficiente  $\kappa = 1,0$ .

*Nota.* Tomado del ASCE/SEI 41-17 (2017) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

## Criterios de Aceptación

### Cargas

Las consideraciones para la definición de cargas se encuentran en el capítulo 7 del ASCE/SEI 41-17. Para procedimientos lineales el análisis de las cargas gravitatorias, las cargas se multiplican por un factor F igual a 1.1, ecuación (13). En cambio, los procedimientos no lineales se considera un factor igual a 1, ecuación (14).

$$Q_G = 1.1 * (Q_D + Q_L) \quad \text{Procedimiento lineal} \quad (13)$$

$$Q_G = Q_D + Q_L \quad \text{Procedimiento no lineal} \quad (14)$$

Donde:

$Q_G$  : Carga gravitatoria;

$Q_D$  : cargas muertas;

$Q_L$  : carga viva, será equivalente al 25% de la carga viva no reducida calculada según

ASCE 7, siempre y cuando no sea inferior a la carga viva real. La NEC SE RE también permite esta reducción.

El ASCE 41-17 menciona posibles ejemplos de acciones controladas por deformación y fuerza en la Tabla C7-1. De allí se concluye que los valores de corte en vigas y corte en columnas son acciones controladas por fuerza, mientras que la flexión en vigas y flexo compresión en columnas corresponden a acciones controladas por deformación. En cuanto a muros, la flexión y corte está controlada por deformación.

La ecuación (15) corresponde a acciones controladas por deformaciones y la ecuación (16) corresponde a acciones controladas por fuerza.

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \quad \text{Controlado por deformación} \quad (15)$$

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E * \chi}{J * C1 * C2} \quad \text{Controlada por fuerza} \quad (16)$$

Donde:

$Q_{UD}$  : La acción controlada por deformación es originada por las cargas gravitatorias y las fuerzas sísmicas;

$Q_{UF}$  : La acción controlada por la fuerza es generada por las cargas gravitatorias en combinación con las fuerzas sísmicas;

$Q_E$ : Acción causada por carga sísmica;

$\chi$ : Factor de ajuste para el nivel de desempeño, 1 cuando para PC, 1.3 para SV y OI; En este caso se utiliza 1 para el caso de SL y CD.

$J$ : El factor de reducción de la fuerza es igual o mayor a 1,0 y se determina como la relación más baja entre la demanda y la capacidad de los componentes en la trayectoria de carga que transmiten la fuerza al componente en análisis. En zonas de alta sismicidad, se puede considerar un valor de 2 para este factor.

$C_1$ : El factor de modificación se utiliza para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal. Para períodos mayores a 1 segundo, el valor de  $C_1$  es igual a 1.

$C_2$ : Factor de modificación que incluye el efecto de la forma de histéresis de estrangulamiento, degradación cíclica de la rigidez y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máximo. Para períodos superiores a 0,7 s,  $C_2 = 1,0$ .

### Modelos lineales

Las acciones controladas por deformación en los componentes primarios y secundarios deberán satisfacer las ecuaciones (17) y (18):

$$m\kappa Q_{CE} > Q_{UD} \quad (17)$$

$$\kappa Q_{CL} > Q_{UF} \quad (18)$$

Donde:

$Q_{CE}$  : resistencia esperada ;

$Q_{UD}$  : Acción controlada por deformación debido a cargas gravitatorias y sísmicas;

$Q_{CL}$  : resistencia límite inferior de una acción controlada por fuerza;

$Q_{UF}$  : Acción controlada por la fuerza causada por cargas gravitatorias en combinación con fuerzas sísmicas;

$M$ : Factor de modificación de la capacidad del componente se utiliza para tener en cuenta la ductilidad estimada asociada a esta acción para un nivel de desempeño.

$\kappa$ : Factor de conocimiento del edificio, en base al nivel de levantamiento y análisis estadísticos de los materiales realizados en la investigación.

### Modelos no lineales



Las capacidades de deformación previstas de los componentes principales y secundarios deben ser menores que las solicitaciones máximas de deformación obtenidas para los desplazamientos objetivo. Las demandas deben cumplir con los criterios de aceptación establecidos para el nivel de comportamiento estructural seleccionado.

## **Capítulo V**

### **Resultados**

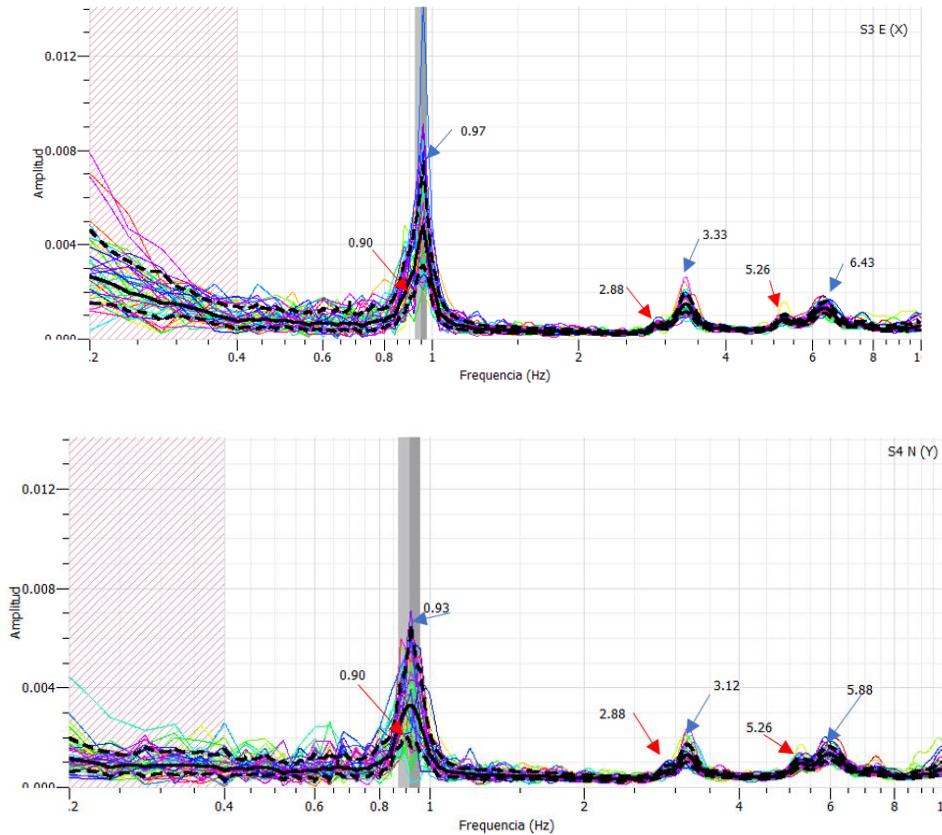
Este capítulo presenta resultados obtenidos para la evaluación del caso de estudio, los resultados de las vibraciones ambientales se utilizan para obtener un modelo calibrado mediante la función de optimización. Después con este modelo inicial, se presentan los niveles evaluación preliminar, basado en deficiencias y detallado. El nivel detallado analiza las respuestas promedias del comportamiento estructural ante once registros sísmicos. Adicional, se realiza un análisis de sensibilidad de la influencia de la torsión aplicando dos metodologías recopiladas de la literatura utilizando el análisis lineal dinámico.

#### **Vibraciones Ambientales**

La Figura 32 presenta los espectros de frecuencia de las ventanas utilizando los sensores S3 y S4 identificando los primeros 9 modos de vibración. En color azul se señalan las frecuencias fundamentales de cada dirección, mientras que en color rojo se señalan las frecuencias de torsión, identificadas en ambos sentidos.

#### **Figura 32**

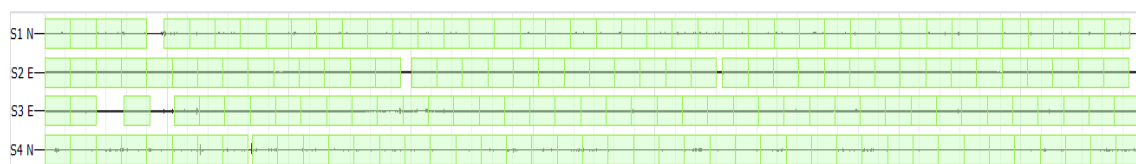
*Espectro de frecuencias identificadas para los nueve primeros modos de vibración*

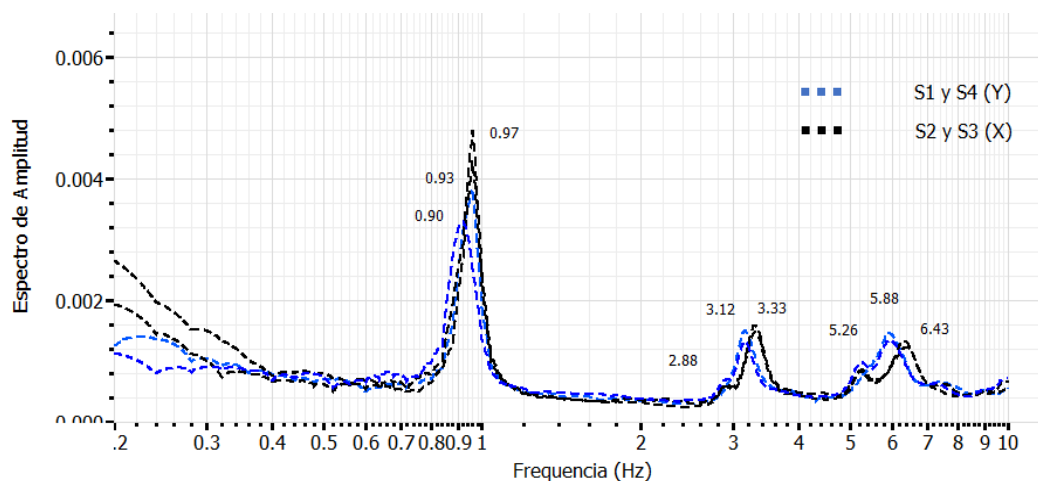


En la parte inferior de la Figura 33, se muestra el promedio de espectro de las ventanas, para los sensores S1 al S4, con un valor de suavizado de 90 y un filtrado Butterworth de 5, en la parte superior se muestra el registro de 18 minutos, con las ventanas de 25 segundos en color verde que cumplen con algoritmo LTA/STA entre 0.2 hasta 2.5. Se evidencia los modos de torsión evaluando los dos sentidos, esto es más notorio para los modos superiores.

### Figura 33

*Ventanas seleccionadas (arriba) y espectros de Fourier para sensores 1,2,3,4 (abajo)*





La Tabla 41 presenta los 9 periodos obtenidos al procesar la inversa de las frecuencias obtenidas que corresponden a los primeros modos de vibración. identificados a partir del procesamiento de señales de vibración ambiental que se trató en el capítulo 4.4.2 y 4.4.3.

**Tabla 41**

*Principales modos de vibración para el edificio en estudio*

Modo	Modo	Periodo (s)	Descripción
1	T1,To [s]	1.10	Torsión
2	T1,L [s]	1.07	Desplazamiento en Y
3	T1,T [s]	1.03	Desplazamiento en X
4	T2,To [s]	0.35	Torsión
5	T2,L [s]	0.32	Desplazamiento en Y
6	T2,T [s]	0.30	Desplazamiento en X
7	T3,To [s]	0.19	Torsión
8	T3,L [s]	0.17	Desplazamiento en Y
9	T3,T [s]	0.15	Desplazamiento en X

Para poder ilustrar el comportamiento del edificio como una viga de Timochenko de corte o flexión, se calcula las relaciones de la frecuencia para cada movimiento de traslación, la relación se obtiene dividiendo la frecuencia del segundo modo y el tercer modo del sentido analizado para la frecuencia del primero como se presenta en las ecuaciones (20) y (21).

Valores cercanos a 3 y 5 tienden a tener un comportamiento de una viga de corte, mientras que valores cercanos a 6.3 y 17.5 tienden a tener un comportamiento a flexión. Las ecuaciones obtienen que los modos de vibración  $f_2, f_3$  tienden a un comportamiento de viga corte.

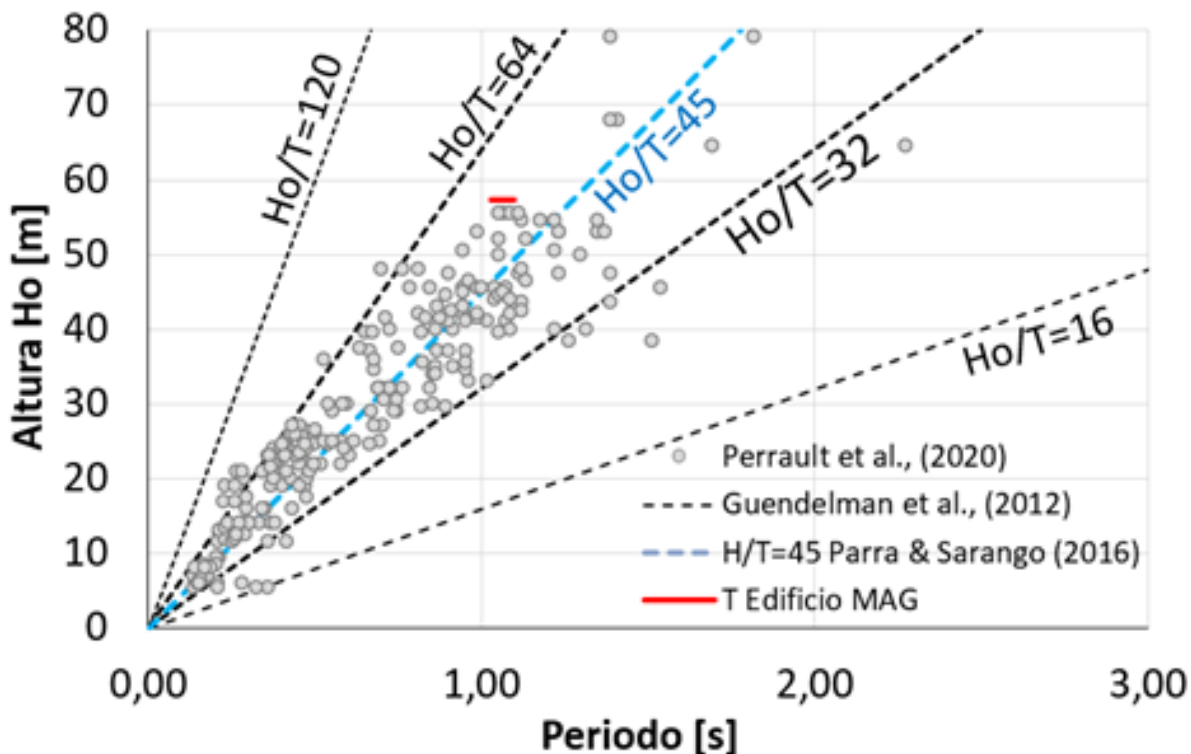
$$\frac{f_2}{f_1} = 3.3 \text{ y } 3.4 \quad (20)$$

$$\frac{f_3}{f_1} = 5 \text{ y } 6 \quad (21)$$

En la Figura 34, se marca a los tres primeros modos en una línea roja de la edificación en estudio y se coloca en círculos a las edificaciones instrumentadas en 2015 en la investigación de llevada a cabo por el Instituto Geofísico y Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional (Parra & Sarango, 2016). En línea entrecortada azul se presenta a la ecuación determinada por esa investigación. Además, se colocan en líneas entrecortadas a las divisiones propuestas por (Tomás Guendelman B. et al., 2010) para relaciones H/T [16 a 32] flexibles, [32 a 64] normales, y [64-120] rígidas. Donde se evidencia que está estructura es catalogada como estructura normal a rígida.

### **Figura 34**

*Periodo del edificio MAG (rojo) y edificios del DMQ en función de la altura usando límites de flexibilidad propuestos por Guendelman, 2010.*

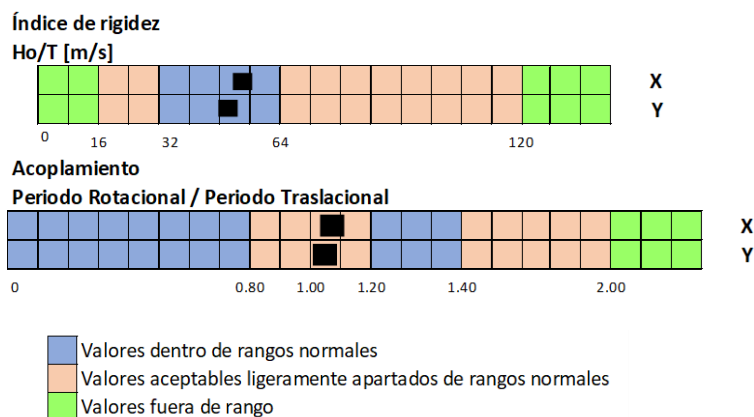


Nota. Editado del anexo (Supplementary file 1) presentado en la investigación de Perrault, M. et al (2020) Modification of the data driven period / height relationship for buildings located in seismic prone regions such as Quito. Bulletin of Earthquake Engineering, 0123456789. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00840-0>

Además, se utiliza el perfil biofísico propuesto por Guendelman et al. (2017) para analizar a la edificación con respecto a índice de rigidez y acoplamiento, utilizando los valores obtenidos de vibración ambiental. Donde la estructura se encuentra en rangos normales según su índice de rigidez y en valores aceptables ligeramente apartado de rangos normales en cuanto a torsión (Figura 35), por lo cual debería evaluarse los efectos de la torsión.

### Figura 35

*Índice de rigidez y acoplamiento para el edificio*



### Calibración de los Modelos

En la investigación se realizaron varios modelos numéricos hasta llegar a obtener un modelo calibrado con los datos experimentales, se utiliza la metodología explicada en el capítulo 4. Para la calibración de la estructura, se modeló el edificio sin considerar inercias agrietadas ya que los periodos obtenidos fueron registrados en un estado de vibración ambiental, es decir, durante respuestas elásticas del edificio. A continuación, se presentan las consideraciones entre el modelo inicial, y el modelo calibrado.

Modelo inicial: Se utiliza de forma inicial los valores de módulo de elasticidad obtenidos al calcular la ecuación impuesta por la NEC, Tabla 28. Se seleccionan las vigas y columnas y se asigna una zona de rigidez igual a 0.5. El valor de la función optimización FO es igual a 0.19 para el primer modelo, este primer análisis se presenta en la Tabla 42.

**Tabla 42**

*Cálculo del valor de optimización FO para el modelo inicial*

Modo	T exp	T mod	Radio
T1z	1.104	1.527	1.000
T1y	1.067	1.129	1.000
T1x	1.032	1.045	1.000
T2z	0.349	0.47	0.147

T2y	0.315	0.318	0.218
T2x	0.301	0.297	0.231
T3z	0.190	0.25	0.049
T3y	0.171	0.164	0.001
T3x	0.154	0.156	0.052
		<b>FO</b>	0.186

### Modelo calibrado:

Para llegar a la calibración del modelo se realizaron varios análisis; incluyendo la influencia de la mampostería como links plásticos multi lineales según el Capítulo 4.

Se considera los valores de módulo de elasticidad del hormigón de acuerdo con la investigación de Cabrera, (2014) con el uso de ecuación (21), los valores calculados se presentan en la Tabla 43 y se ocupan los valores de resistencia obtenidos de la Tabla 27. Los resultados presentados aquí corresponden al módulo de elasticidad de hormigón que mejor se adaptó al modelo. Además se asume un factor de rigidez en los nudos igual a 0.5.

$$E = 3875 * \sqrt{f_c} \quad (21)$$

**Tabla 43**

*Valores de Módulo de elasticidad para la calibración del modelo*

Para $E=3875*f_c^{0.5}$ (Cabrera, 2014)	Módulo de elasticidad	
	E (MPa)	E (kg/cm <sup>2</sup> )
Promedio Muros y Columnas	24319.95	247995.37
Promedio Vigas Subsuelos	21273.96	216934.83
Promedio Vigas estructura	27453.22	279946.02

El valor de FO es igual a 0.018 para el modelo calibrado (Tabla 44), el cual es un valor menor al obtenido en el primer modelo igual a 0.186. Es decir, el módulo de elasticidad calculado con la ecuación (21) ajusta mejor el modelo.

**Tabla 44**

*Cálculo del valor de optimización FO para el modelo final*

<b>Modo</b>	<b>T exp</b>	<b>T mod</b>	<b>Radio</b>
T1z	1.104	1.129	1.000
T1y	1.067	0.965	1.000
T1x	1.032	0.953	1.000
T2z	0.349	0.362	0.125
T2y	0.315	0.288	0.179
T2x	0.302	0.28	0.199
T3z	0.190	0.204	0.041
T3y	0.171	0.159	0.000
T3x	0.154	0.154	0.006
		<b>FO</b>	0.018

El efecto de la interacción del suelo no fue considerado debido a que su inclusión incrementaba el periodo de vibración y lo que requería la estructura para su calibración es disminuir el periodo. La ISE es analizada en el capítulo de evaluación de nivel 3, mediante la guía del FEMA 440.

Al contar con un modelo calibrado, se puede utilizar éste como base para proceder a realizar las evaluaciones estructurales como se presenta en el siguiente subcapítulo.

### **Evaluación de las Edificaciones**

#### ***Evaluación Nivel 1.***

Para la evaluación preliminar de la estructura se utilizaron las siguientes listas de chequeo del estándar ASCE/SEI 41-1:



- 1) lista de chequeo básica y
- 2) lista de chequeo para edificios tipo C2 - Edificios con muros de hormigón.

Cabe recalcar que los niveles descritos Control de Daños (2) y Seguridad Limitada (4), no están estipuladas en las listas de chequeo rápidas. Sin embargo, ASCE/SEI 41-17 (2017) según la Tabla 2-2 correspondiente a la sección 2.3, recomienda realizar las listas de chequeo de prevención de colapso para edificios con categoría de riesgo III.

En estas listas, se evalúa si la condición descrita cumple (C), no cumple (NC), no aplica (N/A), o es desconocida (U). Las condiciones que no cumplan (NC) o se desconozcan (U), serán evaluadas en el nivel de evaluación 2 siguiendo las recomendaciones o cálculos rápidos disponibles en el ASCE/SEI 41-17 (2017) y en la normativa nacional.

Cada ítem de evaluación va anexado a su comentario o respuesta que fundamente la decisión valorada, las listas de chequeo de configuración básica se presentan en la Figura 36 y la lista de edificios Tipo C2 se presenta en la Figura 37.

La lista de chequeo básica analiza criterios generales, configuración del sistema estructural y peligros geológicos del sitio.

### **Lista de Chequeo de Configuración Básica**

Los cálculos necesarios para evaluar la lista de chequeo de configuración básica se presentan en varias tablas, el cálculo de la variación de áreas de las losas de pisos del edificio con respecto a su piso adyacente superior se calcula en la Tabla 45, el cálculo de la variación de masas reactivas con respecto a su piso adyacente superior se presenta en la Tabla 46, el cálculo entre la distancia del centro de masas y rigideces se presenta en la Tabla 47, el resumen de estudio de suelo realizado se visualiza en la Tabla 48, las deficiencias encontradas en la lista de chequeo básica tienen que ver con el ítem de torsión.

### **Figura 36**

*Lista de chequeo 1: Configuración Básica*

**Lista de Chequeo 1: Configuración Básica - Prevención de Colapso**

Estado	Criterio de Evaluación
<b>Sistema Estructural - Criterios Generales</b>	
<b>C</b>	<p><b>NC N/A U CONTINUIDAD DE CARGA:</b> La estructura contiene un sistema de carga continuo y completo, incluyendo elementos estructurales y conexiones, que sirvan para transferir las fuerzas inerciales asociadas con la masa de todos los elementos del edificio a la cimentación.</p> <p><b>La estructura cuenta con elementos verticales continuos y completos hasta el nivel de cimentación.</b></p>
<b>C</b>	<p><b>NC N/A U EDIFICIOS ADYACENTES:</b> La distancia libre entre el edificio en evaluación y cualquier edificio adyacente es mayor que el 1.5% de la altura del edificio más corto, en zonas de alta sismicidad.</p> <p><b>El edificio no cuenta con edificaciones adosadas a el.</b></p>
<b>C</b>	<p><b>NC N/A U MEZZANINES:</b> Los niveles interiores de las entreplantas están arriostrados independientemente de la estructura principal o están anclados a los elementos sismorresistentes de la estructura principal.</p> <p><b>El edificio posee un mezzanine conectado a la estructura principal, donde existe un abertura inferior al 30 % con respecto al área en planta <u>Ver Tabla 45.</u></b></p>

**Sistema Estructural - Configuración Estructural**

<b>C</b>	<p><b>NC N/A U PISO DEBIL:</b> La suma de la capacidad a corte del sistema resistente a fuerza sísmica en cualquier piso y en cualquier dirección no es menor que el 80% de su capacidad en el piso superior adyacente.</p> <p><b>No existen variaciones importantes en la rigidez de la estructura, razón por la cual si se cumple con este requisito.</b></p>
<b>C</b>	<p><b>NC N/A U PISO BLANDO:</b> La rigidez del sistema de resistencia a la fuerza sísmica en cualquier piso no es inferior al 70% de la rigidez del sistema de resistencia a la fuerza sísmica en un piso adyacente superior o inferior al 80% de la rigidez media del sistema de resistencia a la fuerza sísmica de los tres pisos</p> <p><b>No existen variaciones importantes en la rigidez de la estructura, razón por la cual si se cumple con este requisito.</b></p>

**C NC N/A U IRREGULARIDAD VERTICAL:** Todos los elementos del sistema resistente a fuerza sísmica son continuos hasta la cimentación.

**No existen variaciones importantes en los elementos verticales, son continuos hasta la cimentación.**

**C NC N/A U GEOMETRIA:** No existen cambios en la dimensión horizontal del sistema resistente a fuerza sísmica de más del 30% de un piso respecto al a pisos adyacentes, excluyendo entrepisos o cubiertas ligeras.

**Las dimensiones de los elementos resistentes a cargas laterales no poseen variaciones importantes a lo largo de la altura, con respecto a losas, no existen variaciones en la geometría que sean superiores al 30%, razón por la cual si se cumple con este requisito. En la Tabla 45 se presenta que el piso P1 posee un área de losa menor con respecto a todos los pisos ya que posee una abertura en el mezzanine, obteniendo una relación de 29%.**

**C NC N/A U MASA/ PESOS:** No existen cambios en la masa o pesos efectivos mayores al 50% entre un piso y su nivel adyacente. Entrepisos o cubiertas ligeras no requieren ser considerados.

**No existen variaciones importantes en la masa, la Tabla 46 presenta que el piso P1 posee un peso reactivo menor con respecto a todos los pisos ya que posee una abertura en el mezzanine, obteniendo una relación de  $32.56\% < 50.00\%$ .**

**C NC N/A U TORSIÓN:** La distancia estimada entre el centro de masas y el centro de rigideces de un nivel es menor que el 20% de la dimensión menor de edificio medida en planta.

**Mediante identificación de periodos fundamentales utilizando vibraciones ambientales se determinó que el modo fundamental es de torsión.**

**- La Tabla 47 evidencia que no existe una distancia entre el centro de rigidez y de masa que supere el 20% de la dimensión menor del edificio. La distancia más grande se encuentra en el primer piso y el subsuelo 2 donde existe una diferencia de 2.55 metros (%6.1) y 1.36**

#### Peligros Geológicos del Sitio

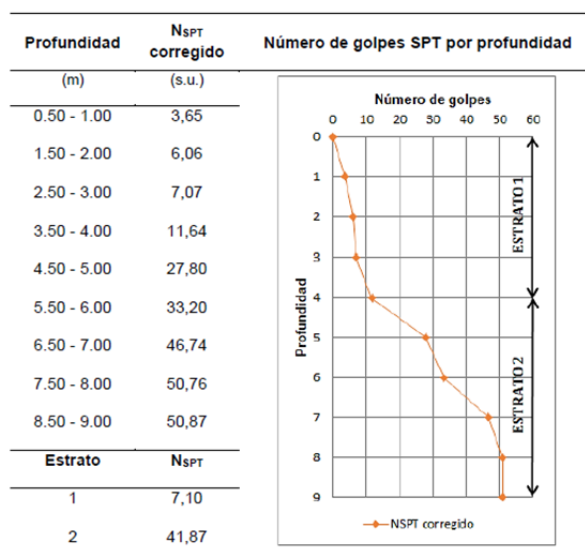
**C NC N/A U LICUEFACCION:** No existen suelos granulares saturados, susceptibles de licuefacción que pudieran comprometer el desempeño sísmico a profundidades menores a 15m bajo el edificio.

De acuerdo con los resultados del estudio de suelos llevado a cabo en Bohorquez en 2020, se puede afirmar que la posibilidad de que se produzca licuefacción se descarta por completo, tal y como se detalla en la **Tabla 48** del informe. Las razones de esta conclusión son las siguientes:

El terreno del sitio se compone de arenas no saturadas;

La estructura de la arena es suelta o muy suelta hasta los 4,50 metros de profundidad, a partir de donde se vuelve densa; y,

Las arenas presentan más del 15% de finos.



*Nota.* Tomado de Interacción dinámica suelo estructura del edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG (Bohórquez & Guamán, 2021)

**C NC N/A U FALLA DE TALUDES:** El edificio está ubicado fuera de zonas donde pudiera haber derrumbes generados por sismos, de tal forma que no se vea afectado por dichos eventos o que esté en capacidad de acomodar cualquier movimiento esperado sin sufrir fallas.

No existen pendientes importantes cercanas a la edificación que puedan causar derrumbes en caso de sismos, por lo que si se cumple con este requisito.

**C NC N/A U ROTURA DE FALLAS SUPERFICIALES:** No se prevé la rotura o desplazamientos de fallas superficiales en la zona donde se ubica el edificio. **No se han observado fallas en la superficie del suelo en el terreno donde se encuentra asentada la estructura. Esto indica que el suelo es capaz de soportar las cargas generadas por el edificio sin presentar deformaciones o fracturas en la superficie. Esta observación es una buena señal para la estabilidad a largo plazo del edificio, ya que sugiere que el terreno ofrece una base sólida y resistente para la cimentación del edificio.**

**C NC N/A U VOLCAMIENTO:** La relación entre la dimensión horizontal menor del sistema resistente a fuerza sísmica en el nivel de cimentación y la altura del edificio (base/altura) es mayor que  $0.6 S_a$

**La relación entre la base y la altura del edificio, que se calcula dividiendo 42,0 entre 57,36, da como resultado un valor de 0,73. Esta relación supera el valor límite de 0,6 veces el valor de  $S_a$ , que en este caso es 0,71, por lo que se cumple con este requisito. Además, la estructura cuenta con dos subsuelos que contribuyen a prevenir el volcamiento del edificio.**

**C NC N/A U AMARRES EN CIMENTACIONES:** La cimentación tiene amarres adecuados para resistir fuerzas sísmicas como cadenas, vigas, losas o suelos clasificados como A, B o C.

**La cimentación del edificio se compone de una losa de cimentación con un peralte de 1,10 metros que se extiende a lo largo de toda la superficie de la estructura. Esta losa proporciona una base sólida y uniforme para la estructura, lo que contribuye a una distribución equitativa de las cargas y una mayor estabilidad del edificio en su conjunto.**

---

*Basado en la tabla 17-2 del ASCE 41-17 para zonas de alto riesgo sísmico*

---

## Tabla 45

*Lista de Chequeo configuración Básica: Cálculo de variación del área de losa del piso (i) con respecto del piso adyacente (i+1).*

Losa	Nivel (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Diferencia Área	
			$ (A_{i+1}/A_i) - 1 $ %	< 30 %
P16	61.10	504.22	Cubierta	
P15	57.36	1746.43	2.40%	
P14	52.36	1704.43	0.00%	Ok
P13	48.62	1704.43	0.00%	Ok
P12	44.88	1704.43	0.00%	Ok
P11	41.14	1704.43	0.00%	Ok
P10	37.4	1704.43	0.00%	Ok
P9	33.66	1704.43	0.00%	Ok
P8	29.92	1704.43	0.00%	Ok
P7	26.18	1704.43	0.00%	Ok
P6	22.44	1704.43	0.00%	Ok
P5	18.70	1704.43	0.00%	Ok
P4	14.96	1704.43	0.00%	Ok
P3	11.22	1704.43	0.00%	Ok
P2	7.48	1704.43	28.75%	Ok
P1	3.74	1214.43	27.67%	Ok
PB	0.00	1550.43	12.64%	Ok
S1	-3.74	1746.43		

**Tabla 46**

*Lista de Chequeo configuración Básica: Cálculo de cambios en peso/ masa reactiva de la estructura del piso (i) con respecto del piso adyacente (i+1).*

Losa	Nivel (m)	Peso (T)	Masa (T-s <sup>2</sup> /m)	Masa (mi/mi+1 -1)	
				%	< 50 %
P16	61.10	837.10	85.33	Cubierta	
P15	57.36	2491.58	253.98	-11.33%	Ok
P14	52.36	2209.24	225.20	0.00%	Ok
P13	48.62	2209.24	225.20	0.00%	Ok
P12	44.88	2209.24	225.20	0.00%	Ok
P11	41.14	2209.24	225.20	0.00%	Ok

Losa	Nivel (m)	Peso (T)	Masa (T-s <sup>2</sup> /m)	Masa (mi/mi+1 -1)	< 50 %
				%	
P10	37.4	2209.24	225.20	0.00%	Ok
P9	33.66	2209.24	225.20	0.00%	Ok
P8	29.92	2209.24	225.20	0.00%	Ok
P7	26.18	2209.24	225.20	0.00%	Ok
P6	22.44	2209.24	225.20	0.00%	Ok
P5	18.7	2209.24	225.20	0.00%	Ok
P4	14.96	2209.24	225.20	0.00%	Ok
P3	11.22	2209.24	225.20	0.00%	Ok
P2	7.48	2209.24	225.20	-17.20%	Ok
P1	3.74	1829.29	186.47	32.56%	Ok
PB	0.00	2424.90	247.19	1.62%	Ok
S1	-3.74	2464.10	251.18		

**Tabla 47**

*Lista de Chequeo configuración Básica: Cálculo de distancia entre centro de rigidez y centro de masa*

Piso	Centro de masas		Centro de Rigidez		Distancia CM - CR		Distancia CM -CR /DM	
	X CM	Y CM	X CR	Y CR	X	Y	X	Y
P16	20.94	19.81	20.59	21.45	0.35	1.63	0.8%	3.9%
P15	21.03	21.70	20.54	21.55	0.49	0.16	1.2%	0.4%
P14	20.61	21.77	20.53	21.54	0.09	0.23	0.2%	0.5%
P13	20.62	21.78	20.54	21.51	0.09	0.27	0.2%	0.6%
P12	20.62	21.78	20.55	21.49	0.08	0.29	0.2%	0.7%
P11	20.62	21.78	20.55	21.46	0.07	0.32	0.2%	0.8%
P10	20.62	21.78	20.56	21.44	0.06	0.34	0.2%	0.8%
P9	20.62	21.78	20.56	21.42	0.06	0.36	0.1%	0.9%
P8	20.62	21.78	20.56	21.40	0.06	0.38	0.2%	0.9%
P7	20.62	21.78	20.55	21.39	0.07	0.39	0.2%	0.9%
P6	20.62	21.78	20.54	21.38	0.09	0.40	0.2%	0.9%
P5	20.62	21.78	20.51	21.38	0.11	0.40	0.3%	0.9%

P4	20.62	21.78	20.48	21.39	0.15	0.39	0.4%	0.9%
P3	20.62	21.78	20.42	21.39	0.20	0.39	0.5%	0.9%
P2	20.62	21.78	20.35	21.38	0.28	0.40	0.7%	1.0%
P1	17.84	20.07	20.39	21.43	2.55	1.36	6.1%	3.2%
PB	20.27	20.57	20.54	21.46	0.27	0.89	0.6%	2.1%

**Tabla 48**

*Lista de Chequeo configuración Básica: Resumen de estudio de suelos realizado en el terreno*

Profundidad (m)	N golpes	P1		P2		P3		Estrato
		SUCS	%Finos	SUCS	%Finos	SUCS	%Finos	
1	4	SM	48	ML	72	SM	25	Estrato 1
2	6	SM	48	ML	72	SM	25	
3	7	SM	36	SM	8	SM	39	
4	12	SM	48	ML	57	SM	49	
5	28	SM	40	SM	37	SM	37	Estrato 2
6	33	SM	45	SM	41	SM	23	
7	47	SM	45	SM	49	SM	22	
8	51	SM	30	SM	35	SM	30	
9	51			GC	17	SM	18	

### **Lista de Chequeo de Edificios Tipo C2**

La lista de chequeo para edificios **Tipo C2** correspondiente a edificios con muros de hormigón armado analiza el sistema resistente a carga sísmica, las conexiones y los diafragmas de piso y se presenta en la Figura 37.



Figura 37

Lista de chequeo : Prevención de colapso Tipo C2

**Lista de Chequeo 3: Edificios Tipo C2 - Prevención de Colapso**

Estado      Criterio de Evaluación

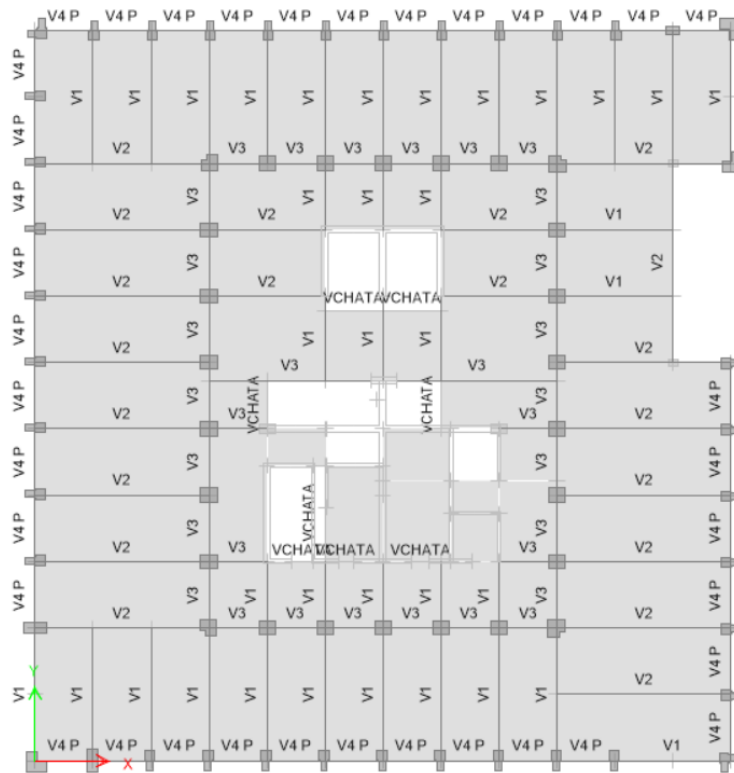
**Sistema Resistente a Fuerza Sísmica**

**C NC N/A U PORTICOS COMPLETOS:** Los pórticos de hormigón o acero clasificados como secundarios forman un sistema resistente a carga vertical completo.

Los pórticos de hormigón forman pórticos completos.

**C NC N/A U REDUNDANCIA:** El número de ejes con muros de corte en cada dirección principal es mayor o igual a 2.

El número de ejes con muros estructurales en la dirección paralela a X es igual a 4, y 5 para la dirección Y.



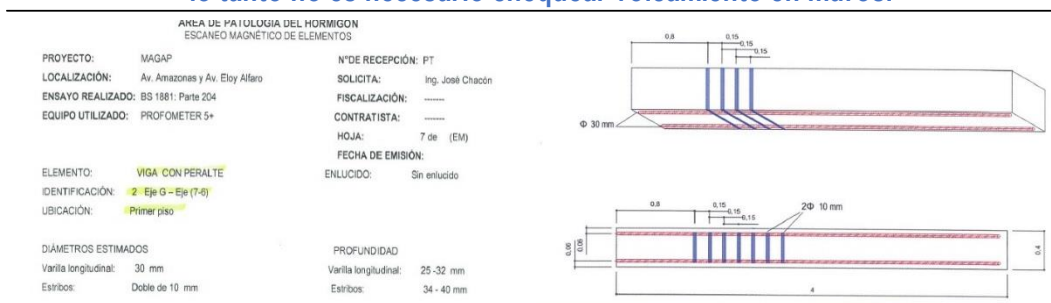
- C NC N/A U ESFUERZO CORTANTE:** El esfuerzo cortante en muros de corte de hormigón, calculado usando los procedimientos de Chequeos Rápidos, es menor que el mayor valor entre  $7 \text{ kg/cm}^2$  o  $0,53 \sqrt{f_c} \text{ kg/cm}^2$ .  
 El chequeo del esfuerzo cortante promedio se realiza mediante la Tabla 49, en la cual se muestra que el valor del esfuerzo cortante promedio para el eje X es de **34,13 kg/cm<sup>2</sup>**, mientras que para el eje Y es de **29,05 kg/cm<sup>2</sup>**. Cabe destacar que los valores de esfuerzo cortante en el eje X son mayores que el valor límite de  $0,53 \sqrt{f_c} = 33,59 \text{ kg/cm}^2$ . Por lo tanto, no se cumple con el requisito de corte de muros en ese sentido.
- C NC N/A U ACERO MINIMO:** La relación entre al área de acero de refuerzo y el área de la sección de muro es mayor o igual a 0.12% en la dirección vertical y 0.2% en la dirección horizontal. Ver Tabla 50  
 El chequeo del armado de muros horizontal y vertical se lo realiza en la Tabla 50, donde se evidencia que la relación de acero de refuerzo de armado horizontal es aproximadamente igual 0.23% y de armado vertical es igual a 0.70%, que superan el límite impuesto por el chequeo de 0.20% y 0.12% respectivamente.
- C NC N/A U COMPATIBILIDAD DE DEFORMACION:** Los elementos secundarios diseñados para cargas gravitacionales tienen suficiente resistencia a corte para que primero se desarrolle su capacidad a flexión.  
 El chequeo del esfuerzo cortante promedio en columnas se calcula en la Tabla 49, donde se presenta que el esfuerzo cortante promedio para es igual a **18,92 kg/cm<sup>2</sup>** que son menores al valor de  $2 \sqrt{f_c}$  igual a **126,75 kg/cm<sup>2</sup>**.
- C NC N/A U LOSAS PLANAS:** Las losas planas que no formen parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas tienen refuerzo inferior continuo a través de sus nudos con columnas.  
 Las losas en la edificación poseen refuerzo inferior continuo.

**C NC N/A U VIGAS DE ACOPLE:** Los elementos de borde que soportan vigas de acople están detallados para resistir cargas verticales generadas por volcamiento.

En el levantamiento realizado, se omite información sobre si las vigas que conectan los muros tienen un armado como vigas de acople. Solo se indica que se asume el mínimo refuerzo. El ASCE 41-17 menciona que el refuerzo de la viga de acoplamiento suele ser inadecuado para las exigencias que puede inducir el movimiento de los muros acoplados.

El ASCE/SEI 41-17 menciona que todos en estructuras con relación de aspecto inferiores a 4 a 1, no es necesario tener en cuenta el chequeo de volcamiento.

El edificio posee una altura de 61,10 metros y su ancho menor es 42 metros. Por lo tanto su relación de aspecto es  $(61,10/42,00) = 1,5 < 4$ . Por lo tanto no es necesario chequear volcamiento en muros.



Tomado de: Estudio de Materiales y Mecánica de suelos del Edificio del MAG, Proporcionado por Oficina del Ingeniero José Chacón Toral, Chacón (2012)

**C NC N/A U ANCLAJE DE MUROS CON DIAFRAGMAS FLEXIBLES:** Los muros exteriores de hormigón que dependen de diafragmas flexibles para obtener soporte lateral están anclados mediante tensores de acero que soportan fuerzas fuera del plano en cada nivel. La conexión del tensor tiene capacidad para resistir las fuerzas determinadas mediante los procedimientos de

Se supone que la estructura no posee diafragmas flexibles, debido al calculo realizado en la [Tabla 51](#)

**C NC N/A U TRANSFERENCIA A MUROS DE CORTE:** Los diafragmas están detallados para transferir las fuerzas sísmicas a los muros de corte.

Se supone que las losas de piso están detalladas para transmitir fuerzas de gravedad.

**NC N/A U ANCLAJES EN CIMENTACION:** El refuerzo del muro está anclado en la cimentación con varillas verticales del mismo tamaño y espaciamiento que el colocado en el muro sobre el nivel de cimentación.

*Se supone que los muros están anclados por varillas verticales con su misma disposición ( diámetro y espaciamiento) a la cimentación.*

**C NC N/A U LEVANTAMIENTO DE CABEZALES:** Los cabezales de pilotes tienen refuerzo superior y los pilotes están anclados a los cabezales.

*La edificación no cuenta con pilotes.*

### Diafragma de Piso

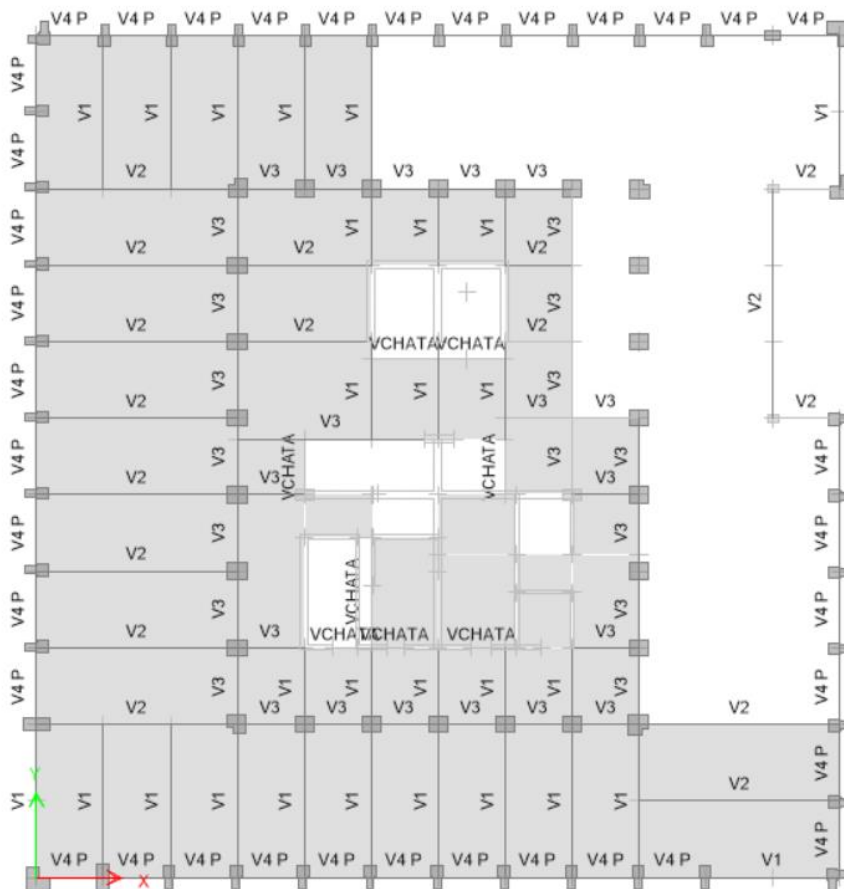
#### *Diafragmas Rígidos y Flexibles*

**C NC N/A U CONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA:** Los diafragmas de piso mantienen un mismo nivel y no tienen juntas constructivas.

*Los diafragmas de piso y la estructura no poseen juntas estructurales.*

**C NC N/A U ABERTURAS JUNTO A MUROS DE CORTE:** Las aberturas de diafragmas adyacente a muros de corte son menores que el 25% de la longitud del muro.

*No existe aberturas de losas adyacentes a muros.*



### **Diafragmas Flexibles**

**C NC N/A U** **ESTRIBOS:** Existen estribos continuos en las cuerdas de los diafragmas.

**El edificio no posee diafragmas flexibles.**

**C NC N/A U** **PANELES RECTOS:** Todos los diafragmas con tendido recto tienen relaciones de aspecto menores que 2 a 1 en la dirección que este siendo considerada.

**El edificio no posee diafragmas flexibles.**

**C NC N/A U** **VANOS:** Todos los diafragmas de madera con luces mayores a 7.3m consisten de paneles estructurales de madera o tendido diagonal.

**El edificio no posee diafragmas flexibles ni pisos de madera.**

**C NC N/A U** **PANELES DIAGONALES:** Todos los paneles diagonales de madera tienen luces menores que 12.2m y relaciones de aspecto menores que 4 a 1.

**El edificio no posee diafragmas flexibles ni pisos de madera.**

**C NC N/A U** **OTROS DIAFRAGMAS:** Los diafragmas no están conformados por otros sistemas distintos a los de madera, deck metálico, hormigón o diagonales de arriostamiento.

**El edificio solo posee losas de hormigón armado alivianadas.**

*Basado en la tabla 17-24 del ASCE 41-17 para zonas de alto riesgo sísmico*

A continuación, se establecen las tablas de cálculo que fueron utilizadas para la evaluación preliminar para la tipología C2.

La pseudo fuerza sísmica, en una dirección horizontal dada de un edificio, se calculará de acuerdo con la ecuación (22).

$$V = CS_a W \quad (22)$$

Donde:

V: Fuerza sísmica;

C: Factor de modificación para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos previstos con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal; C se tomará de la Tabla 4-7 del ASCE 41-17; Valor igual a 1 para edificios mayores a 4 pisos.

$S_a$ : Aceleración espectral de respuesta en el período fundamental del edificio en la dirección considerada. El  $S_a$  se calculará de acuerdo con los procedimientos del apartado 4.4.2.3; y

Para el procedimiento es necesario llevar a cabo el cálculo de fuerzas sísmicas en la estructura en cada piso.

La pseudo fuerza sísmica calculada de acuerdo con la sección 4.4.2.1 del ASCE/SEI 41-17 (2017) se distribuye verticalmente de acuerdo con las Ecuaciones (23) y (24). El valor de  $k$  se calcula en función del periodo de vibración. El valor de  $S_a$  para el periodo experimental se calcula en 0.498 g.

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad (23)$$

$$V_j = \sum_{x=j}^n F_x \quad (24)$$

Donde:

$V_j$ : Cortante del piso en el nivel  $j$

$N$ : Número total de pisos sobre el nivel del suelo

$J$ : Número de niveles de pisos considerados

$W$ : Peso sísmico total

$V$ : Fuerza pseudo sísmica obtenida para la edificación

$W_i$ : Porción del peso total del edificio  $W$  ubicada en el nivel de piso  $i$

$W_x$ : Porción del peso total del edificio  $W$  ubicada en el nivel de piso  $x$

$H_i$ : Altura desde la base hasta el nivel del suelo  $i$

$H_x$ : Altura desde la base hasta el nivel del suelo  $x$

Por lo tanto, se realiza el cálculo para periodo de retorno de 975 años como se presenta en la Tabla 49.

**Tabla 49**

*Lista de Chequeo Edificios Tipo C2: Distribución vertical de pseudo fuerza lateral*

Planta	$W_i$ (T)	$h_i$ (m)	$W_i \cdot h_i^k$ (T.m)	$F_x$ (T)	$V_j$ (T)
P16	837.10	61.10	175643.65	929.66	929.66
P15	2491.58	57.36	481577.91	2548.93	3478.59
P14	2209.24	52.36	379265.19	2007.40	5485.99
P13	2209.24	48.62	344431.52	1823.03	7309.02
P12	2209.24	44.88	310393.17	1642.87	8951.90
P11	2209.24	41.14	277196.04	1467.16	10419.06
P10	2209.24	37.40	244893.09	1296.19	11715.25
P9	2209.24	33.66	213546.18	1130.27	12845.52
P8	2209.24	29.92	183228.71	969.81	13815.33
P7	2209.24	26.18	154029.53	815.26	14630.59
P6	2209.24	22.44	126058.80	667.21	15297.80
P5	2209.24	18.70	99457.50	526.42	15824.21
P4	2209.24	14.96	74413.98	393.86	16218.08
P3	2209.24	11.22	51195.78	270.97	16489.05
P2	2209.24	7.48	30221.47	159.96	16649.01
P1	1469.69	3.74	8165.03	43.22	16692.23
S1	0.00	0.00	0.00	0.00	16692.23
Suma	33518.53			16692.23	
$V_x=V_y$	16692.23				
Donde:					
$S_a$ (g) =	0.498			Para $T_r= 975$ años y Desempeño Objetivo: SL	
T=	1.100	segundos			
K=	1.30				

El valor de  $V_j^{avg}$  para muros se obtiene de la ecuación (25) de acuerdo con el literal 4.4.3.3 del ASCE/SEI 41-17. El chequeo del esfuerzo cortante promedio para muros y columnas se calcula en la Tabla 50, donde se presenta que el esfuerzo cortante promedio para una condición es menor que  $0.53 \sqrt{f_c}$  asumiendo la carga total solicitada del piso para cada condición por separado.

$$V_j^{avg} = \frac{1}{M_s} \left( \frac{v_j}{A_w} \right) \quad (25)$$

Donde:

$V_j$ : Cortante de piso computado en el nivel j.

$M_s$ : Factor de modificación considerado de acuerdo con la Tabla 4-8 del ASCE/SEI 41-17, 4.5 para CP, 3.0 para LS. Se hace una interpolación lineal para seguridad limitada, igual a 3.75.

El valor de  $V_j^{avg}$  para columnas se obtiene con la ecuación (26) de acuerdo con el literal 4.4.3.2 del ASCE/SEI 41-17. El chequeo del esfuerzo cortante promedio para columnas se calcula en la Tabla 50.

$$V_j^{avg} = \frac{1}{M_s} \left( \frac{n_c}{nc - nf} \right) \left( \frac{v_j}{A_c} \right) \quad (26)$$

Donde:

$N_c$ : Número total de columnas

$N_f$ : Número de pórticos en la dirección de análisis

$A_c$ : Sumatoria de la sección transversal de todas las columnas en el piso analizado.

$M_s$ : Factor de modificación considerado de acuerdo con el nivel de desempeño deseado, 2 para CP, 1.5 para LS, y 1 para IO. Entonces para seguridad limitada es igual a 1.75.

Se calcula el área de muros por planta en cada sentido, dando un total de 13.04 m<sup>2</sup> para la dirección X, y 15.33 m<sup>2</sup> para la dirección Y, donde se confirma que el sentido Y posee más disposición de muros que trabajan en ese sentido. Además, se realiza el cálculo para determinar el área total de columnas 50.42 m<sup>2</sup> por planta.



**Tabla 50**

*Lista de Chequeo Edificios Tipo C2: Esfuerzo cortante promedio en muros en el piso más crítico con base enl área de muros  $A_w$  en cada dirección y para columnas*

<b>Tipo</b>	<b>Área <math>A_w</math> (m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>V_j</math> (T)</b>	<b><math>v_{javg}</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>&lt; 0,53 \sqrt{f'c}</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>
Muros X	13.04	16692.23	34.13	<b>NC</b>
Muros y	15.33	16692.23	29.05	Ok
<b>Consideraciones:</b>				
Tr	975	(años)		
Ms	3.75		Tabla 4.8 Seguridad Limitada	
$f'c$	401.66	(kg/cm <sup>2</sup> )	$f_{ceq}$ Muros y columnas	
$0.53 \sqrt{f'c}$	33.59	(kg/cm <sup>2</sup> )	Ecuación en (MPa) luego a (kg/cm <sup>2</sup> )	
<b>Tipo</b>	<b>Área <math>A_c</math> (m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>V_j</math> (T)</b>	<b><math>v_{javg}</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>&lt; 0,53 \sqrt{f'c}</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>
Columnas	50.42	16692.23	18.92	Ok
<b>Consideraciones:</b>				
Tr	975	(años)		
Ms	1.75		<b>Sección 4.4.3.2</b> , Seguridad Limitada	
$f'c$	401.66	(kg/cm <sup>2</sup> )	$f_{ceq}$ Muros y columnas	
$0.53 \sqrt{f'c}$	33.59	(kg/cm <sup>2</sup> )	Ecuación en (MPa) luego a (kg/cm <sup>2</sup> )	

Se obtiene que el esfuerzo de corte en muros para el sentido X, no satisface la ecuación recomendada por el nivel de evaluación preliminar. Para columnas se observa que el esfuerzo a corte si se cumple.

La cuantía calculada para el área de muros y columnas respecto al área en el sentido X es igual a 0.0023 y en Y a 0.0024. La cuantía es calculada como la relación del área de columnas y muro en el sentido de análisis en relación con el área bruta de la edificación.

El chequeo del armado de muros horizontal y vertical se lo realiza en la Tabla 51, donde se evidencia que la relación de acero de refuerzo de armado horizontal es igual a 0.3% y de armado vertical es igual a 0.2%, que superan el límite impuesto por el chequeo de 0.12% y 0.20% respectivamente.

**Tabla 51**

*Lista de Chequeo Edificios Tipo C2: Chequeo de armado de muros de hormigón armado*

Tipo	Long. (m)	Espesor (m)	Área Aw (m <sup>2</sup> )	Área Asv (m <sup>2</sup> )	Área Ast (cm <sup>2</sup> )	Asv/Aw %	Asv/Aw >0.12%	Ash/Aw %	Ash/Aw >0.20%
X4	7	0.4	2.8	0.021	0.006	0.76%	<b>Ok</b>	0.23%	<b>Ok</b>
X5	1.55	0.4	0.62	0.005	0.001	0.76%	<b>Ok</b>	0.23%	<b>Ok</b>
X6	7	0.4	2.8	0.021	0.006	0.76%	<b>Ok</b>	0.23%	<b>Ok</b>
X7	3	0.25	0.75	0.009	0.003	1.22%	<b>Ok</b>	0.36%	<b>Ok</b>
X8	3.35	0.25	0.8375	0.010	0.003	1.22%	<b>Ok</b>	0.36%	<b>Ok</b>
X9	1.5	0.25	0.375	0.005	0.001	1.22%	<b>Ok</b>	0.36%	<b>Ok</b>
X10	3.5	0.25	0.875	0.011	0.003	1.22%	<b>Ok</b>	0.36%	<b>Ok</b>
X11	2.6	0.25	0.65	0.008	0.002	1.22%	<b>Ok</b>	0.36%	<b>Ok</b>
Muros X			9.71						
Y4	2.55	0.2	0.51	0.008	0.002	1.53%	<b>Ok</b>	0.45%	<b>Ok</b>
Y5	10.7	0.4	4.28	0.033	0.010	0.76%	<b>Ok</b>	0.23%	<b>Ok</b>
Y6	7.75	0.2	1.55	0.024	0.007	1.53%	<b>Ok</b>	0.45%	<b>Ok</b>
Y7	2.9	0.15	0.435	0.009	0.003	2.03%	<b>Ok</b>	0.60%	<b>Ok</b>
Y8	6.2	0.4	2.48	0.019	0.006	0.76%	<b>Ok</b>	0.23%	<b>Ok</b>
Y9	3.4	0.4	1.36	0.010	0.003	0.76%	<b>Ok</b>	0.23%	<b>Ok</b>
Muros y			10.62						
<b>Consideraciones de armado de muros:</b>									
							20	cm	
							25	cm	
							18	mm	
							12	mm	

Se realiza en la Tabla 52 una comprobación de que los diafragmas de piso son rígidos de acuerdo con la ecuación 12.3-1 del literal 12.3.1.3 del ASCE/SEI 7, calculando la relación entre la deflexión del diafragma máxima (MDD) y el desplazamiento promedio del elemento vertical (ADVE). Si la relación o radio es  $< 2$ , entonces es un diafragma rígido, caso contrario se trata de un diafragma flexible.

**Tabla 52***Comprobación de diafragma de piso Rígido*

Piso	Sentido X				Sentido Y			
	Promedio (m)	MDD (m)	Radio	Condición <2 Rígido	Promedio (m)	MDD (m)	Radio	Condición <2Rígido
P16	0.256	0.022	0.085	D. Rígido	0.253	0.017	0.068	D. Rígido
P15	0.275	0.051	0.186	D. Rígido	0.259	0.034	0.131	D. Rígido
P14	0.257	0.049	0.190	D. Rígido	0.243	0.032	0.132	D. Rígido
P13	0.243	0.047	0.192	D. Rígido	0.230	0.031	0.133	D. Rígido
P12	0.228	0.045	0.195	D. Rígido	0.216	0.029	0.134	D. Rígido
P11	0.212	0.042	0.198	D. Rígido	0.201	0.027	0.135	D. Rígido
P10	0.195	0.039	0.200	D. Rígido	0.185	0.025	0.136	D. Rígido
P9	0.178	0.036	0.203	D. Rígido	0.169	0.023	0.137	D. Rígido
P8	0.159	0.033	0.206	D. Rígido	0.151	0,021	0.138	D. Rígido
P7	0.140	0.029	0.209	D. Rígido	0.133	0.018	0.138	D. Rígido
P6	0.120	0.025	0.212	D. Rígido	0.114	0.016	0.139	D. Rígido
P5	0.101	0.022	0.214	D. Rígido	0.095	0.013	0.141	D. Rígido
P4	0.081	0.018	0.217	D. Rígido	0.077	0.011	0.144	D. Rígido
P3	0.062	0.014	0.218	D. Rígido	0.059	0.009	0.147	D. Rígido
P2	0.044	0.010	0.218	D. Rígido	0.042	0.006	0.150	D. Rígido
P1	0.028	0.006	0.212	D. Rígido	0.026	0.004	0.147	D. Rígido
S1	0.013	0.002	0.186	D. Rígido	0.012	0.001	0.126	D. Rígido

Comentario Evaluación nivel 1: Se evidencia mediante las listas de chequeo, que la estructura cumple con la mayoría de los criterios establecidos en el ASCE/SEI 41-17, con excepción del chequeo de torsión que fue previamente obtenido con el estudio de vibraciones ambientales, para la lista básica de chequeo. En la lista de chequeo referente a la tipología C2, se desconoce el armado o existencia de vigas de acople, así como también que existe una deficiencia en muros para el esfuerzo a corte en el sentido longitudinal X.

Por la información recopilada en las listas de chequeo 1, el edificio requiere una evaluación más profunda que destaque las siguientes deficiencias encontrada:

- Comportamiento de torsión en la estructura (Lista de chequeo básica)
- Esfuerzo a corte en muros en el sentido X (Lista de chequeo - C2)
- Comportamiento de vigas que conectan muros (Lista de chequeo - C2)

### ***Evaluación Nivel 2***

La evaluación basada en deficiencias o nivel 2 no considera los factores de seguridad de los códigos de construcción de edificios nuevos (ASCE 7-16 o NEC-SE-DS) y, en su lugar, utiliza las cargas sin mayoración que actúan sobre la estructura y las compara con las resistencias máximas esperadas de los elementos estructurales.

La evaluación de nivel 2 para este caso de estudio consiste en un análisis modal espectral que permite evaluar las deficiencias encontradas en el nivel de evaluación 1, estas deficiencias son: torsión, esfuerzo a corte en muros y comportamientos de viga. Esta investigación incluye el análisis de la influencia de la mampostería para clasificar su comportamiento como primario o secundario, se analiza el modelo únicamente con los parámetros primarios, y se revisa el comportamiento de vigas, columnas y muros, así como validaciones de metodologías que incluyen el análisis de torsión.

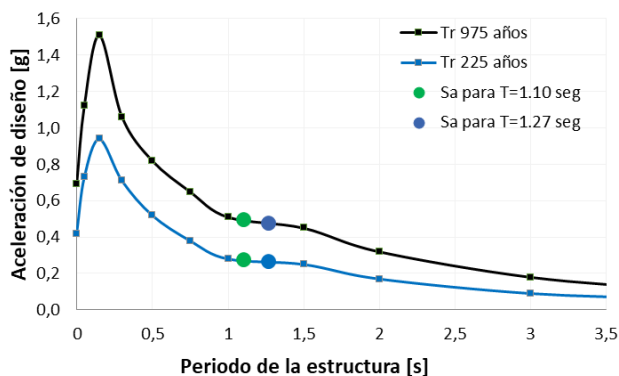
En cuanto a la amenaza sísmica se utiliza los espectros obtenidos del estudio de Peligro Sísmico de la sección 4.3.1, la aceleración espectral  $S_a$  es considerada para un periodo de vibración  $T$  igual a 1.27 segundos (modelo que considera inercias agrietadas). Por lo tanto, se considera un  $S_a$  ( $T_r=975$  años) igual a **0.478 g** (Figura 38). La evaluación del edificio se concentra en evaluar la condición seguridad limitada para la amenaza más crítica, en el nivel de evaluación se analizarán ambos niveles de desempeño y de amenaza.

El modelo matemático utilizado es el modelo que mostró las mejores condiciones del análisis de optimización. Este modelo representa de gran forma las propiedades geométricas y

mecánicas de los elementos de acuerdo con lo levantado en sitio y lo prescrito por ASCE/SEI 41-17 (2017) y NEC-15 (2015).

### Figura 38

*Espectros objetivos del estudio y  $S_a(T)$  considerando modelo calibrado y modelo con inercias agrietadas*



El agrietamiento en muros fue considerado en el primer subsuelo y en los dos primeros pisos de la estructura, de acuerdo con la normativa NEC SE HM (2015). En la Tabla 53 se presenta las inercias agrietadas utilizadas en el estudio.

### Tabla 53

*Agrietamiento para evaluación según ASCE 41-17*

Componente	Flexión	Corte
Vigas no pre esforzadas	$0.3 E_c I_g$	$0.4 E_c A_w$
Columnas con compresión mayor a $> 0.5 A_g * f_c$	$0.7 E_c I_g$	$0.4 E_c A_w$
Columnas con compresión menor a $< 0.1 A_g * f_c$	$0.3 E_c I_g$	$0.4 E_c A_w$
Muros	$0.35 E_c I_g$	$0.4 E_c A_w$

Donde:

$E_c$  : Módulo de elasticidad del hormigón, usando  $f_{ce}$  esperados.

$I_g$ : Momento de inercia de la sección completa

$A_w$ : Área transversal de la sección

$f'_c$  : Valor de esfuerzo a compresión esperado

Nota. Tomado de Tabla 10-5 ASCE/SEI 41-17 (2017) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

Se actualiza el periodo de la estructura y los modos de vibración, obteniendo los valores de la Tabla 54. Se añade el 100% de las fuerzas en el sentido de análisis y un 30% en el sentido perpendicular, además se considera un 5% de excentricidad, el software realiza un proceso automático donde adiciona estáticamente el efecto de la torsión accidental. El análisis modal utiliza el método *Complete Quadratic Combination* CQC que calcula la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados utilizando los dos sentidos de análisis.

**Tabla 54**

*Actualización del modelo considerando agrietamiento en columnas, vigas y muros*

Modo	T experimental (s)	T modelo inicial (s)	T modelo Agrietado (s)
T1z	1.104	1.129	1.276
T1y	1.067	0.965	1.113
T1x	1.032	0.953	1.068
T2z	0.35	0.362	0.407
T2y	0.315	0.288	0.321
T2x	0.302	0.28	0.303
T3z	0.19	0.204	0.228
T3y	0.171	0.159	0.167
T3x	0.154	0.154	0.164

Se revisa la relación entre el cortante dinámico y el cortante estático calculado para el análisis lineal estático. El coeficiente F se obtiene de la relación del cortante basal en la base de la estructura estático sobre el cortante dinámico, a través de las ecuaciones 27 y 28, y se presenta en el lado izquierdo de la Figura 39.

$$F_x = \frac{V_x (\text{dinámico})}{V_x (\text{estático})} = \frac{14710.73 \text{ kg}}{16692.23 \text{ kg}} = 0.88 \quad (27)$$

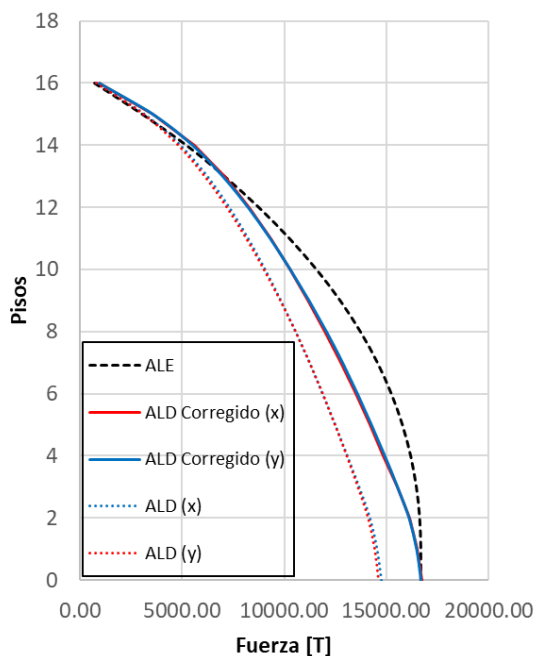
$$F_y = \frac{V_y (\text{dinámico})}{V_y (\text{estático})} = \frac{14585.39 \text{ kg}}{16692.23 \text{ kg}} = 0.87 \quad (28)$$

Las fuerzas dinámicas no deben ser menores a las fuerzas estáticas en un 85% (NEC-SE-DS, 2015), con lo cual se verifica que no es necesario ninguna corrección adicional, sin embargo, de manera conservadora se utiliza coeficientes que igualen la demanda dinámica con la estática, usando los siguientes coeficientes de corrección 1.135 y 1.145 para igualar las fuerzas obtenidas en la base (Figura 39).

Después de realizar las correcciones correspondientes, cabe señalar que existe una diferencia en la parte intermedia de las fuerzas al analizar un análisis estático con un análisis modal espectral, las fuerzas tienen una relación de 0.88 del valor de ALD corregido/ALE para los pisos intermedios 6, mientras que en el primer piso se obtiene una relación de 1. Es importante destacar que la normativa no establece ninguna observación o comentario específico sobre estos valores, solo menciona la corrección respecto a las fuerzas obtenidas en la base.

### Figura 39

*Distribución de fuerzas del análisis lineal estático ALE vs análisis lineal dinámico ALD*



La evaluación de nivel 2 tiene como objetivo revisar las deficiencias halladas en el nivel de evaluación 1, referente a torsión, esfuerzo de corte en columnas, y chequeos a flexión a columnas y corte. Además, este nivel realiza una inspección inicial del estado de los elementos a través de la relación demanda sobre capacidad de los elementos primarios: vigas, columnas y muros. El chequeo se realiza para flexión y corte en vigas, y a flexo compresión y corte en columnas y muros.

La evaluación ocupa valores de resistencia esperados para acciones controladas por deformación y resistencia de límites inferiores para las acciones controladas por fuerza, por lo tanto, se obtienen los siguientes valores de resistencia que serán utilizados en el presente análisis (Tabla 55).

**Tabla 55**

*Resistencias esperadas y límite inferior para el estudio*

Elemento	Resistencia esperada		$\sigma$ (MPa)	Resistencia límite inferior	
	(MPa)	(kg/cm <sup>2</sup> )		(MPa)	(kg/cm <sup>2</sup> )
Muros y Columnas	39.39	401.66	6.66	32.73	333.77
Vigas Subsuelos	30.14	307.35	0.87	29.27	298.46
Vigas estructura	50.19	511.83	8.74	41.45	422.67
Acero de refuerzo	514.85	5250.00	-	411.88	4200.00

El valor de resistencia de límite inferior para el hormigón armado se obtiene en la resta de la resistencia esperada y la desviación estándar. En cambio, el valor de límite inferior para el acero de refuerzo es asumido debido al levantamiento de información, y es trasladado a su resistencia esperada multiplicando por un factor igual a 1.25 especificado en la Tabla 10.1 del ASCE/SEI 41-17 (2017).

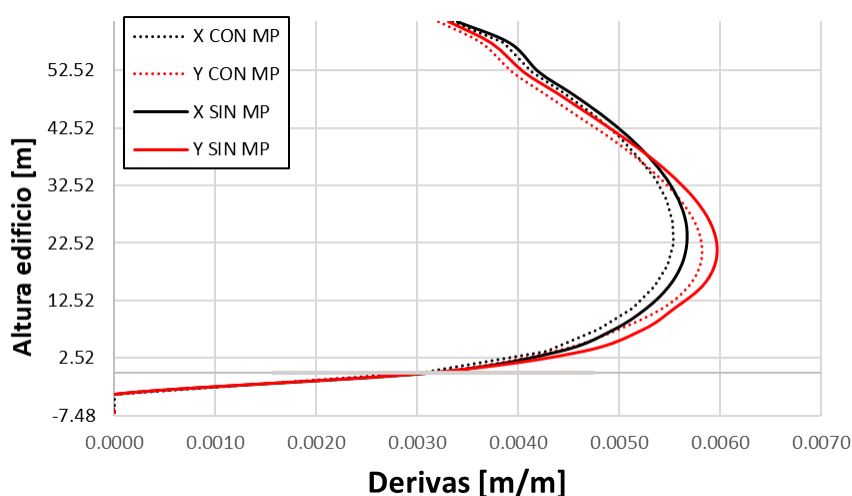


## Influencia de la Mampostería

Se realiza un análisis de derivas de piso, para determinar de forma indirecta la rigidez que aporta la mampostería a este tipo de edificaciones (Figura 40). Se visualiza que las derivas al no considerar la mampostería en el modelo tienen una sobreestimación del 3 y 6% para el sentido X y Y (Tabla 56).

**Figura 40**

*Derivas en el modelo con y sin considerar mampostería*



**Tabla 56**

*Derivas en el modelo con y sin considerar mampostería y la influencia de su relación*

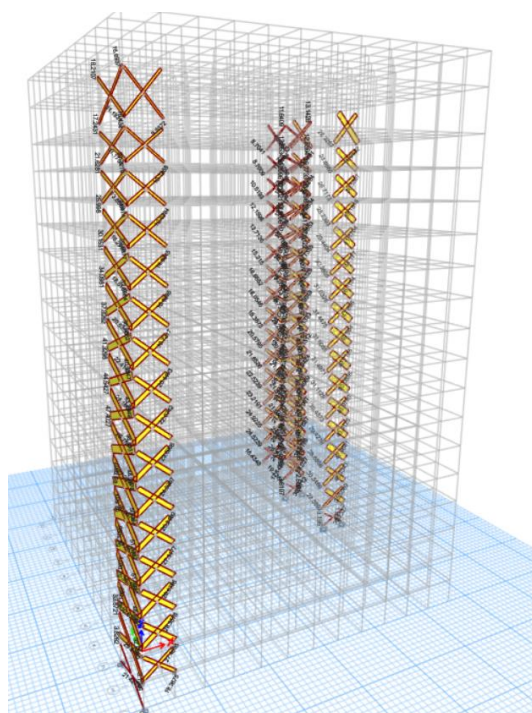
X CON MP	Y CON MP	X SIN MP	Y SIN MP	X	Y
0.0034	0.0032	0.0034	0.0033	1.28%	3.02%
0.0039	0.0036	0.0039	0.0037	1.53%	2.58%
0.0041	0.0039	0.0042	0.0041	1.60%	2.79%
0.0045	0.0043	0.0045	0.0044	1.71%	3.08%
0.0047	0.0046	0.0048	0.0047	1.81%	3.02%
0.0050	0.0049	0.0051	0.0050	1.92%	2.72%
0.0052	0.0052	0.0053	0.0053	2.04%	2.67%

X CON MP	Y CON MP	X SIN MP	Y SIN MP	X	Y
0.0054	0.0054	0.0055	0.0056	2.15%	2.64%
0.0055	0.0056	0.0056	0.0058	2.21%	2.60%
0.0055	0.0058	0.0057	0.0059	2.31%	2.56%
0.0055	0.0058	0.0057	0.0060	2.38%	2.49%
0.0055	0.0058	0.0056	0.0059	2.50%	2.41%
0.0054	0.0057	0.0055	0.0058	2.60%	2.29%
0.0051	0.0054	0.0053	0.0055	2.75%	2.08%
0.0048	0.0050	0.0049	0.0052	2.92%	4.88%
0.0043	0.0044	0.0044	0.0046	2.97%	6.43%
0.0031	0.0031	0.0031	0.0031	2.38%	0.68%
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.89%	0.87%

Los componentes no estructurales se clasifican como componentes no estructurales y ya que su rigidez lateral no supera el valor de 10% de la rigidez lateral de la estructura.

#### Figura 41

*Fuerzas axiales en los elementos links que representan los paneles de relleno*



Además, se realiza una comprobación de la demanda axial obtenida en el modelo (Figura 41) en comparación a la capacidad máxima obtenida en la sección 4 para cada panel de relleno, para el primer piso como para el último piso de la estructura que posee el panel de relleno, donde se evidencia que las capacidades axiales de fuerza del elemento son superadas (Tabla 57).

**Tabla 57**

*Demanda sobre capacidad para paneles de relleno en el primer piso*

<b>Tipo</b>	<b>Piso</b>	<b>P (T)</b>	<b>Capacidad Máxima (T)</b>	<b>DCR</b>
MX1	P1	19.36	7.61	2.54
MX2	P1	39.23	5.99	6.54
MX3	P1	30.97	5.82	5.31
MX4	P1	17.14	7.55	2.27
MY1	P1	70.13	8.45	8.29
MY2	P1	55.87	7.96	7.01
MX1	P14	9.53	7.61	1.25
MX2	P14	28.32	5.99	4.72
MX3	P14	16.26	5.82	2.79
MX4	P14	11.50	7.55	1.52
MY1	P14	16.69	8.45	1.97
MY2	P14	13.14	7.96	1.65

Se evidencia que la contribución de la rigidez de la mampostería en el edificio es inferior al 6.43% menor al 10%, por lo tanto, se puede continuar con los análisis ALD sin la inclusión de ésta, ya que, al poseer menos elementos, los análisis requieren menos tiempo computacional. Todas las mamposterías superaran su capacidad axial a compresión considerando el escenario del sismo de 975 años, por lo que se esperaría que éstas colapsen en este evento, lo cual es preocupante, ya que se ha evidenciado que la mampostería en nuestro país al sobrepasar su resistencia, se desprenden del vano y caen fuera de la estructura. Por tanto, en la rehabilitación del edificio, se debería considerar la rehabilitación de los componentes no estructurales.

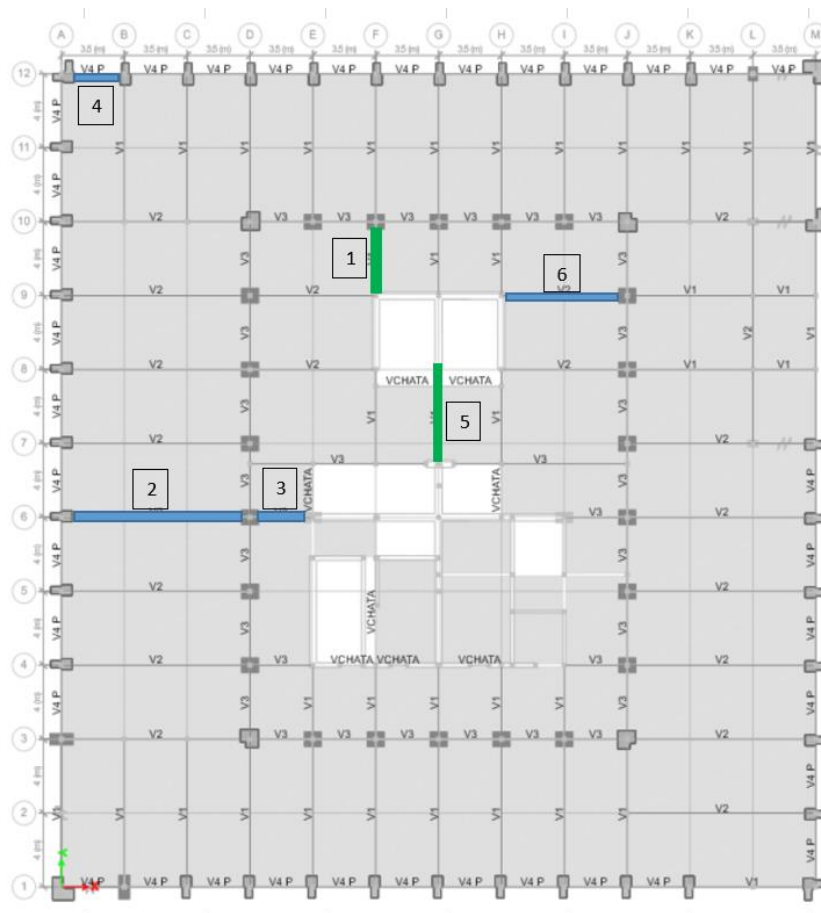
### **Evaluación de Vigas**

Para la evaluación de las vigas, se analizan los pisos 1 y 3, lugares donde se evidencian las mayores solicitaciones para estos elementos. Se seleccionaron las 6 vigas más solicitadas de cada tipo existente, estas vigas se presentan en la Figura 42.

Primero es importante calcular el valor de  $m$ , que relaciona la ductilidad de cada elemento, éste se calcula de acuerdo con la Tabla 10-13 del ASCE/SEI 41-17 (2017), el desempeño deseado es seguridad limitada, ubicado en el punto medio entre seguridad de vida LS y prevención de colapso PC.

**Figura 42**

*Vigas analizadas en el edificio*



El cálculo de  $m$  para vigas se presenta en la Tabla 58, donde el valor de  $m$  más crítico es igual a 3.50, debido a que, en el levantamiento de campo mencionado en este estudio, se concluye que las vigas poseían doble estribos separados a un espaciamiento constante de 15 cm, por lo que su refuerzo transversal puede ser calificado como conforme, y los esfuerzos cortantes son superiores a 0.5 MPa.

**Tabla 58**

*Cálculo de  $m$  para las vigas principales del piso P1.*

<b>Viga</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>
1)V1	As (cm <sup>2</sup> ) =	11.40	V (kg) =	81900	$\rho_{\text{tensión}}$ =	0.0034
	As' (cm <sup>2</sup> ) =	11.40	b <sub>w</sub> (cm) =	40	$\rho'_{\text{compresión}}$ =	0.0034
	$\beta_1$ =	0.7	d (cm) =	84	$\rho_{\text{bal}}$ =	0.0435
	L (m) =	8				
	<b>Comprobación</b>	<b>Valor</b>	<b>Condición</b>			
	$\rho - \rho'/\rho_{\text{bal}}$ =	0.0000	$\leq 0.0$			
	Ref. Transversal=	Conforme				
	$V_d/b_w*d*\sqrt{f_c}$ =	0.3372	$0.25 \leq x \leq 0.5$	Entonces:	<b>m=</b>	<b>5.45</b>
<b>Viga</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>
2) V2	As (cm <sup>2</sup> ) =	12.56	V (kg) =	33500	$\rho_{\text{tensión}}$ =	0.0033
	As' (cm <sup>2</sup> ) =	12.56	b <sub>w</sub> (cm) =	40	$\rho'_{\text{compresión}}$ =	0.0033
	$\beta_1$ =	0.7	d (cm) =	94	$\rho_{\text{bal}}$ =	0.0435
	L (m) =	10.5				
	<b>Comprobación</b>	<b>Valor</b>	<b>Condición</b>			
	$\rho - \rho'/\rho_{\text{bal}}$ =	0.0000	$\leq 0.0$			
	Ref. Transversal=	Conforme				
	$V_d/b_w*d*\sqrt{f_c}$ =	0.1232	$\leq 0.25$	Entonces:	<b>m=</b>	<b>6.50</b>
<b>Viga</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>
3) V3	As (cm <sup>2</sup> ) =	7.63	V (kg) =	96300	$\rho_{\text{tensión}}$ =	0.0032
	As' (cm <sup>2</sup> ) =	7.63	b <sub>w</sub> (cm) =	40	$\rho'_{\text{compresión}}$ =	0.0032
	$\beta_1$ =	0.7	d (cm) =	59	$\rho_{\text{bal}}$ =	0.0435
	L (m) =	4				
	<b>Comprobación</b>	<b>Valor</b>	<b>Condición</b>			
	$\rho - \rho'/\rho_{\text{bal}}$ =	0.0000	$\leq 0.0$			

Ref. Transversal= Conforme  
 $V_d / b_w * d * \sqrt{f_c} = 0.5644 \geq 0.50$  Entonces:  $m = 3.50$

Viga	Parámetro	Valor	Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
4) V4	As (cm <sup>2</sup> ) =	4.62	V (kg) =	68200	$\rho_{tensión} =$	0.0034
	As' (cm <sup>2</sup> ) =	4.62	b <sub>w</sub> (cm) =	40	$\rho'_{compresión} =$	0.0034
	$\beta_1 =$	0.7	d (cm) =	34	$\rho_{bal} =$	0.0435
	L (m) =	3.5				

Comprobación Valor Condición

$\rho - \rho' / \rho_{bal} = 0.0000 \leq 0.0$   
 Ref. Transversal= Conforme  
 $V_d / b_w * d * \sqrt{f_c} = 0.6937 \geq 0.50$  Entonces:  $m = 3.50$

Viga	Parámetro	Valor	Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
5) V1	As (cm <sup>2</sup> ) =	11.40	V (kg) =	55950	$\rho_{tensión} =$	0.0034
	As' (cm <sup>2</sup> ) =	11.40	b <sub>w</sub> (cm) =	40	$\rho'_{compresión} =$	0.0034
	$\beta_1 =$	0.7	d (cm) =	84	$\rho_{bal} =$	0.0435
	L (m) =					

Comprobación Valor Condición

$\rho - \rho' / \rho_{bal} = 0.0000 \leq 0.0$   
 Ref. Transversal= Conforme  
 $V_d / b_w * d * \sqrt{f_c} = 0.2303 \leq 0.25$  Entonces  $m = 6.50$

Viga	Parámetro	Valor	Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
6) V2	As (cm <sup>2</sup> ) =	12.56	V (kg) =	71290	$\rho_{tensión} =$	0.0033
	As' (cm <sup>2</sup> ) =	12.56	b <sub>w</sub> (cm) =	40	$\rho'_{compresión} =$	0.0033
	$\beta_1 =$	0.7	d (cm) =	94	$\rho_{bal} =$	0.0435
	L (m) =	10.5				

Comprobación Valor Condición

$\rho - \rho' / \rho_{bal} = 0.0000 \leq 0.0$   
 Ref. Transversal= Conforme  
 $V_d / b_w * d * \sqrt{f_c} = 0.2623$   $0.25 \leq x \leq 0.5$  Entonces  $m = 6.35$

Datos generales:	$f'_{ce}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	511.83	$f'_{ye}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	5250
------------------	---------------------------------	--------	---------------------------------	------

Figura 43

Crerios para la elección de valor  $m$  para ductilidad para vigas

Conditions	$m$ -Factors <sup>a</sup>					
	Performance Level					
	Component Type					
	IO	Primary		Secondary		
	LS	CP	LS	CP		
Condition i. Beams controlled by flexure <sup>b</sup>						
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$\frac{V_d}{b_w d \sqrt{f'_{cE}}}$				
$\leq 0.0$	C	$\leq 3$ (0.25)	3	3.5	7	6
$\leq 0.0$	C	$\geq 6$ (0.5)	2	3	4	3
$\geq 0.5$	C	$\leq 3$ (0.25)	2	3	4	3
$\geq 0.5$	C	$\geq 6$ (0.5)	2	2	3	2
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3$ (0.25)	2	3	4	3
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6$ (0.5)	1.25	2	3	2
$\geq 0.5$	NC	$\leq 3$ (0.25)	2	3	3	3
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6$ (0.5)	1.25	2	2	2
Condition ii. Beams controlled by shear <sup>b</sup>						
Stirrup spacing $\leq d/2$			1.25	1.5	1.75	3
Stirrup spacing $> d/2$			1.25	1.5	1.75	2
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span <sup>b</sup>						
Stirrup spacing $\leq d/2$			1.25	1.5	1.75	3
Stirrup spacing $> d/2$			1.25	1.5	1.75	2
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint <sup>b</sup>						
			2	2	3	3
						4

Nota. Tomado de Tabla 10-13 del ASCE/SEI 41-17 (2017) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

Las vigas analizadas en la Tabla 58 tienen una relación de cuantía de acero de refuerzo igual a cero, como se obtiene de la ecuación (29). La ecuación que relaciona el corte es obtenida de la ecuación (30). El corte calculado por área de sección en las vigas se encuentra en un rango de 0.12 a 0.69 MPa (1 a 7 kg/cm<sup>2</sup>).

$$\text{Término que relaciona la cuantía de acero} = \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} \quad (29)$$

$$\text{Término que relaciona el corte en vigas} = \frac{V_d}{b_w d f'_{cE}} \quad (30)$$

El valor considerado de  $m$  para vigas es igual a 3.5 para la condición de seguridad limitada ya que equivale a la condición más crítica de los diferentes casos de vigas. Aunque

algunas vigas pueden poseer más ductilidad de acuerdo con sus condiciones de refuerzo, esfuerzo transversal, acciones de corte y longitud, es necesario generalizar un valor para evitar un mayor costo computacional en la evaluación del edificio.

El chequeo en vigas se comprueba para el sismo con periodo de retorno de 975 años, consiste en analizar las acciones controladas por deformación (momento, Tabla 59) y fuerzas (corte, Tabla 60).

Para el análisis, se reduce al valor de la demanda dividiendo para  $m$  que representa la ductilidad  $M_{UD}/m$  tomado del modelo estructural, el momento  $M_{CE}$  se obtiene de la ecuación (31) y (32). Y el radio de capacidad resulta de la división de la demanda sobre la capacidad  $M_{UD}/M_{CE}$ .

$$M_{CE} = A_s * f'_{ye} * (d - \frac{a}{2}) \quad (31)$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f'_{ce} * b_w} \quad (32)$$

Donde:

$A_s$ : Acero de refuerzo de la viga

$f'_c$ : esfuerzo a compresión del hormigón esperado

$f_y$ : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo esperado



**Tabla 59**

*Criterios de aceptación en vigas controladas por deformación, utilizando  $m=3.5$*

Piso	Ubicación	#	Viga	$M_{UD}/m$ (T .m)	As (cm <sup>2</sup> )	$M_{CE}$ (T .m)	RC	Condición
P1	Sentido Y:G,10-12	1	V1	45.291	11.40	49.2	0.92	OK
	Sentido X:6, A-D	2	V2	26.169	12.56	60.7	0.43	OK
	Sentido X:D, 7-8	3	V3	24.07	7.63	23.2	1.04	NO
	Sentido X:12, A-B	4	V4	3.2743	4.62	8.1	0.41	OK
	Sentido Y:G,7-8	5	V1	93.549	11.40	49.2	1.90	NO
	Sentido X:9, H-J	6	V2	46.441	12.56	60.7	0.76	OK
P3	Sentido Y:G,10-12	1	V1	50.15	11.40	49.24	1.02	NO
	Sentido X:6, A-D	2	V2	32.76	12.56	60.73	0.54	OK
	Sentido X:D, 7-8	3	V3	27.79	7.63	23.17	1.20	NO
	Sentido X:12, A-B	4	V4	3.62	4.62	8.07	0.45	OK
	Sentido Y:G,7-8	5	V1	107.87	11.40	49.24	2.19	NO
	Sentido X:9, H-J	6	V2	51.06	12.56	60.73	0.84	OK

El chequeo de las vigas controladas por fuerzas necesita la inclusión del término J que es el menor valor de la relación DCR calculado entre la demanda y capacidad del elemento, alternativamente el ASCE/SEI 41-17 (2017) permite el uso de un valor igual a 2 para un nivel de sismicidad alto. El análisis se realiza en la Tabla 60.

La capacidad a corte de las vigas se obtuvo de la ecuación (33).

$$V_{CL} = (0.53 * \sqrt{f'_c} * A_c) + \left( \frac{A_v * f'_y * d}{s} \right) \quad (33)$$

Donde:

$A_v$ : área de aceros de varilla de refuerzo

$b_w$ : base de la sección resistente a cortante

$d$ : distancia al centroide del acero de refuerzo a tracción hasta la fibra extrema en compresión

$f'_c$ : resistencia a compresión de límite inferior

$f_y$ : resistencia a la fluencia de límite inferior

**Tabla 60**

*Criterios de aceptación en vigas controladas por fuerzas, utilizando  $J = 2$*

	Ubicación	#	Viga	Base	Altura	$V_{2UF}$	$V_{2CL}$	RC	Condición
				cm	cm	(T)	(T)		
P1	G,10-12	1	V1	40	90	37.10	110.46	0.34	OK
	6, A-D	2	V2	40	100	11.91	123.61	0.10	OK
	D, 7-8	3	V3	40	65	23.45	77.59	0.30	OK
	12, A-B	4	V4	40	40	16.99	44.71	0.38	OK
	G,7-8	5	V1	40	90	69.54	110.46	0.63	OK
	9, H-J	6	V2	40	100	23.53	123.61	0.19	OK
P3	G,10-12	1	V1	40	90	40.42	110.46	0.37	OK
	6, A-D	2	V2	40	100	12.95	123.61	0.10	OK
	D, 7-8	3	V3	40	65	34.73	77.59	0.45	OK
	12, A-B	4	V4	40	40	18.22	44.71	0.41	OK
	G,7-8	5	V1	40	90	77.95	110.46	0.71	OK
	9, H-J	6	V2	40	100	27.02	123.61	0.22	OK

En cuanto a la evaluación de vigas, se puede afirmar que todas las vigas tienen la capacidad suficiente para soportar el sismo con periodo de retorno de 975 años en términos de corte, dentro del estado de seguridad limitada. Sin embargo, en lo que respecta a la flexión, las vigas tipo V1 y V3 en el piso de mayor demanda, no tienen suficiente capacidad debido a que no poseen dimensiones suficientes y, por lo tanto, tienen una capacidad reducida para soportar cargas de flexión. Estas conclusiones se pueden verificar en la Tabla 61. Es importante recalcar que las vigas tienen una relación demanda/capacidad menor a 1.20, excepto la viga que conecta a los muros en el eje G,7-8 que debe ser reforzada, ya que está en su estado original actuaría como un fusible entre los dos muros.

Tabla 61

Resumen de Radios de capacidad RC a flexión y corte en vigas

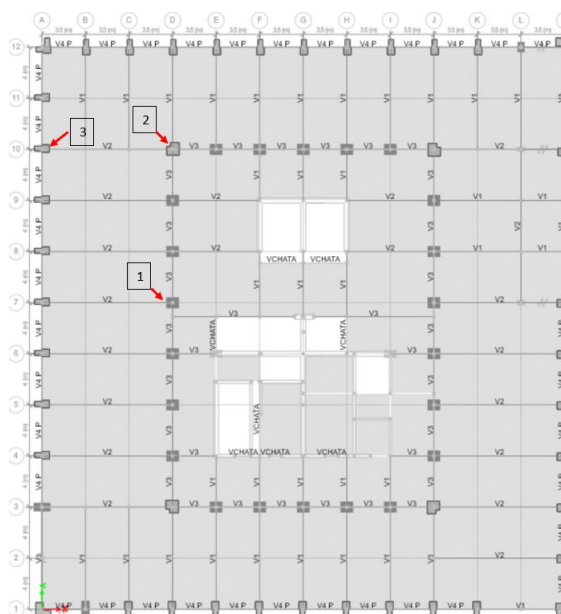
Viga	Ubicación	PISO 1		PISO 3	
		Flexión:	Corte	Flexión:	Corte
V1	G,10-12	0.92	0.34	1.02	0.37
V2	6, A-D	0.43	0.10	0.54	0.10
V3	D, 7-8	1.04	0.30	1.20	0.45
V4	12, A-B	0.41	0.38	0.45	0.41
V1	G,7-8	1.90	0.63	2.19	0.71
V2	9, H-J	0.76	0.19	0.84	0.22

### Evaluación de Columnas

Este análisis se realiza en los tipos de columnas que más se repiten en la estructura, se seleccionaron 3 columnas, pertenecientes a tipo 1 (35 unidades), tipo 6 (22 unidades) y tipo 7 (4 unidades) donde se producen las mayores solicitaciones. Estas columnas se muestran en la Figura 44 y representan un total de 61 columnas, lo que equivale a la mayoría de las columnas en la estructura (69 en total por planta).

Figura 44

Columnas analizadas en el edificio



Es importante calcular el valor de  $m$  que relaciona la ductilidad del cada elemento, éste se calcula de acuerdo con la Tabla 10-10.a del ASCE/SEI 41-17 (2017) que corresponde a columnas. El cálculo de  $m$  para columnas se presenta en la Tabla 62, para el estado de seguridad limitada, en donde el valor de  $m$  más crítico es igual a 1.72, debido a que las columnas se asumieron como no conformes con el refuerzo transversal ya que poseen una separación de estribos de 15 cm y 30 cm en zonas extremas y centrales del elemento.

### Figura 45

*Criterios para la elección de valor  $m$  para ductilidad para columnas*

**Table 10-10a. Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318**

$\left(\frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}}\right)$	$\rho_t$	$V_{yE}/V_{CoIOE}$	IO	$m$ -Factors <sup>a</sup>			
				Performance Level			
				Component Type			
				Primary		Secondary	
			LS	CP	LS	CP	
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>b</sup>							
$\leq 0.1$	$\geq 0.0175$	$\geq 0.2$	1.7	3.4	4.2	6.8	8.9
		$< 0.6$					
$\geq 0.7$	$\geq 0.0175$	$\geq 0.2$	1.2	1.4	1.7	1.4	1.7
		$< 0.6$					
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	$\geq 0.2$	1.5	2.6	3.2	2.6	3.2
		$< 0.6$		1.90	1.72	2.20	
$\geq 0.7$	$\leq 0.0005$	$\geq 0.2$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
		$< 0.6$					
$\leq 0.1$	$\geq 0.0175$	$\geq 0.6$	1.5	2.7	3.3	6.8	8.9
		$< 1.0$					
$\geq 0.7$	$\geq 0.0175$	$\geq 0.6$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
		$< 1.0$					
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	$\geq 0.6$	1.3	1.9	2.3	1.9	2.3
		$< 1.0$					
$\geq 0.7$	$\leq 0.0005$	$\geq 0.6$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
		$< 1.0$					
$\leq 0.1$	$\geq 0.0175$	$\geq 1.0$	1.3	1.8	2.2	6.8	8.9
$\geq 0.7$	$\geq 0.0175$	$\geq 1.0$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	$\geq 1.0$	1.1	1.0	1.1	1.7	2.1
$\geq 0.7$	$\leq 0.0005$	$\geq 1.0$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>b</sup>							
$\leq 0.1$	$\geq 0.0075$		1.0	1.7	2.0	5.3	6.8
$\geq 0.7$	$\geq 0.0075$		1.0	1.0	1.0	2.8	3.5
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$		1.0	1.0	1.0	1.4	1.6
$\geq 0.7$	$\leq 0.0005$		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Nota. Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

Tabla 62

Cálculo de  $m$  para las columnas principales para el piso P1

Columna	Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
1) C6	$N_{UD}$ (kg)=	1468270	$V$ (kg)=	32200
	$A_g$ (cm <sup>2</sup> ) =	8500	$b_w$ (cm)=	85
			$d$ (cm)=	100
	Comprobación	Valor	Condición	
	$N_{UD}/A_g \cdot f_c$	0.43	$0.1 < x < 0.7$	
	$\rho_t$	Desconocido	$\leq 0.005$	
	$Vd/bw \cdot d \cdot \sqrt{f_c}$	0.2000	$\geq 0.20$	Entonces: $m$ 1.85
Columna	Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
2) C7	$N_{UD}$ (kg)=	1723000	$V$ (kg)=	50750
	$A_g$ (cm <sup>2</sup> ) =	9100	$b_w$ (cm)=	70
			$d$ (cm)=	94
	Comprobación	Valor	Condición	
	$N_{UD}/A_g \cdot f_c$	0.47	$0.1 < x < 0.7$	
	$\rho_t$	Desconocido	$\leq 0.005$	
Condición:	$Vd/bw \cdot d \cdot \sqrt{f_c}$	0.2000	$\geq 0.20$	Entonces: $m$ 1.72
Columna	Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
3) C1	$N_{UD}$ (kg)=	818750	$V$ (kg)=	53840
	$A_g$ (cm <sup>2</sup> ) =	5700	$b_w$ (cm)=	50
			$d$ (cm)=	114
	Comprobación	Valor	Condición	
	$N_{UD}/A_g \cdot f_c$	0.36	$0.1 < x < 0.7$	
	$\rho_t$	Desconocido	$\leq 0.005$	
	$Vd/bw \cdot d \cdot \sqrt{f_c}$	0.2000	$\geq 0.20$	Entonces: $m$ 2.08
Datos:	$f'_{ce}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	401.66	$f'_{ye}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	5250

Las columnas analizadas en la Tabla 62 poseen una relación de carga axial obtenido de la ecuación (34) con valores entre 0.36 a 0.46, es decir las columnas no encuentran demandadas con grandes esfuerzos de carga axial, debido a las medidas de las secciones, el corte obtenido de la ecuación (35) es superior a 0.20 MPa y menor a 0.60 MPa, ( $> 2$  kg/cm<sup>2</sup> y menor a 6 kg/cm<sup>2</sup>). Los bajos valores de cortante se deben a que la mayoría de corte es absorbido por los muros de corte.

$$\text{Término que relaciona la axial en columnas} = \frac{N_{UD}}{A_g f'_{ce}} \quad (34)$$

$$\text{Término que relaciona el corte en columnas} = \frac{V_d}{b_w d f'_{ce}} \quad (35)$$

Las columnas absorben una fuerza a cortante igual a 3947 toneladas, de un total de 16692 toneladas de las fuerzas sísmicas distribuidas para el primer subsuelo, este valor representa un 23.65 % del cortante que es absorbido por columnas.

La revisión de las columnas se realiza para el sismo con periodo de retorno de 975 años y consiste en analizar las acciones controladas por deformación (momento, según se muestra en la Tabla 63) y fuerzas (corte, según se muestra en la Tabla 64). El análisis se realiza en dos pisos de la estructura donde las fuerzas y momentos son más críticos: el primer piso y el tercer piso. Para realizar el análisis, se reduce el valor de la demanda dividiéndolo por  $m$ , que representa la ductilidad de la estructura. Es decir, el momento  $M_{UD}/D$  y la carga  $P_{UD}/D$  obtenidos del modelo estructural se reducen a través de  $m$ . El radio de capacidad resulta de la división de la demanda sobre la capacidad del diagrama de interacción obtenido del software, considerando resistencias esperadas.

**Tabla 63**

*Criterios de aceptación en columnas, utilizando  $m=1.72$*

Piso	Ubicación	#	Tipo	Base (cm)	Altura (cm)	Sentido	$P_{UD}/m$ (T)	$M_{UD}/m$ (T.m)	RC	Condición
P1	D-7	1	C6	85	100	X	815.71	21.14	0.31	OK
		1	C6	100	85	Y	541.11	11.53	0.20	OK
	D-10	2	C7	70	94	X	957.22	23.72	0.29	OK
		2	C7	94	70	X	793.33	34.93	0.24	OK
	A10	3	C1	50	114	X	470.38	19.15	0.30	OK
		3	C1	114	50	Y	358.37	7.85	0.22	OK
P3	D-7	1	C6	85	100	X	160.39	17.81	0.53	OK
		1	C6	100	85	Y	178.33	136.11	0.50	OK
	D-10	2	C7	70	94	X	13.33	65.56	0.39	OK
		2	C7	94	70	Y	141.01	120.02	0.48	OK
	A10	3	C1	50	114	X	336.11	29.44	0.27	OK
		3	C1	114	50	Y	256.67	63.89	0.41	OK

El chequeo de las columnas controladas por fuerzas requiere la inclusión del término J. El ASCE/SEI 41-17 (2017) permite el uso de un valor de 2 para un nivel de sismicidad alto. La demanda de corte  $V_{UF}$  se obtiene del software estructural, mientras que la capacidad  $V_{CL}$  se calcula a partir de la ecuación (36), que se utiliza para el cálculo de corte en columnas de forma conservadora, en lugar de la ecuación (37) que propone el ASCE/SEI 41-17, ya que el segundo término de esta última amplifica para nuestro caso de aplicación en gran medida la capacidad de corte que aporta el hormigón debido a la carga axial.

$$V_{CL} = (0.53 * \sqrt{f'_{ce}} * Ac) + \left( \frac{A_v * f'_{ye} * d}{s} \right) \quad (36)$$

$$V_{CL} = k \left[ \frac{A_v f'_{ye}}{s} + \lambda \left( \frac{6\sqrt{f'_{ce}}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{N_n}{6\sqrt{f'_{ce}}A_g}} \right) 0.8A_g \right] \quad (37)$$

Donde:

$A_v$ : área de aceros de varilla de refuerzo

$b_w$ : base de la sección resistente a cortante

$d$ : distancia al centroide del acero de refuerzo a tracción hasta la fibra extrema en compresión

$f'_c$ : resistencia a compresión del hormigón esperada

$f'_y$ : resistencia a la fluencia del acero de refuerzo esperada

**Tabla 64**

*Criterios de aceptación en columnas controladas por fuerzas, utilizando  $J = 2$*

Piso	Ubicación	#	Tipo	Base	Altura	$V_G+V_E*J$	$V_{UF}$	$V_{CL}$	RC	Condición
				(cm)	(cm)	(T)	(T)	(T)		
	D-7	1	C6	85	100	91.56	49.07	141.26	0.35	OK
		1	C6	100	85	128.32	66.40	131.85	0.50	OK
P1	D-10	2	C7	70	100	106.25	61.15	126.74	0.48	OK
		2	C7	100	70	86.43	43.39	107.92	0.40	OK
	A10	3	C1	50	120	39.24	24.45	129.60	0.19	OK

Piso	Ubicación	#	Tipo	Base	Altura	$V_G+V_E*J$	$V_{UF}$	$V_{CL}$	RC	Condición
		3	C1	120	50	63.13	33.16	85.69	0.39	OK
P3	D-7	1	C6	85	100	75.7	40.49	141.26	0.29	OK
		1	C6	100	85	230.32	119.30	131.85	0.90	OK
	D-10	2	C7	70	100	109.07	63.12	126.74	0.50	OK
		2	C7	100	70	92.17	46.16	107.92	0.43	OK
	A10	3	C1	50	120	39.26	24.48	129.60	0.19	OK
		3	C1	120	50	69.97	36.94	85.69	0.43	OK

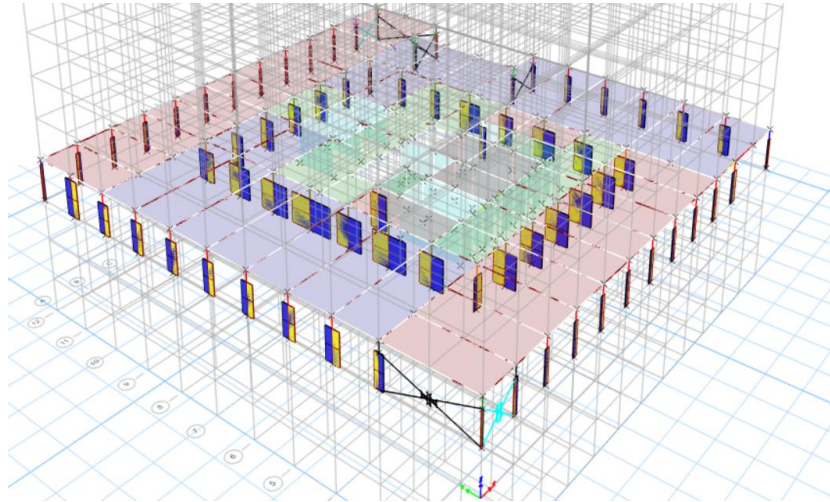
Se realiza un seguimiento a la columna tipo 6, que es donde se producen las mayores solicitaciones. En el software estructural se realiza un chequeo para asegurarse de que los valores de corte no superen el valor de la capacidad multiplicado por m. Esto se debe a que, por facilidad en el software estructural, se ingresa el espectro del sismo sin reducción y se chequea que los cortes producidos no superen los valores de la capacidad multiplicado por la ductilidad m.

La columna tipo 6 tiene una capacidad de 131.85 toneladas en el sentido Y, por lo que es necesario que el corte supere  $131.85*2=263.70$  toneladas. Sin embargo, se ha comprobado que no existen columnas que superen dichos valores. La columna con la mayor solicitación a corte se encuentra en el piso 7 para el eje D con una fuerza de 248.47 toneladas, como se muestra en la Figura 46.



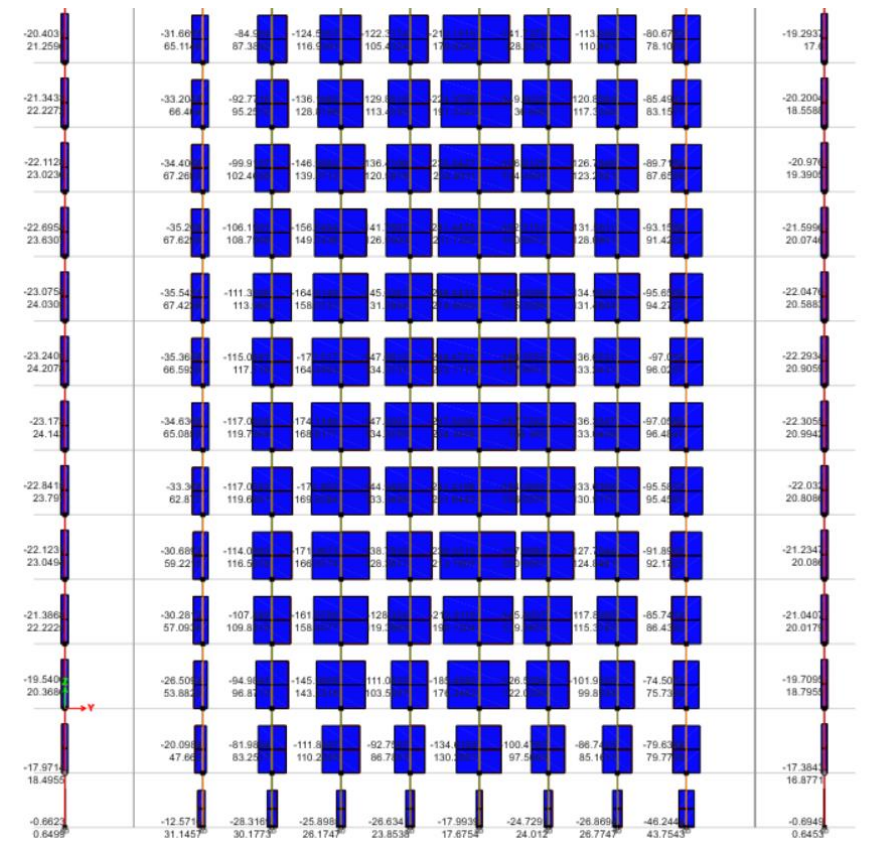
**Figura 46**

Las mayores solicitaciones de corte en sentido Y se producen en columna tipo 6.



**Figura 47**

Corte en Columnas tipo 6 que posee la mayor solicitación 248.47 T, sentido Y.



Hay que recordar que al no evidenciarse claramente la cantidad de ramales que posee la columna en la etapa de levantamiento de información, se ha omitido ramales intermedios que puedan proporcionar mayor capacidad a corte.

Como conclusión de los análisis realizados para columnas, en general se evidencia que la capacidad de las columnas a flexión y corte es suficiente para soportar el sismo con periodo de retorno de 975 años sin sobrepasar el estado de seguridad limitada, ver Tabla 65.

**Tabla 65**

*Resumen de Radios de capacidad RC a flexión y corte en vigas*

Columna	PISO 1		PISO 3	
	Flexión:	Corte	Flexión:	Corte
D-7	0.31	0.35	0.53	0.29
	0.20	0.50	0.50	0.90
D-10	0.29	0.48	0.39	0.50
	0.24	0.40	0.48	0.43
A10	0.30	0.19	0.27	0.19
	0.22	0.39	0.41	0.43

### **Evaluación de Muros**

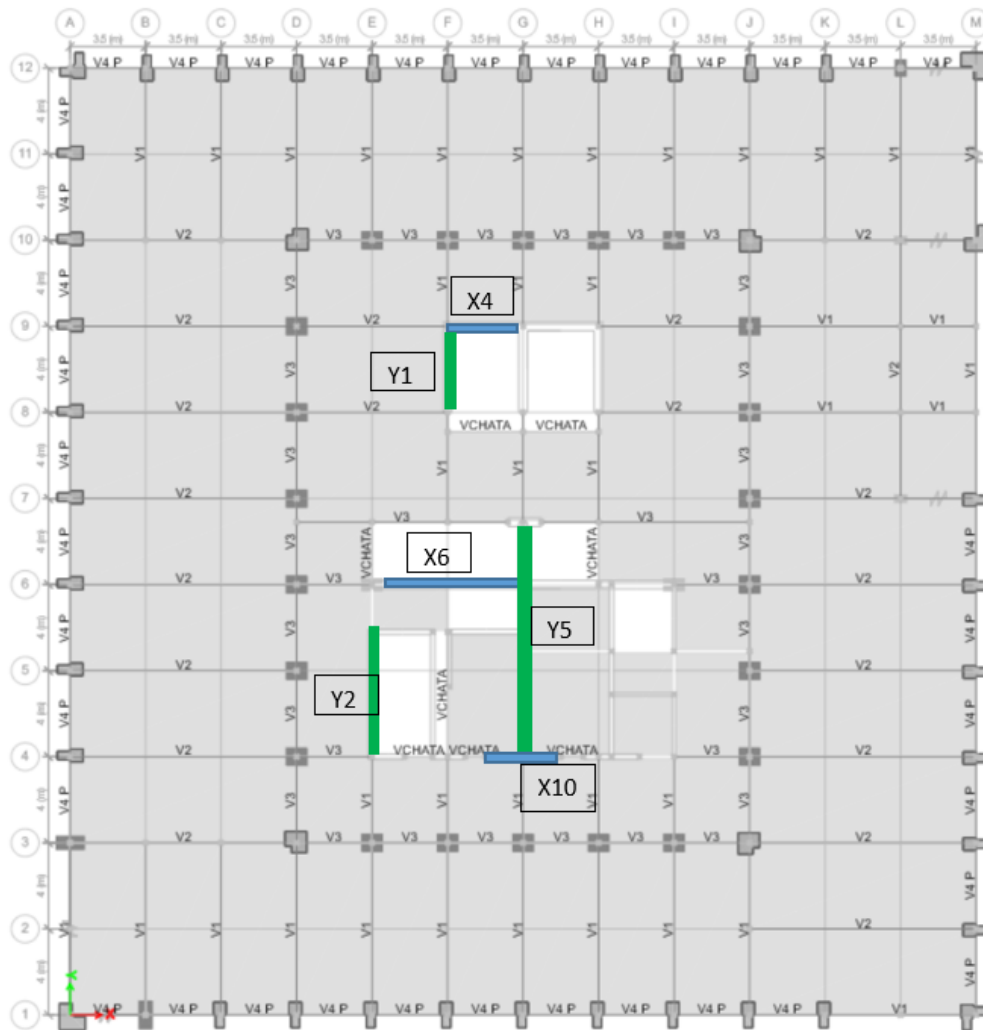
Para el análisis se eligieron seis muros de la estructura, identificados como tipos X4, X6, X10, Y1, Y2 y Y5, los cuales fueron seleccionados según el criterio del evaluador debido a su capacidad para brindar mayor seguridad a la estructura. Estos muros se muestran en la Figura 48.

Antes de proceder con el análisis, se determinó el valor de "m" que relaciona la ductilidad de cada elemento, utilizando la Tabla 10-21 de la normativa ASCE/SEI 41-17 (2017) que corresponde a muros. Se estableció como objetivo de diseño la seguridad limitada, la cual se obtiene a través de una interpolación lineal entre la seguridad de vida y la prevención del colapso. Los valores de "m" para los muros se presentan en la Tabla 66, donde se observa que

el valor más desfavorable es de 1.63 debido a que se asume que los muros no cuentan con confinamiento en el borde.

**Figura 48**

*Muros analizados en el edificio*



## Figura 49

Criterios para la elección de valor  $m$  para ductilidad para muros

Table 10-21. Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—R/C Structural Walls and Associated Components Controlled by Flexure

Conditions	$m$ -Factors <sup>a</sup>					
	Performance Level					
	Component Type					
	IO	Primary		Secondary		
	LS	CP	LS	CP		
i. Structural walls and wall segments						
$\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P^D}{t_w t_w f_{cE}}$	$\frac{V^c}{t_w t_w \sqrt{f_{cE}}}$	Confined Boundary <sup>d</sup>				
$\leq 0.1$	$\leq 4$	Yes	2	4	6	6
$\leq 0.1$	$\geq 6$	Yes	2	3	4	4
$\geq 0.25$	$\leq 4$	Yes	1.5	3	4	4
$\geq 0.25$	$\geq 6$	Yes	1.25	2	2.5	2.5
$\leq 0.1$	$\leq 4$	No	2	2.5	4	4
$\leq 0.1$	$\geq 6$	No	1.5	2	2.5	2.5
$\geq 0.25$	$\leq 4$	No	1.25	1.5	2	2
$\geq 0.25$	$\geq 6$	No	1.25	1.5	1.75	1.75
ii. Structural wall coupling beams <sup>a</sup>						
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement <sup>f</sup>	$\frac{V^c}{t_w t_w \sqrt{f_{cE}}}$					
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	$\leq 3$		2	4	6	6
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	$\geq 6$		1.5	3	4	4
Diagonal reinforcement	NA		2	5	7	7

Nota. Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

Tabla 66

Cálculo de  $m$  para los muros principales para el piso P1

Tipo	Parámetro	Valor	Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
1) X4	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )=	188.21	$P$ (kg)=	2382000	$V_c$ (kg)=	2290000
	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )=	188.21	$A_g$ (cm <sup>2</sup> )=	2.96	$\rho_l$ (cm <sup>2</sup> )=	0.006359
	$l_w$ (m)=	7.40	$t_w$ (m)=	0.40	$\rho_t$ (cm <sup>2</sup> )=	0.001884
	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )=	55.77				
	Chequeo	Valor	Condición			
	Término 1	0.20	$0.1 \leq x \leq 0.25$	Interpolar:		
	Término 2	1.21	$\geq 0.50$ (6)			
	Confinamiento	No	$\geq 0.20$	Entonces:	M	1.83
Tipo	Parámetro	Valor	Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
2) X6	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )=	178.04	$P$ (kg)=	8487000	$V_c$ (kg)=	1020000
	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )=	178.04	$A_g$ (cm <sup>2</sup> )=	2.80		
	$l_w$ (m)=	7.00	$t_w$ (m)=	0.40		
	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )=	52.75				
	Chequeo	Valor	Condición			
	Término 1	0.75	$\geq 0.25$			

<b>Tipo</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>
	Término 2	0.57	$\geq 0.50$ (6)			
	Confinamiento	No	$\geq 0.20$	Entonces:	M	1.63
3) X10	As (cm <sup>2</sup> )=	89.02	P (kg)=	1261000	V c (kg)=	320000
	As' (cm <sup>2</sup> )=	89.02	Ag (cm <sup>2</sup> )=	0.875		
	l <sub>w</sub> (m)=	3.50	t <sub>w</sub> (m)=	0.25		
	At (cm <sup>2</sup> )=	26.38				
	Chequeo	Valor	Condición			
	Término 1	0.36	$\geq 0.25$	Interpolar:		
	Término 2	0.57	$\geq 0.50$ (6)			
	Confinamiento	No	$\geq 0.20$	Entonces:	m	1.63
<b>Tipo</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>
4) Y1	As (cm <sup>2</sup> )=	119.54	P (kg)=	3069000	V c (kg)=	838000
	As' (cm <sup>2</sup> )=	119.54	Ag (cm <sup>2</sup> )=	1.88		
	l <sub>w</sub> (m)=	4.70	t <sub>w</sub> (m)=	0.4		
	At (cm <sup>2</sup> )=	35.42				
	Chequeo	Valor	Condición			
	Término 1	0.41	$\geq 0.25$			
	Término 2	0.70	$\geq 0.50$ (6)			
	Confinamiento	No	$\geq 0.20$	Entonces:	m	1.63
<b>Tipo</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>
5) Y5	As (cm <sup>2</sup> )=	272.14	P (kg)=	1976000	V c (kg)=	3846000
	As' (cm <sup>2</sup> )=	272.14	Ag (cm <sup>2</sup> )=	4.28		
	l <sub>w</sub> (m)=	10.70	t <sub>w</sub> (m)=	0.40		
	At (cm <sup>2</sup> )=	80.64				
	Chequeo	Valor	Condición			
	Término 1	0.11	$0.1 \leq x \leq 0.25$	Interpolar:		
	Término 2	1.40	$\geq 0.50$ (6)			
	Confinamiento	No	$\geq 0.20$	Entonces:	m	2.19
<b>Tipo</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>
6) Y2	As (cm <sup>2</sup> )=	139.89	P (kg)=	3285000	V c (kg)=	1590000
	As' (cm <sup>2</sup> )=	139.89	Ag (cm <sup>2</sup> )=	1.375		
	l <sub>w</sub> (m)=	5.50	t <sub>w</sub> (m)=	0.25		
	At (cm <sup>2</sup> )=	41.45				
	Chequeo	Valor	Condición			
	Término 1	0.59	$\geq 0.25$	Interpolar:		
	Término 2	1.81	$\geq 0.50$ (6)			
	Confinamiento	No	$\geq 0.20$	Entonces:	m	1.63
Datos generales:		f' <sub>ce</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )=	401,66	f' <sub>ye</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )=	5250	

Los muros analizados en la Tabla 66 poseen una relación de carga axial obtenido de la ecuación (38) con valores entre 0.11 hasta 0.70, el corte obtenido de la ecuación (39) se

encuentra entre 0.46 hasta 2 en MPa (4.6-20 kg/cm<sup>2</sup>), estos valores se deben a que el sistema resistente a muros absorbe la mayor cantidad de corte en el edificio.

$$\text{Término que relaciona la axial en muros} = \frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P_b}{t_w l_w f'_{ce}} \quad (38)$$

$$\text{Término que relaciona el corte en muros} = \frac{V_c}{t_w l_w f'_{ce}} \quad (39)$$

Los muros absorben una fuerza a cortante igual a 12757 (toneladas), de un total de 16692 toneladas de las fuerzas sísmicas distribuidas para el primer subsuelo, este valor representa un 76.42% del cortante que es absorbido por muros.

El chequeo en muros se realiza utilizando el espectro del sismo con periodo de retorno de 975 años y consiste en analizar las acciones controladas por deformación momento, (Tabla 67) y corte (Tabla 68). El chequeo de forma manual se realiza en la Planta Baja de la estructura donde los esfuerzos son más grandes. Para el análisis, se reduce el valor de la demanda (espectro  $T_r = 975$  años) dividido para  $m$  que representa la ductilidad, es decir las solicitaciones de carga  $P_{UD}/m$  y el momento  $M_{UD}/m$  tomado del modelo estructural es el valor reducido, el radio de capacidad resulta de la división de la demanda sobre la capacidad del diagrama de interacción obtenido del software considerando resistencias esperadas para las solicitaciones máximas (Tabla 69). Las Figuras de los diagramas de interacción y las demandas máximas se presentan en la Figura 50 y 51 para el sentido X, Y respectivamente.

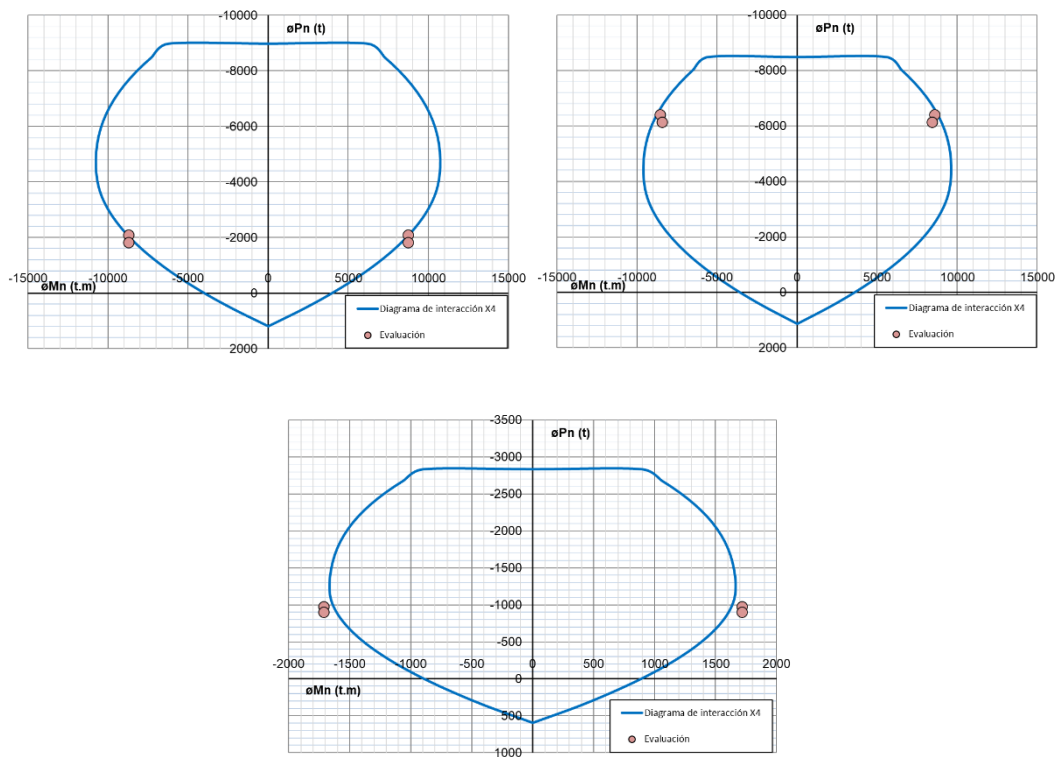
Tabla 67

Criterios de aceptación en muros, utilizando  $m=1.625$

Piso	#	Tipo	e cm	lw cm	Hw cm	$P_{UD}/m$ (T)	$M_{UD}/m$ (T.m)	RC	Condición
S2	1	X4	40	740	6110	1820.32	8717.37	1.06	NO
S1	2	X6	40	700	6110	6409.67	8572.99	0.99	OK
S2	3	X10	25	350	6110	899.67	1714.89	1.09	NO
S2	4	Y1	40	470	6110	1933.00	2461.72	0.57	OK
S2	5	Y2	25	550	6110	2432.34	5999.74	1.44	NO
S2	6	Y5	40	1070	6110	1543.08	24008.72	1.84	NO

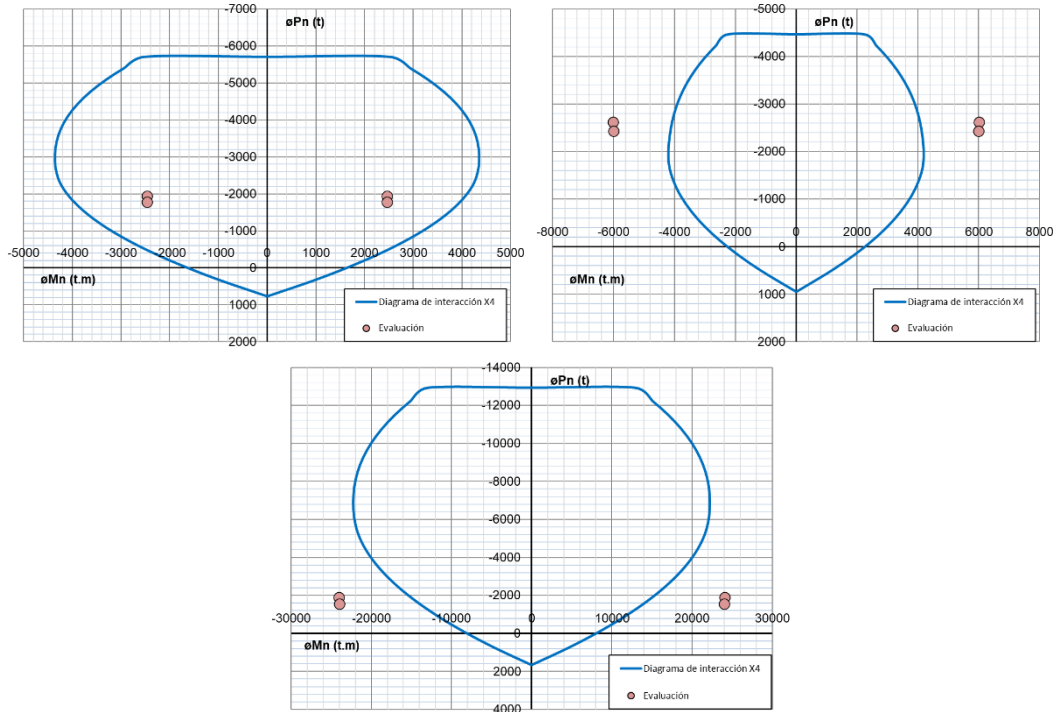
Figura 50

Relación demanda/capacidad D/C para muro X4=1.06, X6=0.99; X10 =1.09



**Figura 51**

Relación demanda/capacidad para muro  $Y1=0.57$ ,  $Y2=1.44$ ,  $Y5=1.84$



El chequeo de los muros para corte es controlado por deformación a diferencia de vigas y columnas, y el valor de la demanda de corte  $V_{UD}$  es considerado del software estructural, mientras que la capacidad  $V_{CE}$  es calculada a partir de la ecuación (40) presentada para el cálculo de corte de columnas.

$$V_{CE} = (\alpha_c * \sqrt{f'_{ce}} * A_{cv}) + (\rho_t * f'_{ye} * A_{cv}) \quad (40)$$

Donde:

$A_{cv}$ : representa el área del muro.

$\alpha_c$ : calculado como el radio  $h_w/l_w$ , 0.80 para valores  $h_w/l_w < 1.50$ , 0.53 para valores  $h_w/l_w > 2.0$ . Siendo  $h_w$  la altura de entrepiso.

$h_w$ : altura del muro

$l_w$ : longitud del muro

$e$ : espesor del muro



$\rho_t$ : radio transversal del muro: Área de varilla sobre espaciamento de varilla por espesor =  $A_s / s * e$

**Tabla 68**

*Criterios de aceptación en muros controladas por fuerzas, utilizando  $m = 1.625$*

Piso	#	Tipo	e (cm)	Lw (cm)	V UD/m (T)	V CE (T)	RC	Condición
PB	1	X4	40	740	1444.00	863.08	1.67	NO
	2	X6	40	700	1945.74	816.43	2.38	NO
	3	X10	25	350	707.63	255.13	2.77	NO
	4	Y1	40	470	589.38	548.17	1.08	NO
	5	Y2	25	550	1129.62	400.92	2.82	NO
	6	Y5	40	1070	2789.00	1247.97	2.23	NO

En la Tabla 68 se evidencia que la capacidad a corte de los muros no cumple, ya que todos los valores son superiores a 1, en el rango de 2.38 a 3.39 en el sentido x y el rango de 1.53 hasta 3.18 para el sentido Y.

Como conclusión de los análisis realizados para los muros, se puede observar que en general la capacidad de los muros a flexión y corte es insuficiente para soportar el sismo con un período de retorno de 975 años sin sobrepasar el estado de seguridad limitada. Esto se debe principalmente a la falta de elementos de borde que generen ductilidad en los muros (ver Tabla 69), así como a la restricción impuesta por el ASCE/SEI 41-17 (2017) en el valor de la ductilidad en muros sin confinamiento para el estado de seguridad limitada.

Por lo tanto, se recomienda la implementación de mejoras en los muros existentes para incrementar su capacidad y ductilidad, como por ejemplo agregar elementos de borde o confinamiento. Además, se sugiere la evaluación de otras estrategias como la adición de refuerzo o la inclusión de muros adicionales para incrementar la resistencia de la estructura en su conjunto, y disminuir la demanda de corte en cada muro.

**Tabla 69**

*Resumen de Radios de capacidad RC a flexión y corte en muros para Planta Baja*

<b>Piso PB</b>			
<b>Muro</b>	<b>Ubicación</b>	<b>Flexión:</b>	<b>Corte</b>
X4	Eje 9: F-H	1.06	1.67
X6	Eje 6: E-G	0.99	2.38
X10	Eje 4	1.09	2.77
Y1	Eje F: 8-9	0.57	1.08
Y2	Eje G: 4-7	1.44	2.82
Y5	Eje E	2.62	2.23

El software estructural no realiza una adecuada comprobación de las demandas en elementos muros, por lo que se recomienda al evaluador realizar esta comprobación de manera manual exportando los datos del análisis y relacionando la capacidad del elemento con hojas de rutina propias.

### **Evaluación de Torsión y Comprobaciones**

Se realiza un análisis de la torsión en la edificación, empleando dos enfoques básicos para la consideración de la torsión accidental en el análisis ALD, el primero consiste en la inclusión de un amplificador de torsión estática, y el segundo en ajustar el centro de masa al caso más desfavorable.

La longitud de la planta es de 42 metros en dirección X y 44 metros en dirección Y para todas las plantas, excepto en la cubierta donde las dimensiones son de 21 metros por 24 metros. En la Tabla 70, se presenta el cálculo del momento de torsión inherente  $M_{ti}$  y del momento de torsión accidental  $M_{Tacc}$  para el edificio en cada dirección para el análisis lineal estático ALE.

**Tabla 70***Momento inherente y accidental*

<b>Piso</b>	<b>SUM FX</b> (T)	<b>SUM FY</b> (T)	<b>M<sub>tix</sub></b> (T.m)	<b>M<sub>tij</sub></b> (T.m)	<b>M<sub>taccx</sub></b> (T.m)	<b>M<sub>taccy</sub></b> (T.m)
P16	773.94	789.8	1265.32	278.89	928.73	829.31
P15	2306.22	2291.07	357.93	1121.25	5073.69	4811.26
P14	1810.85	1727.58	416.32	147.02	3983.88	3627.92
P13	1347.26	1291.80	360.53	111.48	2963.97	2712.78
P12	1066.63	1073.26	313.27	83.29	2346.58	2253.85
P11	900.11	952.67	287.67	66.50	1980.24	2000.60
P10	824.87	872.30	283.26	56.00	1814.71	1831.84
P9	787.54	802.07	286.67	49.57	1732.59	1684.35
P8	743.03	742.06	282.65	47.27	1634.66	1558.33
P7	682.21	692.46	267.36	49.23	1500.86	1454.16
P6	627.15	644.28	249.60	55.21	1379.72	1352.99
P5	602.13	597.63	240.01	65.62	1324.68	1255.02
P4	604.50	566.17	238.66	83.28	1329.90	1188.97
P3	598.16	548.41	234.36	111.05	1315.95	1151.67
P2	536.35	504.83	216.42	139.99	1179.97	1060.15
P1	324.45	315.68	440.18	804.93	713.79	662.93
S1	175.32	173.27	155.88	46.47	385.71	363.87

El momento de torsión presentado en la Tabla 70 se obtuvo mediante el ALE. El procedimiento automático implementado en el análisis modal espectral considera una excentricidad accidental del 5% perpendicular al sismo considerado. En el software estructural la inclusión de la excentricidad para el análisis modal espectral no se resuelve modo por modo, sino que se resuelve el caso espectral primero y se agrega estáticamente el efecto de la torsión accidental. Este proceso se simplifica mediante el software estructural (CSI, 2017). Según el manual del usuario de ETABS, para el análisis modal espectral, "la excentricidad accidental se considera en el caso espectral de carga sísmica, donde se agrega estáticamente a los resultados modales obtenidos para obtener los esfuerzos y desplazamientos máximos resultantes".

La versión del software estructural calcula la torsión de piso basándose en la diferencia de cortante de piso entre pisos adyacentes multiplicada por la excentricidad del diafragma en las direcciones X e Y, respectivamente. Este cálculo se realiza, modificando el valor de excentricidad en el espectro de respuesta utilizado para el análisis (Figura 49). Es decir, primero resuelve las respuestas obtenidas del análisis espectral (sin incluir la torsión accidental) y luego se adicionan estáticamente el efecto de torsión accidental.

### **Método 1, Amplificación de la Torsión Estática**

En el procedimiento se calcula un momento de torsión ( $M_z$ ) a partir de la fuerza sísmica lateral obtenida mediante el espectro, que se multiplica por la excentricidad del diafragma especificado. El momento de torsión se aplica a todos los pisos que tienen una asignación de diafragma (diafragma rígido o semi rígido). Dado que este enfoque es una aproximación estática, ASCE 7-10 requiere la amplificación de la torsión accidental de acuerdo con el apartado 12.8.4.3 con la introducción del término  $A_x$  que se presentó en la ecuación (3).

Se presenta el ingreso del espectro para el periodo de retorno de 975 años, considerando el 100% en el sentido de análisis y el 30% en el sentido opuesto. El método es una simplificación, ya que el desplazamiento del CM es una aproximación estática y, por tanto, no afecta a las características dinámicas de la estructura.

Se obtienen los valores de  $\eta$  y  $A_x$  de los resultados de derivas obtenidas de un análisis estático con el coeficiente de porcentaje de fuerza sísmica obtenido del espectro del estudio de peligro sísmico para el periodo de retorno de 975 años para las dos direcciones X, Y. Estos resultados se presentan en la Tabla 71, donde se presentan los casos más desfavorables que son considerar una excentricidad positiva. El ASCE/SEI 41-17 (2017) menciona que, si los valores de  $A_x$  o  $A_y$  son menores a 1, no deben ser tomados en cuenta.

**Figura 52**

*Ingreso de excentricidad en el espectro para el Periodo de retorno 975 años, sentido X.*

**General**

Load Case Name: ALD975 SX [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	Tr975	9.8067
Acceleration	U2	Tr975	2.942

[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...]

En la Tabla 71, se presentan los valores de  $A_x$  y  $A_y$  en donde se evidencia que los valores tienen un valor mayor a 1 desde el piso 9 para  $A_x$  y desde el piso 3 para  $A_y$ .

**Tabla 71**

*Valores de  $A_x$  obtenidos del ALE*

Piso	$\eta_x$ Exc (5%)	$\eta_y$ Exc (5%)	$A_x$	$A_y$	exc <sub>y</sub> (m)	exc <sub>x</sub> (m)
P16	1.07	1.03	0.80	0.74	1.05	1.20
P15	1.11	1.11	0.85	0.86	2.20	2.10
P14	1.12	1.13	0.86	0.89	2.20	2.10
P13	1.14	1.14	0.90	0.90	2.20	2.10
P12	1.16	1.15	0.93	0.92	2.20	2.10

	$\eta_x$	$\eta_y$	$A_x$	$A_y$	$excy$	$exc_x$
P11	1.17	1.15	0.96	0.92	2.20	2.10
P10	1.19	1.16	0.98	0.93	2.20	2.10
P9	1.20	1.16	1.01	0.94	2.21	2.10
P8	1.22	1.17	1.03	0.94	2.27	2.10
P7	1.23	1.17	1.05	0.95	2.32	2.10
P6	1.24	1.17	1.07	0.96	2.36	2.10
P5	1.26	1.18	1.10	0.97	2.42	2.10
P4	1.27	1.19	1.12	0.98	2.47	2.10
P3	1.29	1.20	1.15	1.00	2.54	2.10
P2	1.34	1.25	1.24	1.09	2.74	2.28
P1	1.38	1.29	1.33	1.16	2.93	2.43
PB	1.36	1.25	1.28	1.09	2.82	2.29
Valor máximo	1.38	1.29	1.33	1.16		

La forma de incluir esta amplificación  $A_x$  o  $A_y$ , consiste en calcular una nueva longitud de excentricidad que se calcula para cada piso con el ALE y será ingresada de forma manual en el ALD. La distancia de excentricidad para la cubierta no tiene modificaciones, sin embargo, la medida de 2.20 y 2.10 de excentricidad en x, y va incrementándose para los pisos más bajos. Las mayores excentricidades se encuentran en el piso 1 ya que obtiene valores de 2.93 m (6.70%) y 2.43 m (5.80%). Estos valores son introducidos en el software estructural, como se presenta en la Figura 53.

Se ha demostrado que las derivas no varían significativamente al utilizar el método 1, que incluye un factor de amplificación de la torsión accidental  $A_x$  en los pisos, ya que es muy similar al método tradicional que establece el 5% de excentricidad en todos los pisos (Figura 54). Esto se debe a los bajos valores de amplificación que solo se observan a partir del piso 9 para el sismo en el eje X y desde el piso 3 para el sismo en el eje Y, hacia abajo. Aunque estos valores son bajos, es importante realizar esta comprobación, ya que otros edificios pueden verse más afectados por la torsión.

**Figura 53**

*Ingreso de las dimensiones de excentricidad recalculadas con el factor Ax, Ay*

The image displays two screenshots of a software interface. The left screenshot shows the 'General' and 'Loads Applied' sections of a load case configuration window. The right screenshot shows two 'Eccentricities - Response Spectrum Analysis' dialog boxes, one for load case 'ALD975 SX (M1)' and one for 'ALD975 SY (M1)'. Both dialog boxes show a table of eccentricity values for various stories and diaphragms.

**General Section (Left Screenshot):**

- Load Case Name: ALD975 SX (M1)
- Load Case Type: Response Spectrum
- Mass Source: Previous (MsSrc1)
- Analysis Model: Default

**Loads Applied Table (Left Screenshot):**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Tr975	11.1306
Acceleration	U2	Tr975	3.3392

**Other Parameters (Left Screenshot):**

- Modal Load Case: Modal
- Modal Combination Method: CQC
- Directional Combination Type: SRSS
- Modal Damping: Constant at 0.05
- Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms; Overrides

**Eccentricities - Response Spectrum Analysis Dialog (Top Right):**

Default Eccentricity for Response Spectrum Analysis: Eccentricity Ratio (Applies to All Diaphragms Except those Overwritten Below): 0

Overwrites at Specific Diaphragms:

Story	Diaphragm	Eccentricity (m)
Story 18	D18	1.05
Story 17	D17	2.2
Story 16	D16	2.2
Story 15	D15	2.2
Story 14	D14	2.2
Story 13	D13	2.2
Story 12	D12	2.2
Story 11	D11	2.21

**Eccentricities - Response Spectrum Analysis Dialog (Bottom Right):**

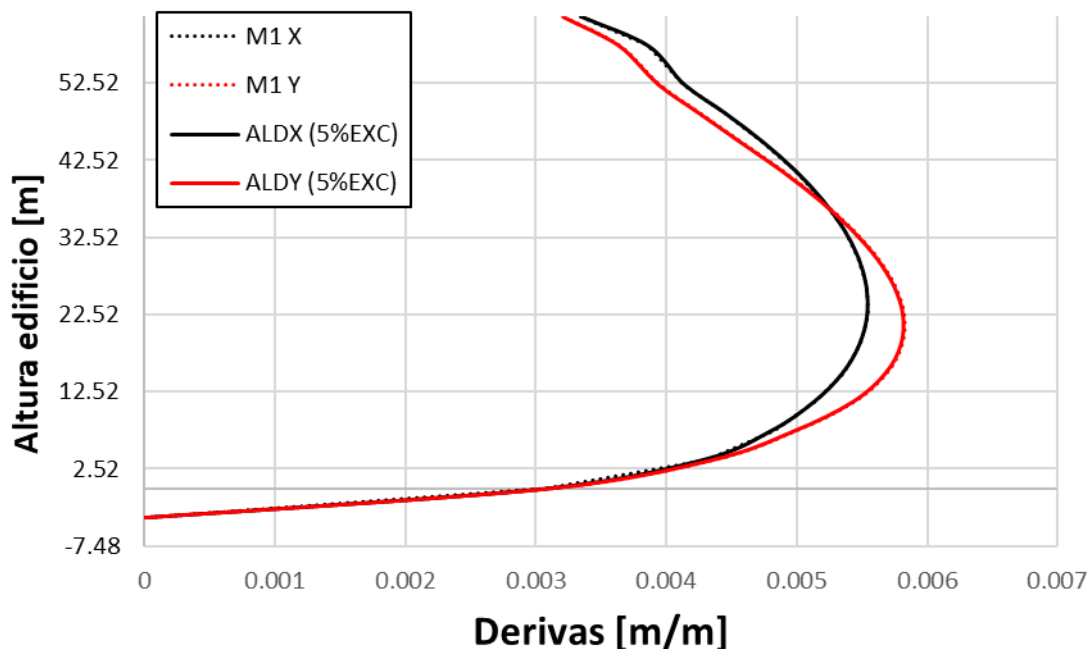
Default Eccentricity for Response Spectrum Analysis: Eccentricity Ratio (Applies to All Diaphragms Except those Overwritten Below): 0

Overwrites at Specific Diaphragms:

Story	Diaphragm	Eccentricity (m)
Story 18	D18	1.2
Story 17	D17	2.1
Story 16	D16	2.1
Story 15	D15	2.1
Story 14	D14	2.1
Story 13	D13	2.1
Story 12	D12	2.1
Story 11	D11	2.1

**Figura 54**

Comparación de derivas para el método 1 y el ALD con 5% de excentricidad.



### Método 2, Ajuste del Centro de Masa

El segundo enfoque utiliza el "Procedimiento dinámico modal espectral". Este procedimiento modifica las características dinámicas de la estructura para que se considere directamente la amplificación dinámica de la torsión accidental. Esta modificación puede realizarse desplazando la masa de cada planta la distancia requerida por el código o la especificación. El código de edificación suele tomar esta distancia como una fracción de la dimensión máxima del piso, normalmente el 5%, el centro de masas puede desplazarse en cualquier dirección y a lo largo de cualquier eje lateral (4 direcciones). Cada uno de estos cambios en la configuración estructural también cambia la matriz de rigidez global, los parámetros modales y las propiedades dinámicas de la estructura. Cuando se utiliza este



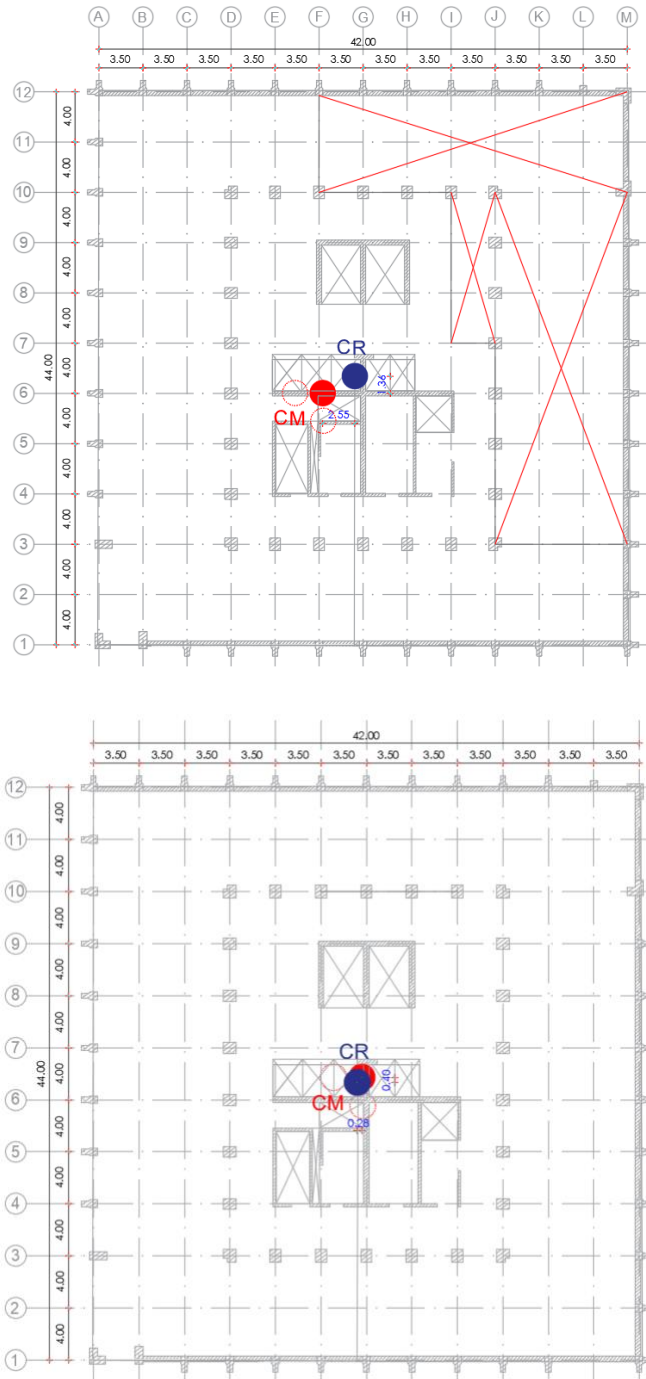
"Procedimiento Dinámico", no se requiere la amplificación de la torsión accidental de acuerdo con la sección 12.8.4.3 de ASCE 7-10 con el valor  $A_x$ .

Para este método, es necesario un esfuerzo computacional considerable para llegar a una solución envolvente para cuatro ejecuciones independientes de cada caso de excentricidad. Sin embargo, es suficiente realizar el método considerando el desplazamiento más desfavorable basándose en la ubicación del CM y CR. Se visualiza en la Figura 55 la planta baja donde el CM y CR están más alejados en la estructura. Para conseguir los efectos más desfavorables se desplaza el CM hacia la izquierda en X y hacia abajo en Y, es decir se utiliza los signos negativos (círculos rojos entre punteados en Figura 55) con la finalidad de aumentar la distancia entre CM y CR. La primera figura representa el movimiento del centro de masa para la planta 1 y la figura inferior para la planta 2.

El procedimiento consiste en definir dos fuentes de masa, denominadas  $Ms_{Src1-5X}$  y  $Ms_{Src1-5Y}$ , las cuales presentan valores modificados en comparación con la fuente de masa predeterminada  $Ms_{Src1}$ . Estas fuentes se emplean para desplazar el centro de masa en las direcciones negativas X e Y, respectivamente, lo que permite representar dos ajustes distintos de las masas laterales del diafragma.

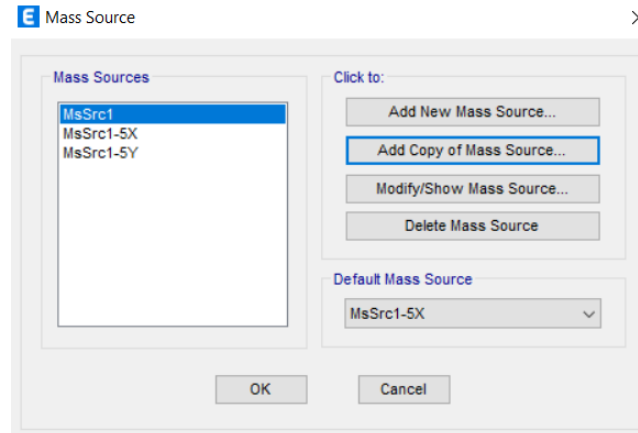
**Figura 55**

*Ingreso de excentricidad en el espectro para el Periodo de retorno 975 años para la planta 1 y planta 2*

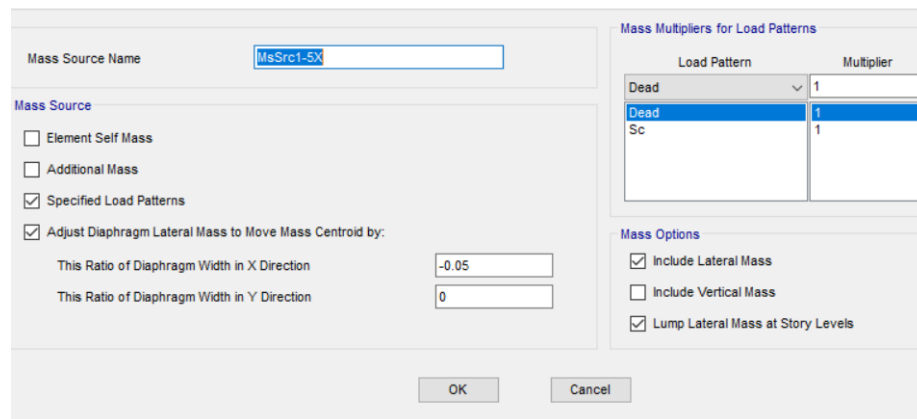


**Figura 56**

*Fuente de masa adicionales ingresadas para el analisis*

**Figura 57**

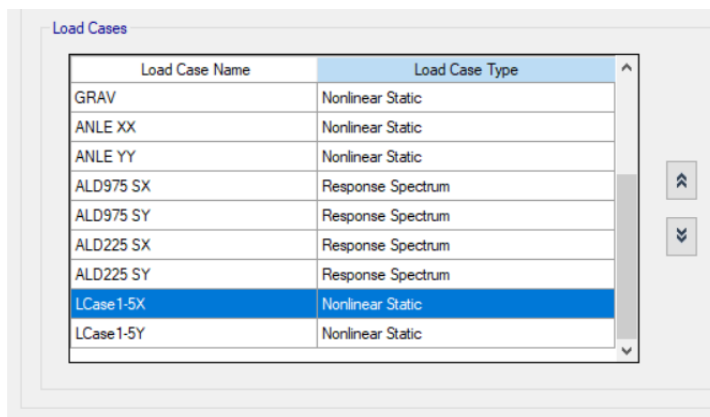
*Ingreso de excentricidad en el MsSrc1-5x*



Se define el caso de carga estática no lineal Lcase-5X, Lcase-5Y que incluyen cargas aplicadas que correspondan a las mismas utilizadas en la fuente de masa asignadas en el punto anterior (Figura 58 y 59).

## Figura 58

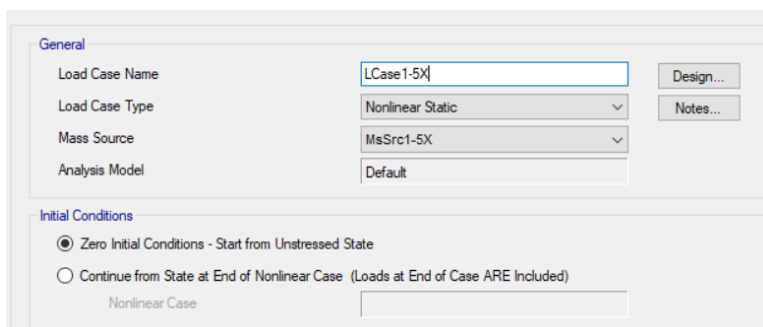
Casos de carga creadas Lcase-5X y Lcase-5Y



Load Case Name	Load Case Type
GRAV	Nonlinear Static
ANLE XX	Nonlinear Static
ANLE YY	Nonlinear Static
ALD975 SX	Response Spectrum
ALD975 SY	Response Spectrum
ALD225 SX	Response Spectrum
ALD225 SY	Response Spectrum
LCase1-5X	Nonlinear Static
LCase1-5Y	Nonlinear Static

## Figura 59

Casos de carga creadas Lcase-5X creado a partir de un caso estatico no lineal con base en la fuente de masa correspondiente



**General**

Load Case Name: LCase1-5X [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: MsSrc1-5X

Analysis Model: Default

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

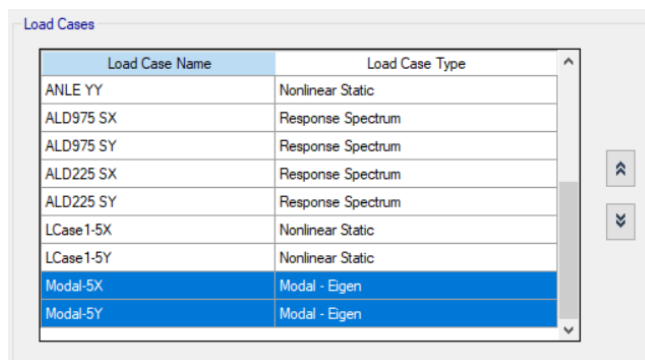
Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: [ ]

Se definen los casos modales, incluyendo un nuevo caso llamado ModalCase+5X, ModalCase-5X, ModalCase+5Y y ModalCase-5Y. Luego se selecciona la opción "caso no lineal" y se elige el caso de carga correspondiente tratado en el punto anterior (por ejemplo, Lcase+5X), como se muestra en las Figuras 60 y 61.

## Figura 60

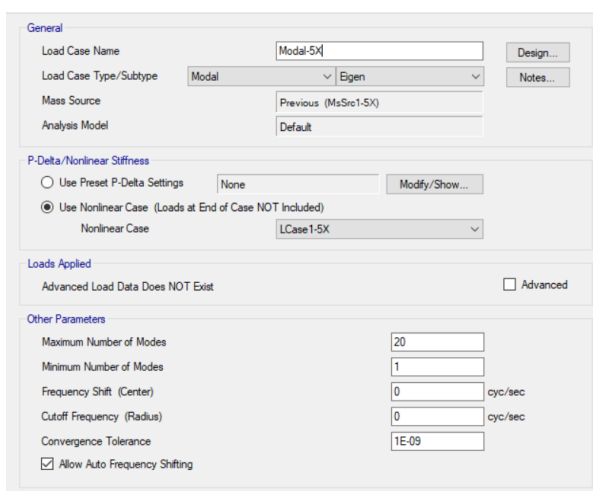
Casos de carga creadas para el análisis modal



Load Case Name	Load Case Type
ANLE YY	Nonlinear Static
ALD975 SX	Response Spectrum
ALD975 SY	Response Spectrum
ALD225 SX	Response Spectrum
ALD225 SY	Response Spectrum
LCase1-5X	Nonlinear Static
LCase1-5Y	Nonlinear Static
Modal-5X	Modal - Eigen
Modal-5Y	Modal - Eigen

## Figura 61

Casos de carga modal



General

Load Case Name: Modal-5X [Design...]

Load Case Type/Subtype: Modal - Eigen [Notes...]

Mass Source: Previous (MsSrc1-5X)

Analysis Model: Default

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings: None [Modify/Show...]

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case: LCase1-5X

Loads Applied

Advanced Load Data Does NOT Exist  Advanced

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 20

Minimum Number of Modes: 1

Frequency Shift (Center): 0 cyc/sec

Cutoff Frequency (Radius): 0 cyc/sec

Convergence Tolerance: 1E-09

Allow Auto Frequency Shifting

Finalmente, se define el caso del espectro utilizando el análisis modal correspondiente. Según lo mencionado en el ASCE/SEI 41-17 (2017), en este caso el análisis de torsión debe ser considerado en el peligro sísmico más desfavorable.

**Figura 62**

Casos de carga para el espectro de respuesta que considera la carga en x y una excentricidad de -5 % en Y.

**General**

Load Case Name: ALD975 SX-5Y Design...

Load Case Type: Response Spectrum Notes...

Mass Source: Previous (MsSrc1-5Y)

Analysis Model: Default

---

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Tr975	9.8067
Acceleration	U2	Tr975	2.942

+ Add - Delete  Advanced

---

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal-5Y

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:

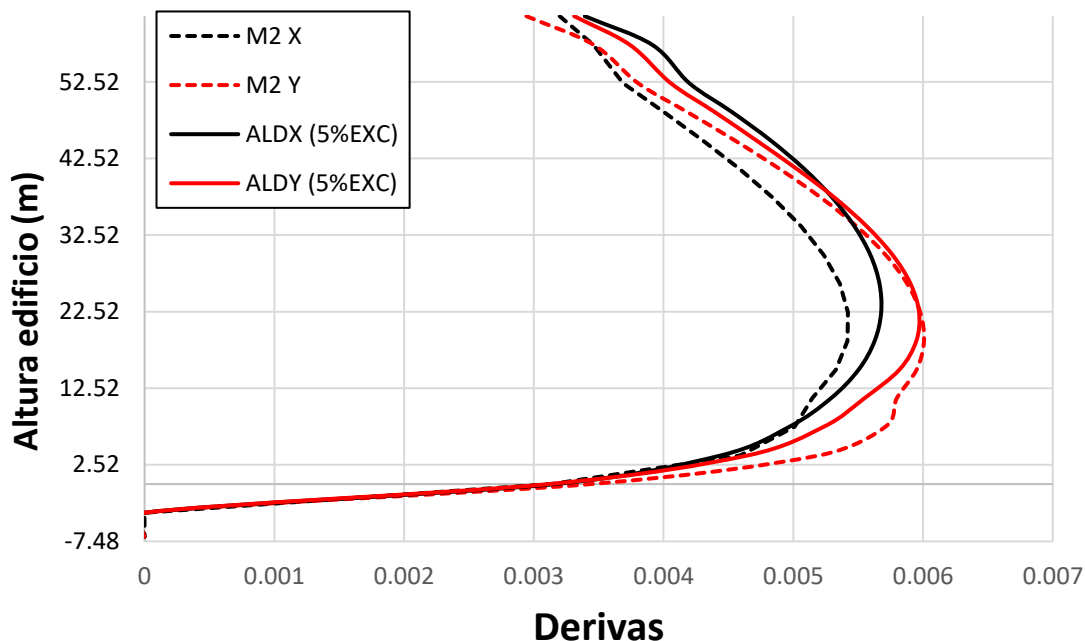
Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

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

Se observa que, a partir de los 15 metros en la dirección X y los 23 metros en la dirección Y, los desplazamientos obtenidos mediante el método 2 son menores en comparación con los obtenidos mediante el método 1. Sin embargo, para alturas inferiores a estos valores, los desplazamientos son mayores utilizando el método 2. Esto se debe a que los pisos inferiores, poseen problemas de concentración de masas debido a las aberturas que poseen, lo cual se ve afectado en el incremento de las derivas al utilizar los valores más desfavorables (Figura 63).

**Figura 63**

*Comparación de derivas para el método 2 y el ALD con 5% de excentricidad*



Se seleccionaron los 6 muros que se analizaron con el método de evaluación normal incluyendo el 5 de excentricidad, pertenecientes a tipo X4, X6, X10, Y1, Y2, Y5. Estos muros se presentan en la Figura 45.

El chequeo en muros se realiza utilizando el espectro del sismo con periodo de retorno de 975 años y consiste en analizar las acciones controladas por deformación momento, (Tabla 72) y corte (Tabla 73). El chequeo de forma manual se realiza para todos los pisos de la estructura donde los esfuerzos para evidenciar los efectos torsionales. Para el análisis, se reduce el valor de la demanda (espectro  $T_r = 975$  años) dividido para  $m$  que representa la ductilidad, es decir las sollicitaciones de carga  $P_{UD}/m$  y el momento  $M_{UD}/m$  tomado del modelo estructural, es el valor reducido, el radio de capacidad resulta de la división de la demanda sobre la capacidad del diagrama de interacción obtenido del software considerando resistencias esperadas.

**Tabla 72**

*Resumen de Radios de capacidad RC a flexión en muros para el método 2*

Piso	#	Tipo	e (cm)	Lw (cm)	PUD/m (T)	MUD/m (T .m)	RC	Condición
PB	1	X4	40	740	2059.36	8766.17	1.08	NO
	2	X6	40	700	4125.11	7187.83	0.77	OK
	3	X10	25	350	970.12	1220.09	0.73	OK
	4	Y1	40	470	2055.30	2008.87	0.49	OK
	5	Y2	25	550	2510.97	4706.78	1.13	NO
	6	Y5	40	1070	1891.50	21844.00	1.63	NO

**Tabla 73**

*Resumen de Radios de capacidad RC a corte en muros para el método 2*

Piso	#	Tipo	E (cm)	Lw (cm)	V UD/m (T)	V CE (T)	RC	Condición
PB	1	X4	40	740	1725.46	863.08	2.00	NO
	2	X6	40	700	1850.70	816.43	2.27	NO
	3	X10	25	350	493.59	255.13	1.93	NO
	4	Y1	40	470	434.44	548.17	0.79	OK
	5	Y2	25	550	864.67	400.92	2.16	NO
	6	Y5	40	1070	2545.00	1247.97	2.04	NO

### Comparación de Resultados

Se presenta en la Figura 64, la comparación de derivas obtenidas utilizando los 3 métodos. Se evidencia que el considerar el amplificador Ax en el método 1, para el edificio en estudio en general no causa implicaciones más críticas a la estructura analizada.

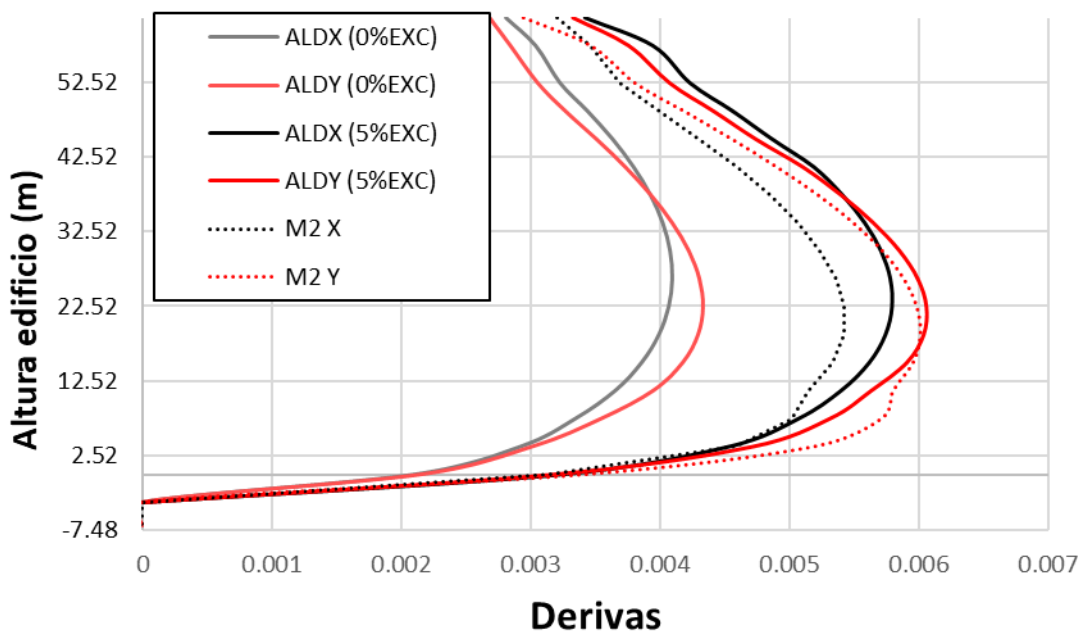
Se observa que, a partir de los 15 metros en la dirección X y los 23 metros en la dirección Y, los desplazamientos obtenidos mediante el método 2 son menores en comparación con los obtenidos mediante el método automático. Sin embargo, para alturas inferiores a estos valores, los desplazamientos son mayores utilizando el método 2.



Adicionalmente, se coloca los valores de derivas obtenidas sin incluir el valor de excentricidad, donde se evidencia que el evaluador estaría subestimando las respuestas de la estructura.

**Figura 64**

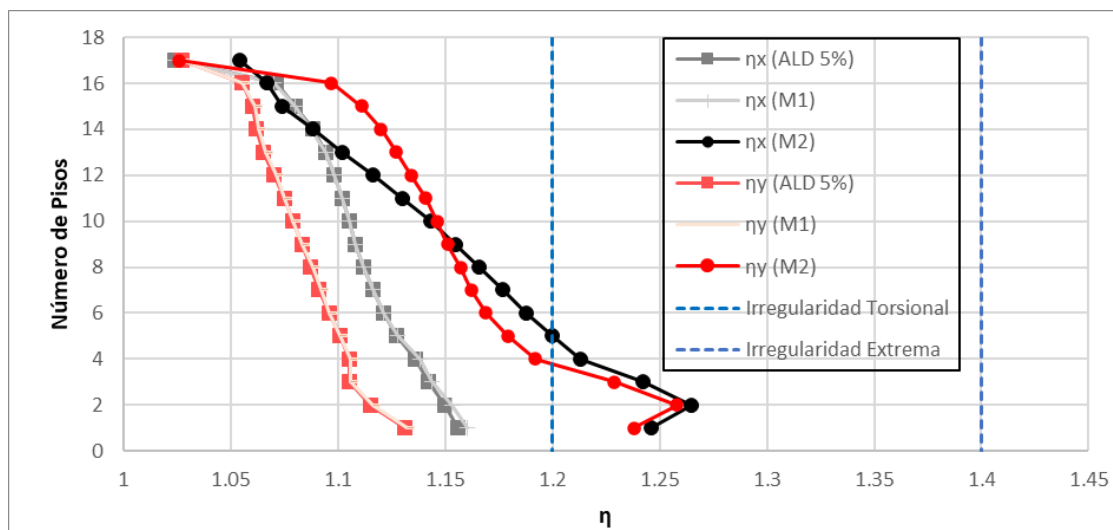
*Comparación de derivas para el ALD con 0% , el ALD con 5% de excentricidad, y el Método 2.*



En la Figura 65 se presentan los valores de  $\eta$ , para los diferentes modelos de tipo de análisis dinámico, en general en el método 2 se evidencia que la relación entre desplazamiento máximo y desplazamiento promedio es superior. Estos valores exceden el límite de 1.2 impuesto por el ASCE/SEI 7-16 que se denomina irregularidad torsional (1a) según la Tabla 12-3-1, se evidencia que la estructura está lejos del límite de irregularidad extrema (1b). La relación de desplazamiento máximo con respecto a su promedio ( $\eta$ ) alcanza valores iguales a 1.26 y 1.27.

**Figura 65**

*Comparación de los valores  $\eta$  para los diferentes modelos dinámicos lineales.*



Además, se visualiza que la estructura en su mezanine posee irregularidad tipo 2 de acuerdo con el ASCE/SEI 7-16, denominada como la irregularidad de entrantes en esquina, y es aquella que se define cuando existe entrantes mayores al 15% de la dimensión plana de la estructura en la dirección correspondiente. En este caso los valores alcanzan el 25% para la relación  $X_p/X=25\%$  y  $Y_p/Y=18\%$ . Donde  $X_p$  y  $Y_p$  son las proyecciones de esquinas entrante y  $X$ ,  $Y$  son las dimensiones de la planta. Lo que explica el incremento de torsión en esta planta, y su efecto en la torsión de la estructura.

Se compara los resultados de radio de demanda sobre capacidad de los muros a flexión (Tabla 74) y corte (Tabla 75).

Como conclusión de los análisis de sensibilidad realizados, en general se evidencia que el chequeo utilizando el método 1 que utiliza el amplificador de torsión es similar al utilizar el método tradicional que considera el 5% de excentricidad, los datos obtenidos presentan que los

radios de demanda capacidad obtenido por el método 1 al incluir Ax no difiere en gran medida para todos los muros (< 2%) al compararlo con el método automático.

Se evidencia también que el método 2 que ajusta el centro de masa a un punto más desfavorable y modifica las propiedades dinámicas del sistema, puede generar mayores diferencias tanto positivas como negativas con respecto al método tradicional (+2% <X< 38%); lo que puede generar que algunos muros se sobreestimen o se subestimen. Ante estas divergencias, es importante entender que el método tradicional en general obtiene valores adecuados, en comparación a los dos métodos analizados. Sin embargo, es importante realizar esta comprobación en edificios que presentan una torsión extrema.

**Tabla 74**

*Resumen de Radios de capacidad RC a flexión en muros para planta baja para diferentes métodos*

Piso	#	Tipo	M ALD RC	M1 RC	M2 RC
	1	X4	1.06	1.07	<b>1.08</b>
	2	X6	<b>0.99</b>	0.99	0.77
PB	3	X10	1.09	<b>1.10</b>	0.73
	4	Y1	<b>0.57</b>	0.57	0.49
	5	Y2	<b>1.44</b>	1.44	1.13
	6	Y5	<b>2.62</b>	2.62	1.63

**Tabla 75**

*Resumen de Radios de capacidad RC a corte en muros para planta baja para diferentes métodos*

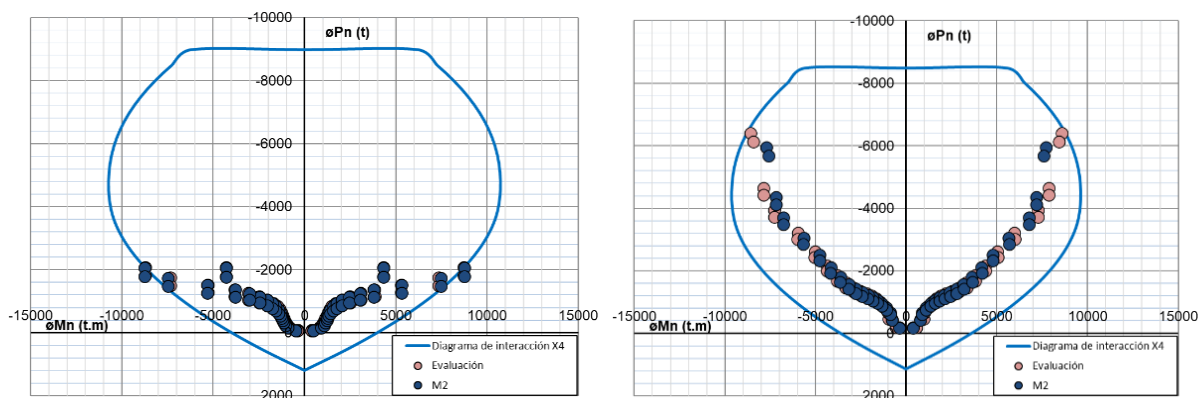
Piso	#	Tipo	M ALD RC	M1 RC	M2 RC
	1	X4	1.67	1.67	<b>2.00</b>
PB	2	X6	<b>2.38</b>	2.38	2.27
	3	X10	2.77	<b>2.77</b>	1.93

4	Y1	<b>1.08</b>	1.08	0.79
5	Y2	<b>2.82</b>	2.82	2.16
6	Y5	<b>2.23</b>	2.23	2.04

Se presenta en la Figura 66 el análisis de flexo compresión en el muro X4 y X6, donde se compara las solicitaciones con método 2 y el método tradicional, para el muro X4 las solicitaciones no varían, para el muro X6 se evidencia una reducción de las demandas al utilizar el método 2.

**Figura 66**

*Relación demanda/capacidad D/C para muro X4, X6*



Existen varios estudios que comparan ambos métodos para la inclusión de la excentricidad en el análisis modal. Un estudio realizado por Lam & Wilson (1993) comparó los resultados obtenidos con ambos métodos en modelos de edificios de varios pisos. Los resultados mostraron que ambos métodos produjeron resultados similares para los períodos de vibración y los modos de vibración, pero la amplificación con Ax produjo mayores momentos de torsión que el ajuste al centro de masas.

Otro estudio realizado por Vian y Chopra (1994) comparó los resultados obtenidos con ambos métodos en modelos de edificios de acero. Los resultados mostraron que la amplificación con Ax produjo mayores momentos de torsión que el ajuste al centro de masas,

pero la diferencia fue menor en edificios con alturas menores a 20 pisos (caso se que comprueba en este edificio).

En general, ambos métodos son aceptables para la inclusión de la excentricidad en el análisis modal, pero se recomienda realizar un análisis comparativo para determinar cuál método es más adecuado para un caso específico.

Se denota que la capacidad de los muros a flexión y corte es insuficiente para soportar el sismo con periodo de retorno de 975 años sin sobrepasar el estado de seguridad limitada, esto se debe principalmente a que los muros no poseen elementos de borde que generen ductilidad en los muros, el ASCE/SEI 41-17 restringe el valor de  $m$  o de ductilidad para este tipo de muros a un valor de 1.67 para el estado de seguridad limitada. Este valor obliga a rehabilitar cualquier edificio que posea muros no confinados en el caso de realizar un análisis lineal. Sin embargo, en el presente estudio, se hace un análisis más profundo utilizando herramientas de análisis no lineal que es una alternativa menos conservadora y contiene más información, como se presenta en la siguiente sección.

### ***Evaluación Nivel 3***

La evaluación 3 es una evaluación detallada de la edificación, en este caso de estudio se requiere este tipo de evaluación ya que superan el número de piso permitido para realizar evaluaciones de nivel 1 y 2. La Tabla 3-4 del ASCE/SEI 41-17 menciona que, para zonas de alta sismicidad, las tipologías denominadas como C2, con número de pisos mayores a 8, necesita una evaluación de nivel 3. El objetivo del análisis es realizar un ANLD, el estudio considera iniciar la evaluación con un análisis ANLE preliminar para entender el comportamiento de la estructura.

#### **ANLE.**

El análisis no lineal estático tiene como objetivo encontrar la curva de capacidad que es la relación entre la carga lateral de la estructura y el desplazamiento lateral. El patrón de cargas

debe representar las fuerzas sísmicas que se incrementan hasta alcanzar la última capacidad o colapso.

El modelo de ANLE no es recomendado para estructuras con irregularidad, pero es importante no descartar su análisis entendiendo las limitaciones del modelo, para poder definir los lugares donde se enfocará el análisis en el método ANLD y puede ser utilizado para identificar si los elementos no estructurales intervienen con una participación mayor al 10% en las fuerzas horizontales de la estructura, así como efectos de la interacción suelo estructura.

Se inicia definiendo la carga de gravedad y la selección de la carga lateral que realiza el análisis, entre ellas existe la opción de carga uniforme, triángulo invertido, basada en la forma modal del primer modo, o la combinación de algunas formas modales. En este caso se utilizan dos distribuciones de fuerzas, estas son basadas en la forma modal y masas.

Esta forma modal está basada en la ecuación (41):

$$f_i = m_i \phi_i \quad (41)$$

Donde:

- $f_i$ : fuerza lateral del piso i;
- $m_i$ : es la masa del piso i;
- $\phi_i$ : forma modal del primer modo.

El procedimiento, incrementa gradualmente la carga para obtener la curva de capacidad, luego se determina el punto de desempeño, el cual corresponde al punto en la curva de capacidad inelástico probable del nodo de control hasta donde el edificio se moverá en un futuro sismo. El desplazamiento correspondiente se describe como  $X_{in}^r$ .

El modelo es representado por un modelo basado en fibras. El camino de la no linealidad se define desde el material. El ACI 318-19 (2019) menciona en el literal RA.8.4 que en los modelos de fibras se encuentran incorporados los efectos de agrietamiento y fluencia, por lo tanto, los efectos de agrietamiento considerados en la evaluación de nivel 2, no deberían

ser tomadas en cuenta para esta nueva evaluación de nivel 3, porque se estaría considerando doble pérdida de rigidez en los elementos resistentes de la estructura.

Los modelos de plasticidad distribuida pueden capturar de forma más precisa el comportamiento de inicio del agrietamiento del concreto y la fluencia del acero, pero hay que tener presente también sus limitaciones; no se captura la degradación de resistencia tales como el pandeo de varillas de acero de refuerzo, efectos de adherencia y fallas de corte, ésta última será incorporada analizando la demanda máxima de corte en relación con la capacidad.

### **Materiales y Modelos Constitutivos:**

**Acero de Refuerzo.** Los valores esperados de resistencia de fluencia y rotura se modifican por un factor de 1.25 especificado en el ASCE/SEI 41-17. El modelo utilizado se compone en tres comportamientos: rango elástico, rango perfectamente plástico y rango de endurecimiento por deformación (Figura 67). Las ecuaciones que describen el comportamiento principal se detallan a continuación:

Para  $\varepsilon \leq \varepsilon_y$  (región elástica)

$$f = E\varepsilon \quad (42)$$

Para  $\varepsilon_y \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{sh}$  (región perfectamente plástica)

$$f = f_y \quad (43)$$

Para  $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_u$  (región de endurecimiento por deformación)

Para curvas paramétricas de Park

$$f = f_y \left( \frac{m(\varepsilon - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right) \quad (44)$$

Donde,

$$r = \varepsilon_u - \varepsilon_{sh} \quad (45)$$

$$m = \frac{(f_u/f_y)(30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad (46)$$

Donde:

$\varepsilon$ : deformación unitaria del acero de refuerzo

$f$ : esfuerzo del acero de refuerzo

$E$ : módulo de elasticidad

$f_y$ : esfuerzo de fluencia de acero de refuerzo

$f_u$ : esfuerzo de acero máximo

$\varepsilon_{sh}$ : deformación unitaria en el inicio del endurecimiento por deformación

$\varepsilon_u$ : deformación correspondiente al esfuerzo máximo del acero

$\varepsilon_{sh}$ : deformación unitaria a la ruptura del acero

El software calcula automáticamente los valores de  $\varepsilon_u$  y  $\varepsilon_{sh}$  de acuerdo con el área de la varilla de refuerzo. Por ejemplo, para las varillas utilizadas en el estudio se usan valores de  $\varepsilon_u$  igual a 0.090 (varillas menores a 32mm) y  $\varepsilon_{sh}$  igual a 0.015 (varillas menores a 25 mm) (CSI, 2008).

En el presente análisis se utiliza el modelo de Park ya que usa una curva empírica para la región de endurecimiento por deformación. Una de las mejores reglas de histéresis es el modelo de Takeda, ya que reduce la rigidez como función de la ductilidad. El modelo incluye: cambios de rigidez a la flexión debido a agrietamiento, reglas para ciclos de histéresis internos dentro de un bucle exterior, y degradación de rigidez con la deformación en la descarga, por estas razones se escogió este tipo de histéresis.

Los valores donde se define los criterios de aceptación son: 0.0021 para inicio de fluencia IO, 0.03 para seguridad de vida, 0.06 para prevención de colapso. Estos valores sirven para orientar las gráficas como apoyo, ya que los desempeños se definen mediante las rotaciones límites del ASCE /SEI 41-17 de acuerdo con el elemento en análisis.



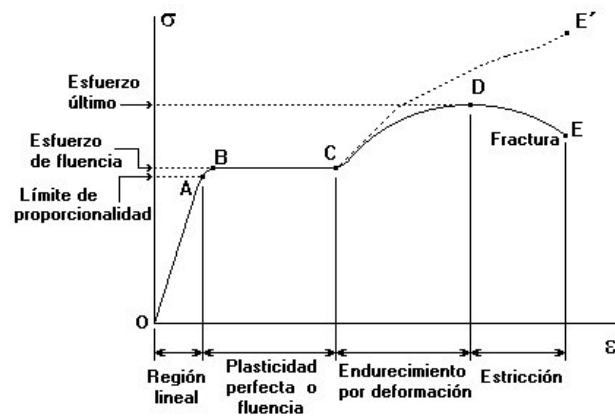
Es importante tener en cuenta los valores que definen el estado de daño del acero de refuerzo (SeismoStruct, 2018):

Fluencia del acero: 0.0025

Fractura del acero: 0.0600

### Figura 67

*Definición del material Acero.*



*Nota.* Tomado de Ensayo de tracción de probetas metálicas. (Monterrosa et al., 2019)

En la Figura 68 y 69 se caracteriza al material de acero de refuerzo.

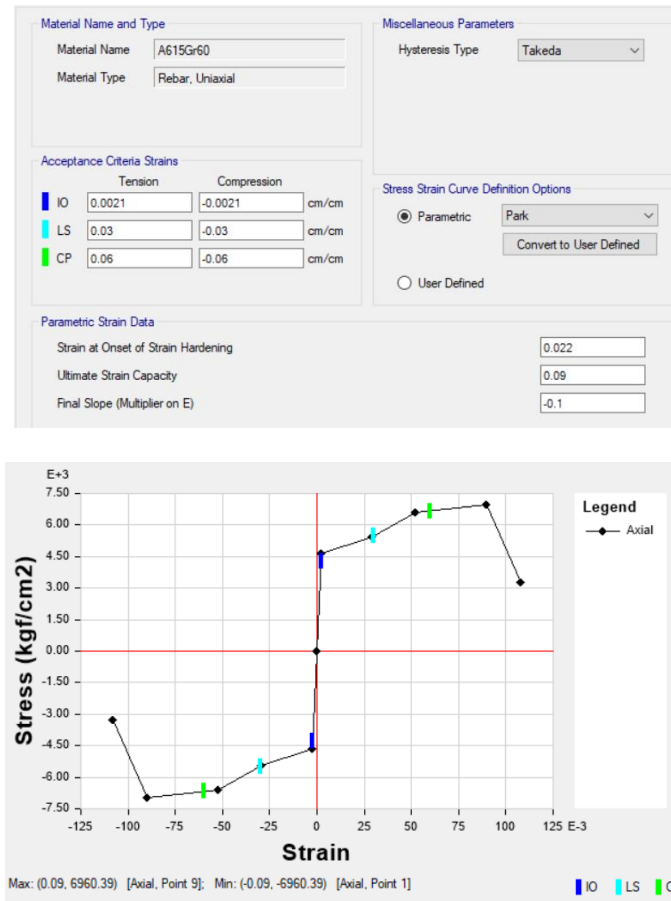
### Figura 68

*Resistencias esperadas para el acero*

Material Name and Type	
Material Name	A615Gr60
Material Type	Rebar, Uniaxial
Grade	Grade 60
Design Properties for Rebar Materials	
Minimum Yield Strength, $F_y$	4218.42 kgf/cm <sup>2</sup>
Minimum Tensile Strength, $F_u$	6327.63 kgf/cm <sup>2</sup>
Expected Yield Strength, $F_{ye}$	4640.26 kgf/cm <sup>2</sup>
Expected Tensile Strength, $F_{ue}$	6960.39 kgf/cm <sup>2</sup>

**Figura 69**

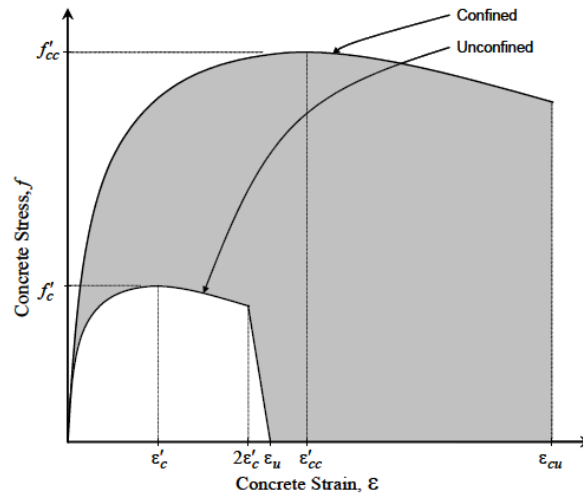
*Comportamiento no lineal del acero, definición del material y curva*



**Hormigón Armado.** Se define la curva de hormigón armado de acuerdo con Mander (Mander J et al., 1989). Este modelo es ampliamente usado para concreto confinado con estribos, camisas de acero o fibras de carbono. El modelo está definido por hormigón confinado, y hormigón no confinado. El hormigón confinado se calcula en función del refuerzo transversal. Las secciones se definen en la opción “Section Designer” para que el programa calcule las características del hormigón confinado, los elementos que pueden ser usados para el cálculo son elementos formados por rectángulos, círculos o polígonos.

**Figura 70**

Comportamiento del hormigón confinado y no confinado



Nota. Tomado de Theoretical stress strain model for Confined Concrete. J. Struct. Eng., 114(8), 1804–1826. (J. Mander M Priestley, 1989)

Hormigón no confinado:

Las ecuaciones principales se definen a continuación:

Para  $\varepsilon \leq 2\varepsilon'_c$  Porción curva.

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (47)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (48)$$

Para  $2\varepsilon'_c \leq \varepsilon \leq 2\varepsilon_u$  (porción lineal)

$$f_c = \left( \frac{2f'_c r}{r - 1 + 2r} \right) \left( \frac{\varepsilon_u - \varepsilon}{\varepsilon_u - 2\varepsilon'_c} \right) \quad (49)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (50)$$

Hormigón confinado:

El comportamiento de hormigón confinado está dominado por las siguientes ecuaciones:

$$f = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x r} \quad (51)$$

Donde:

$$\varepsilon'_{cc} = \left\{ 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) + 1 \right\} \varepsilon'_c \quad (52)$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon'_{cc}} \quad (53)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon'_{cc}} \quad (54)$$

$$r = \frac{E}{(E - E_{sec})} \quad (55)$$

$$\varepsilon_{co} = 0.002$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{cc}} \text{ (MPa)} \quad (56)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (57)$$

Donde:

$\varepsilon$ : deformación del hormigón

$f$ : esfuerzo del hormigón

$E$ : módulo de elasticidad (módulo tangente)

$E_{sec}$ : módulo de elasticidad secante

$f'_c$ : fuerza compresiva de hormigón no confinado

$f'_{cc}$ : fuerza compresiva de hormigón confinado, este ítem depende del confinamiento

del acero provisto en la sección.

$\varepsilon'_c$ : deformación del hormigón a  $f'_c$

$\varepsilon_u$ : última capacidad de deformación para hormigón no confinado y

resquebrajamiento para el hormigón confinado

$\varepsilon'_{cc}$ : deformación del hormigón a  $f'_{cc}$

El software estructural calcula el valor de confinamiento mediante el cálculo de  $E_{cu}$  por prueba y error se obtiene igualando la energía entre el hormigón confinado y no confinado, mediante la ecuación (58):

$$A_1 = \rho_s a_2 \quad (58)$$

$A_1$  es el área sombreada entre las curvas confinada y no confinada de Mander y  $A_2$  es el área bajo la curva esfuerzo-deformación del acero de confinamiento (Figura 70). Supongamos también que  $\rho$  es la relación volumétrica entre el acero de confinamiento y el núcleo de hormigón. Entonces, igualando las energías bajo las curvas de tensión-deformación del hormigón y del acero de confinamiento se obtuvo esta ecuación.

Los valores donde se definen los criterios de aceptación son: 0.001 para inicio de fluencia para Ocupación Inmediata OI, 0.002 para Seguridad de vida SV, 0.004 para Prevención de Colapso PC. Estos valores sirven para orientar las gráficas como apoyo, ya que los desempeños se definen mediante las rotaciones del ASCE 41-17. Es importante tener en cuenta los valores que definen los daños del hormigón (SeismoStruct, 2018):

Fisura en elementos estructurales: 0.0001,

Resquebrajamiento del confinamiento; 0.002

Aplastamiento del núcleo: 0.006

En las Figuras 71 y 72 se caracteriza al hormigón armado, y se visualiza la diferencia del hormigón confinado y no confinado para la columna tipo C8.

**Figura 71**

*Resistencias esperadas para el hormigón armado*

**Material Name and Type**

Material Name:

Material Type:

Grade:

---

**Design Properties for Concrete Materials**

Specified Concrete Compressive Strength,  $f_c$ :  tonf/m<sup>2</sup>

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

**Figura 72**

*Definición de hormigón confinado y no confinado (arriba) y curva de comportamiento (abajo)*

**Material Name and Type**

Material Name:

Material Type:

---

**Miscellaneous Parameters**

Hysteresis Type:

Drucker-Prager Parameters

Friction Angle:  deg

Dilatational Angle:  deg

---

**Acceptance Criteria Strains**

	Tension	Compression	
IO	<input type="text" value="0.01"/>	<input type="text" value="-0.001"/>	m/m
LS	<input type="text" value="0.02"/>	<input type="text" value="-0.002"/>	m/m
CP	<input type="text" value="0.05"/>	<input type="text" value="-0.004"/>	m/m

Ignore Tension Acceptance Criteria

---

**Stress Strain Curve Definition Options**

Parametric

User Defined

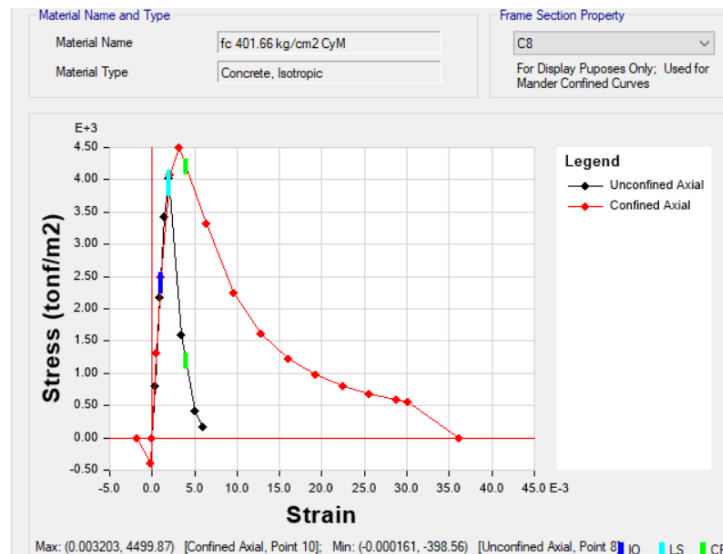
---

**Parametric Strain Data**

Strain at Unconfined Compressive Strength,  $f_c$ :

Ultimate Unconfined Strain Capacity:

Final Compression Slope (Multiplier on E):



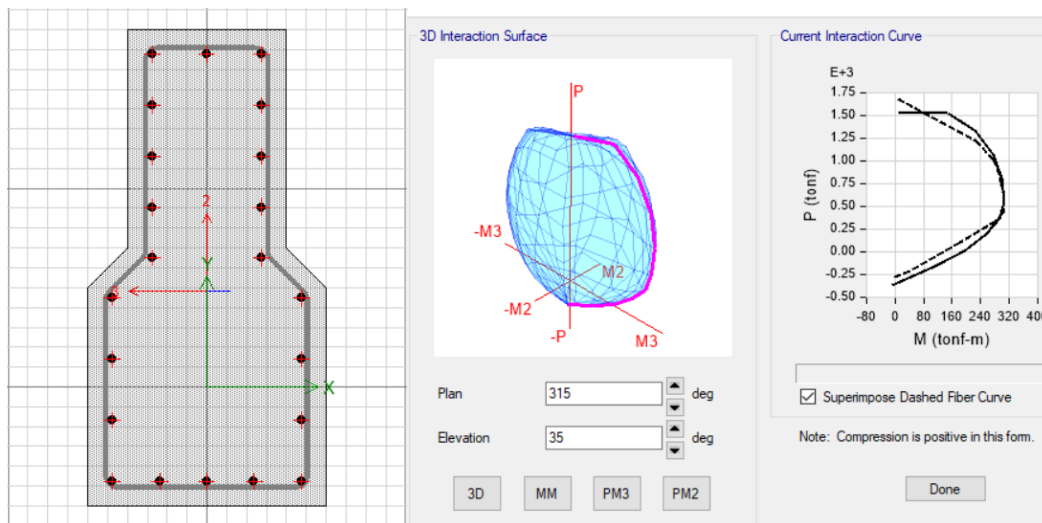
## Definición de la Armadura de Elementos Estructurales:

Definición de columnas: Para que el software considere el confinamiento de los elementos estructurales es importante definir las secciones por medio de la herramienta "Section Designer", se realizó el armado de columnas para que la cuantía supere el 1% que se presenta en el levantamiento de información, el acero transversal está compuesto por 1  $\phi$ 12 mm @15 cm en el centro de la columna y 30 cm en los extremos de las columnas.

En las Figuras 73 a 81 se definen el armado longitudinal y el refuerzo transversal de las columnas, en la derecha se presenta el diagrama de interacción de cada columna.

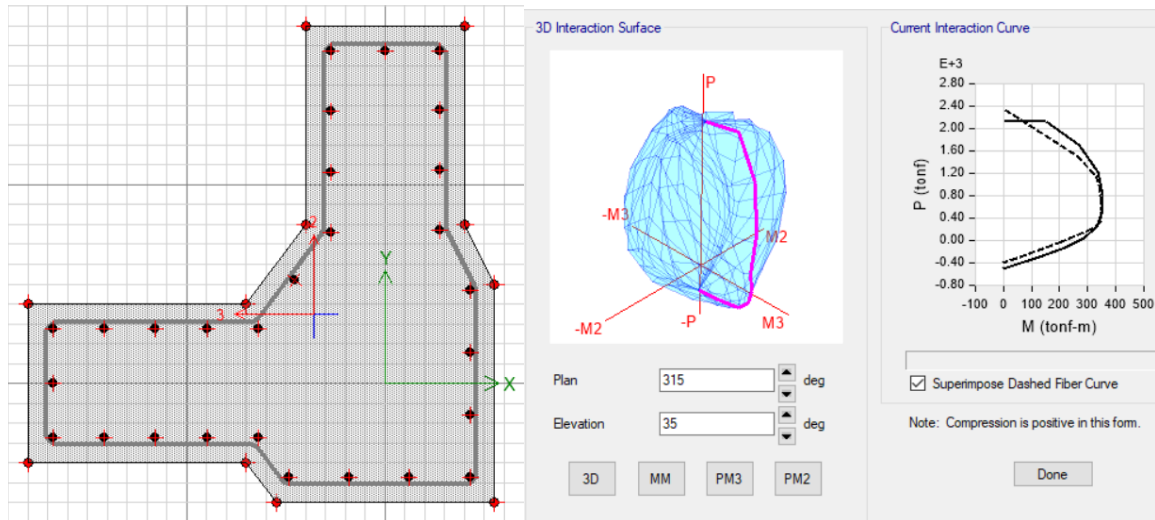
### Figura 73

Columna tipo 1, acero longitudinal 20  $\phi$ 20mm ( $\rho=1.05\%$ ), acero transversal 1  $\phi$ 12mm@15cm (centro) y 30cm (extremo)



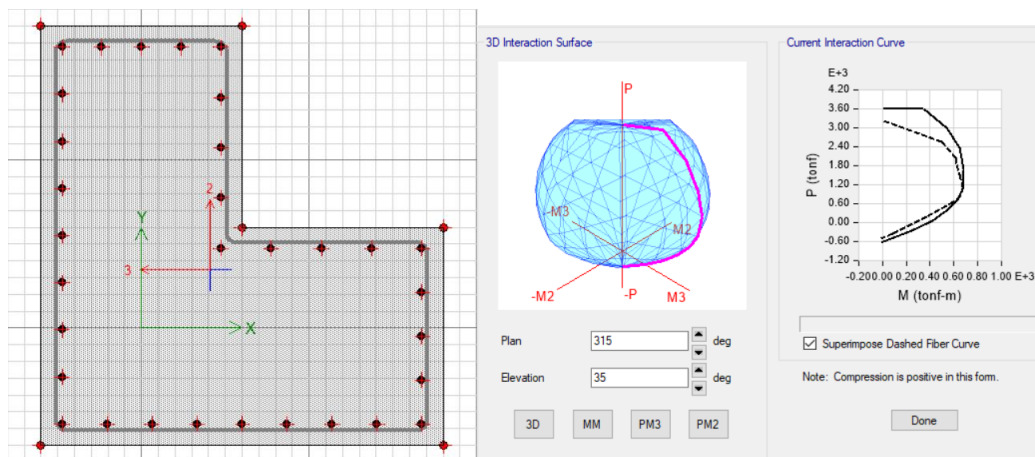
**Figura 74**

Columna tipo 2, acero longitudinal 28  $\phi 20\text{mm}$  ( $\rho=1.05\%$ ), acero transversal 1  $\phi 12\text{mm}@15\text{cm}$  (centro) y 30cm (extremo)



**Figura 75**

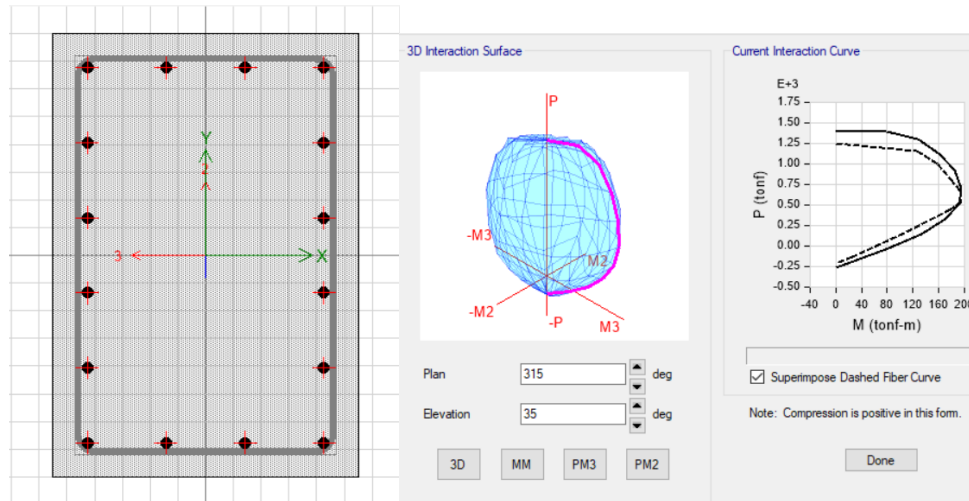
Columna tipo 3, acero longitudinal 30  $\phi 20\text{mm}$  ( $\rho=1.06\%$ ), acero transversal 1  $\phi 12\text{mm}@15\text{cm}$  (centro) y 30cm (extremo)



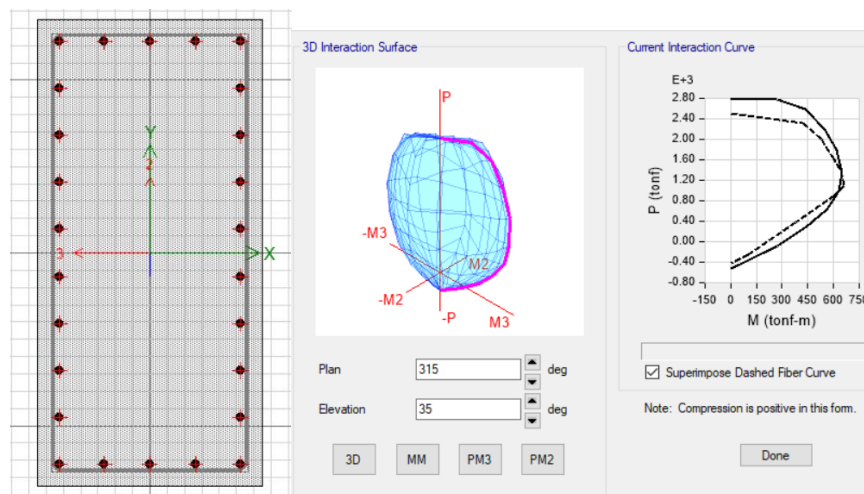


**Figura 76**

Columna tipo 4, acero longitudinal 16  $\phi 20\text{mm}$  ( $\rho=1.14\%$ ), acero transversal 1  $\phi 12\text{mm}@15\text{cm}$  (centro) y 30cm (extremo)

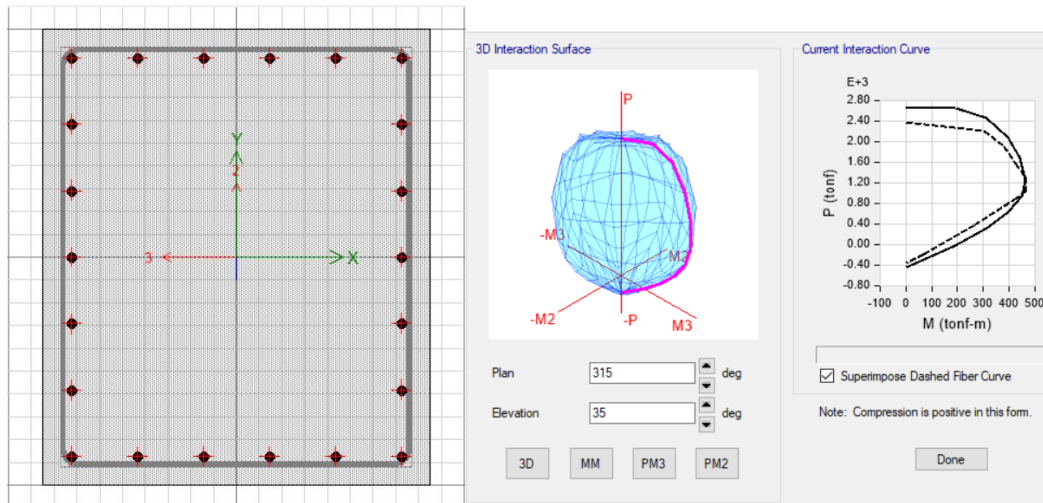
**Figura 77**

Columna tipo 5, acero longitudinal 26  $\phi 22\text{mm}$  ( $\rho=1.13\%$ ), acero transversal 1  $\phi 12\text{mm}@15\text{cm}$  (centro) y 30cm (extremo)



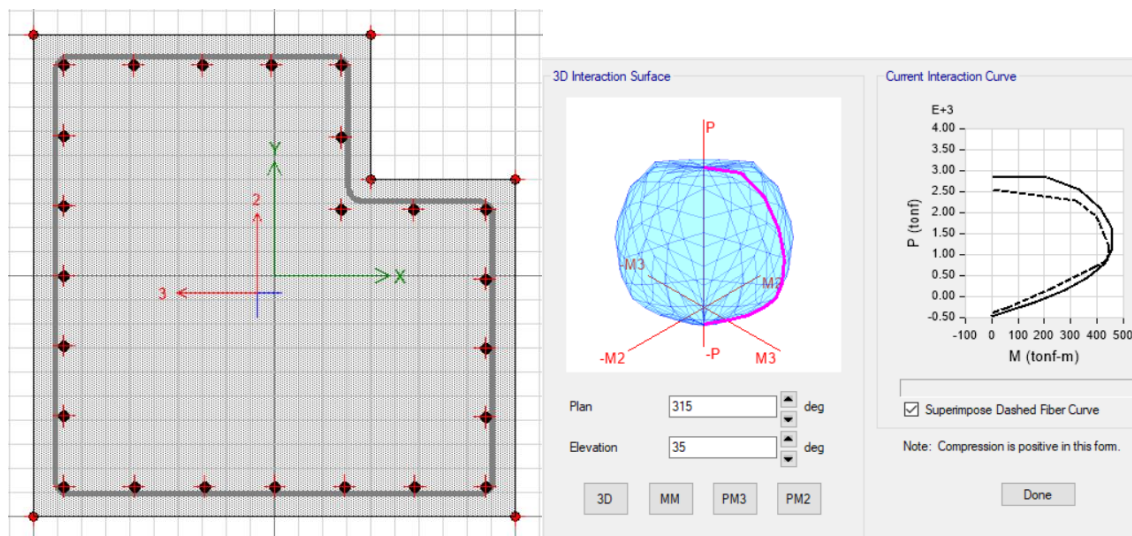
**Figura 78**

Columna tipo 6, acero longitudinal 22  $\phi$ 22mm ( $\rho=0.98\%$ ), acero transversal 1  $\phi$ 12mm@15cm (centro) y 30cm (extremo)



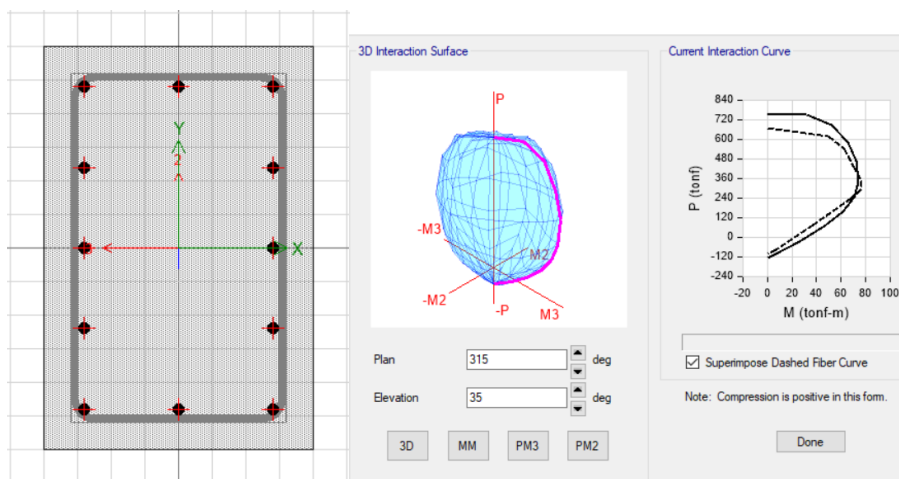
**Figura 79**

Columna tipo 7, acero longitudinal 22  $\phi$ 22mm ( $\rho=1.00\%$ ), acero transversal 1  $\phi$ 12mm@15cm (centro) y 30cm (extremo)

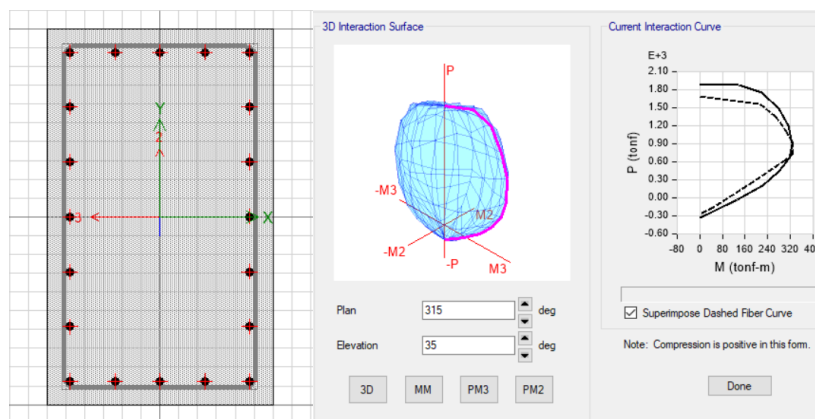


**Figura 80**

Columna tipo 8, acero longitudinal 12  $\phi 16\text{mm}$  ( $\rho=1.00\%$ ), acero transversal 1  $\phi 12\text{mm}$ @15cm (centro) y 30cm (extremo)

**Figura 81**

Columna tipo 9, acero longitudinal 12  $\phi 16\text{mm}$  ( $\rho=1.05\%$ ), acero transversal 1  $\phi 12\text{mm}$ @15cm (centro) y 30cm (extremo)



Factor de confinamiento de secciones de columnas: Se realiza el cálculo de forma manual de los factores de confinamiento correspondientes a las secciones de columna, los valores se resumen en la Tabla 76.

Tabla 76

Resumen de factores de confinamiento para las columnas

Tipo de columna	Factor de confinamiento f
Tipo 1	1.05
Tipo 2	1.04
Tipo 3	1.01
Tipo 4	1.05
Tipo 5	1.04
Tipo 6	1.03
Tipo 7	1.03
Tipo 8	1.08
Tipo 9	1.05

Definición de vigas: Para vigas se selecciona la cuantía de acero de refuerzo positivo y negativo, para las vigas se ha considerado el acero mínimo de acuerdo con el ACI 318 (2019), la asignación del área de refuerzo positivo y negativo utilizado en cada tipo de viga se presentan en las Figuras 82 hasta la 85.

Figura 82

Viga tipo 1, acero longitudinal ( $A_s=0.033 \cdot b_w \cdot d\%$ ), acero transversal 2  $\phi 10\text{mm}@15\text{cm}$

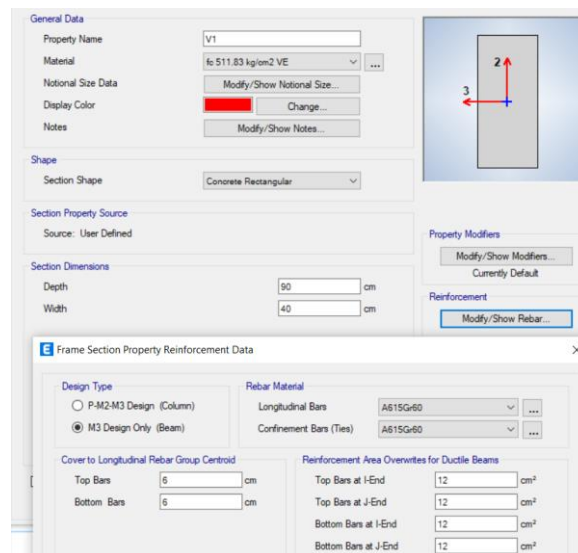


Figura 83

Viga tipo 2, acero longitudinal ( $A_s=0.033 \cdot b_w \cdot d\%$ ), acero transversal 2  $\phi 10\text{mm}@15\text{cm}$

The screenshot shows the 'Frame Section Property Reinforcement Data' dialog box for a beam (Viga tipo 2). The 'General Data' section includes Property Name 'V2', Material 'fc 511.83 kg/cm2 VE', and Section Shape 'Concrete Rectangular'. The 'Section Dimensions' section shows Depth '100 cm' and Width '40 cm'. The 'Reinforcement' section is expanded to show 'Design Type' with 'M3 Design Only (Beam)' selected, 'Rebar Material' as 'A615Gr60', and 'Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid' with 'Top Bars' and 'Bottom Bars' both set to '6 cm'. The 'Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams' section shows values of '13.2 cm²' for Top Bars at I-End, Top Bars at J-End, Bottom Bars at I-End, and Bottom Bars at J-End. A small diagram on the right shows a rectangular cross-section with axes 2 and 3.

Figura 84

Viga tipo 3, acero longitudinal ( $A_s=0.033 \cdot b_w \cdot d\%$ ), acero transversal 2  $\phi 10\text{mm}@15\text{cm}$

The screenshot shows the 'Frame Section Property Reinforcement Data' dialog box for a beam (Viga tipo 3). The 'General Data' section includes Property Name 'V3', Material 'fc 511.83 kg/cm2 VE', and Section Shape 'Concrete Rectangular'. The 'Section Dimensions' section shows Depth '65 cm' and Width '40 cm'. The 'Reinforcement' section is expanded to show 'Design Type' with 'M3 Design Only (Beam)' selected, 'Rebar Material' as 'A615Gr60', and 'Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid' with 'Top Bars' and 'Bottom Bars' both set to '6 cm'. The 'Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams' section shows values of '8.6 cm²' for Top Bars at I-End, Top Bars at J-End, Bottom Bars at I-End, and Bottom Bars at J-End. A small diagram on the right shows a rectangular cross-section with axes 2 and 3.

**Figura 85**

Viga tipo 4, acero longitudinal ( $A_s=0.033*b_w*d\%$ ), acero transversal 2  $\phi 10\text{mm}@15\text{cm}$

The image shows a software interface for defining a concrete beam section. The main window is titled 'Frame Section Property Reinforcement Data'. It has several sections:

- General Data:** Property Name: V4 P; Material: fc 511.83 kg/cm2 VE; Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...; Display Color: Yellow; Notes: Modify/Show Notes...
- Shape:** Section Shape: Concrete Rectangular
- Section Property Source:** Source: User Defined
- Section Dimensions:** Depth: 40 cm; Width: 40 cm
- Reinforcement (Dialog Box):**
  - Design Type:  M3 Design Only (Beam)
  - Rebar Material: Longitudinal Bars: A615Gr60; Confinement Bars (Ties): A615Gr60
  - Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid: Top Bars: 6 cm; Bottom Bars: 6 cm
  - Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams: Top Bars at I-End: 5.28 cm²; Top Bars at J-End: 5.28 cm²; Bottom Bars at I-End: 5.28 cm²; Bottom Bars at J-End: 5.28 cm²

Definición de muros: Para muros se selecciona la cuantía de armado vertical y la cuantía de armado horizontal que se obtiene del informe del levantamiento de información.

**Figura 86**

Muros, cuantía longitudinal ( $\rho=0.64\%$ ), acero transversal ( $\rho=0.28\%$ )

The image shows a software interface for defining rebar ratios for walls. It has three main options:

- From Current Design
- Uniform Rebar Ratio:
 

	Rebar Ratio	Rebar Material
Vertical Rebar	6.400E-03	A615Gr60
Horizontal Rebar	2.830E-03	A615Gr60
- Specified Rebar Layout (with a 'More...' button)

Factor de confinamiento de secciones de muros: Se selecciona que los muros al no poseer elementos de borde no poseen confinamiento.

**Figura 87**

*La curva de comportamiento para muros se define como no confinado*

The screenshot shows a software interface for defining material properties and stress-strain curves. The interface is divided into several sections:

- Material Name and Type:** Material Name: fc 401.66 kg/cm<sup>2</sup> Muros; Material Type: Concrete, Isotropic.
- Miscellaneous Parameters:** Hysteresis Type: Concrete; Friction Angle: 0 deg; Dilatational Angle: 0 deg.
- Acceptance Criteria Strains:** Tension and Compression criteria for IO, LS, and CP. IO: Tension 0.01, Compression -0.001; LS: Tension 0.02, Compression -0.002; CP: Tension 0.05, Compression -0.004. There is an option to ignore tension acceptance criteria.
- Stress Strain Curve Definition Options:** Parametric (unselected) and User Defined (selected).
- User Stress-Strain Curve Data:** Number of Points in Stress-Strain Curve: 17. A table lists the data points, and a small plot shows the resulting stress-strain curve.

Point Number	Strain	Stress (kgf/cm <sup>2</sup> )	Point ID
1	-0.036106	0	
2	-0.030089	-55.4	-E
3	-0.028829	-58.32	
4	-0.025625	-67.84	
5	-0.022422	-80.47	
6	-0.019219	-97.82	
7	-0.016016	-122.81	
8	-0.012813	-161.04	
9	-0.00961	-223.83	

## Elementos Tipo Fibra

El modelo de fibra uniaxial puede ser extendida a dos dimensiones como el caso de un modelo biaxial, la fluencia se considera en los planos horizontal y vertical, lo que puede conducir a un comportamiento fluencia más detallado. Los modelos biaxiales pueden ser adecuados para sistemas estructurales con geometría compleja, como muros de núcleo Toledo, V (2011).

**Modelo de elementos de fibras para vigas a flexión.** Una suposición común para una viga es que existe flexión inelástica en una sola dirección, normalmente en la dirección vertical (flexión alrededor del eje horizontal) Figura 88a. Para modelar el comportamiento a flexión en la dirección vertical, las fibras son necesarias sólo a través de la profundidad de la viga. Por lo tanto, la sección transversal se divide en una sola dirección para definir las fibras uniaxiales de hormigón y acero. Para la flexión horizontal, se especifica por separado una

rigidez elástica a la flexión (es decir, un valor de  $EI$ ). Para la flexión vertical, el valor ( $EI$ ) viene determinado por el modelo de fibras. Para la flexión horizontal, el modelo asume que no hay interacción P-M. También asume que no hay acoplamiento entre la flexión vertical y lateral (Powell 2010).

**Modelo de elementos de fibras para columnas a flexión biaxial.** Un modelo de fibra para una columna debe tener en cuenta la flexión biaxial. Por lo tanto, se necesitan fibras en ambas direcciones de la sección transversal, como se indica en la Figura 88b. Este tipo de modelo tiene en cuenta la interacción axial-flexional en ambos ejes de la sección transversal (generalmente denominada interacción P- $M_x$ - $M_y$ , donde  $x$ ,  $y$  son los ejes de la sección transversal). También se supone que está desacoplado del comportamiento axial y de flexión.

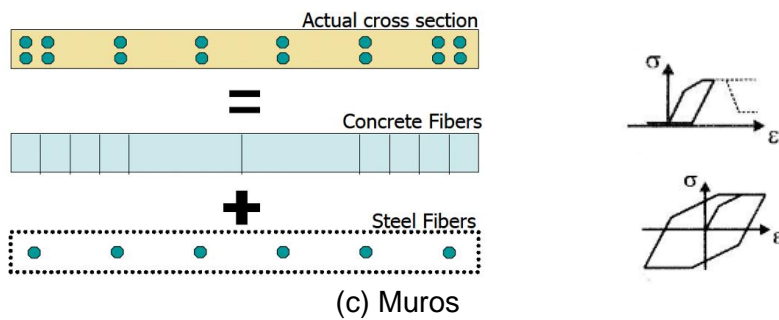
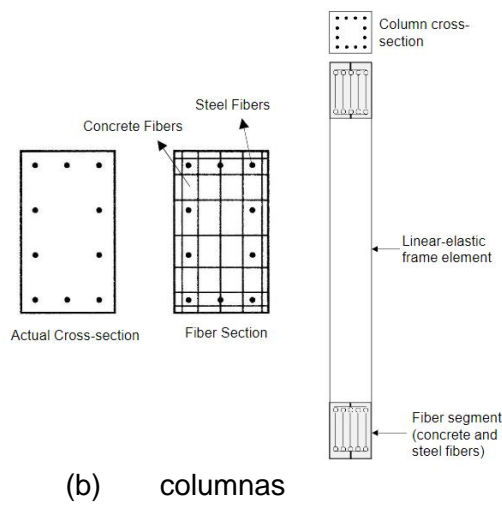
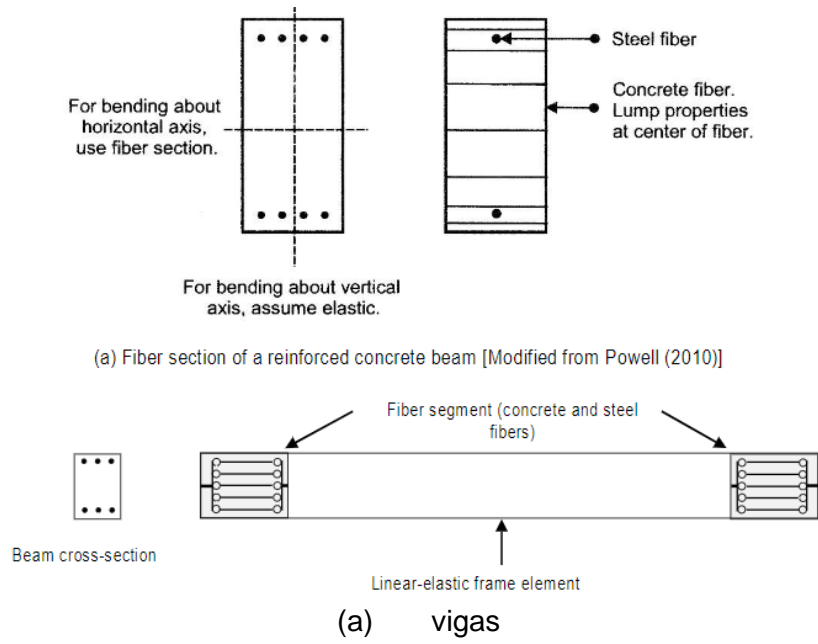
**Modelo de elementos de fibras para muros a flexión.** Los muros tienen flexión en dos direcciones: en el plano y fuera del plano. Usualmente, considerar un comportamiento inelástico sólo para la flexión en el plano (comportamiento de la membrana), y suponer que el comportamiento es elástico para la flexión fuera del plano (comportamiento de flexión de la placa) es adecuado. En este caso, el modelo de fibras puede ser similar al de una viga, con fibras sólo para el comportamiento de membrana, como se muestra en la Figura 88c.

Como en el caso de una viga, se especifica un ( $EI$ ) efectivo para la flexión fuera del plano, y no hay acoplamiento entre los efectos de flexión de la membrana y de la placa. Si se va a considerar la flexión inelástica de la placa, también debe haber fibras a través del espesor de la pared. En el presente estudio las formas complejas de muros en forma de C y T se han dividido en varios elementos rectos para tener mayor precisión (acorde al principio de Euler-Bernoulli donde las secciones planas permanecen planas).



**Figura 88**

*Modelo de fibras para Vigas, Columnas y Muros*



*Nota.* Tomado de Presentación de la materia: Performance – based Seismic Design of Structures, National University of Sciences and Technology, (Najam Fawad, 2020)

### Longitud y Asignación de la Rótula Plástica

Para vigas y columnas se selecciona los elementos tipo fibra para rótulas plásticas mediante la opción “Frame/Wall Nonlinear Hinges” donde se asigna a la rótula controlada por deformación tipo P-M2-M3 y se define la longitud en un 10% de longitud.

La ecuación (59) es utilizada para calcular la posición de la rótula plástica en vigas es propuesta por (Paulay & Priestly, 1992).

$$L_p = 0.08L + 0.022f'_y d_s \quad (59)$$

Donde:

L: longitud del elemento

Ds: diámetro de la varilla de refuerzo del elemento

Se calcula la longitud de la rótula plástica para las distintas secciones tipo viga, columnas, en esta longitud se espera que se produzcan la rótula plástica. Se evidencia que la longitud de la rótula es aproximadamente 12% para las dimensiones de vigas y columnas existentes en el edificio (Tabla 77 y Figura 89).

**Tabla 77**

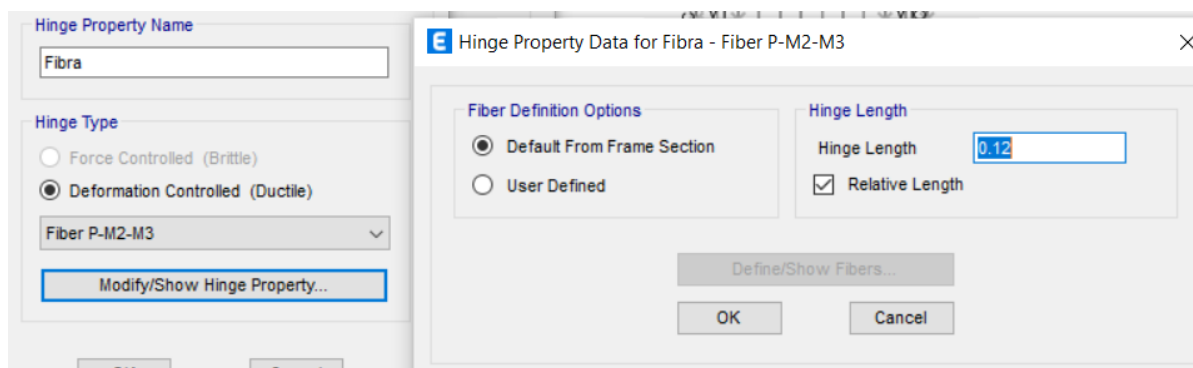
*Resumen de valores de longitud plástica para vigas, columnas y muros*

<b>Vigas</b>	<b>L (mm)</b>	<b>ds (mm)</b>	<b>Lp (mm)</b>	<b>Lp (%)</b>
V1	8000	22	843.28	11%
V2	10500	22	1043.28	10%
V3	3500	20	464.80	13%
V4	4000	20	504.80	13%
<b>Columnas</b>	<b>L (mm)</b>	<b>ds (mm)</b>	<b>Lp (mm)</b>	<b>Lp (%)</b>
C1	3150	20	372.00	12%

Columnas	L (mm)	ds (mm)	Lp (mm)	Lp (%)
C2	3150	20	372.00	12%
C3	3150	22	384.00	12%
C4	3150	20	372.00	12%
C5	3150	22	384.00	12%
C6	3150	22	384.00	12%
C7	3150	22	384.00	12%
C8	3150	16	348.00	11%

**Figura 89**

*Definición de rótula plástica tipo fibra*



Se asigna a columnas y vigas las rótulas plásticas creadas, mediante la opción “assing, frames, hinges” como se presenta en la Figura 90.

## Figura 90

### Asignación de la rótula plástica

**E** Frame Assignment - Hinges

**Existing Assignments**  
**Warning:** Assignments may already exist on some selected line objects.  
 Add Specified Assigns To Existing Assigns  
 Replace Existing Assigns With Specified Assigns

**Frame Hinge Assignment Data**

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Distance from End cm
Fibra	Relative to clear length	1	
Fibra	Relative to clear length	0	
Fibra	Relative to clear length	1	

Add  
Modify  
Delete

---

**Existing Assignments**  
**Warning:** Assignments may already exist on some selected line objects.  
 Add Specified Assigns To Existing Assigns  
 Replace Existing Assigns With Specified Assigns

**Frame Hinge Assignment Data**

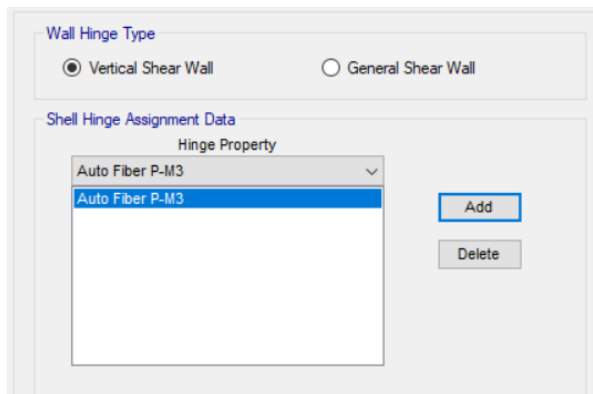
Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Distance from End m
Fibra	Relative to clear length	0.88	
Fibra	Relative to clear length	0.12	
Fibra	Relative to clear length	0.88	

Add  
Modify  
Delete

El ASCE/SEI 41-17 (2017) menciona que para los modelos analíticos de muros estructurales el valor de la longitud plástica será igual a 0.5 veces la profundidad de flexión del elemento, pero inferior a la altura de un piso, e inferior al 50% de la longitud del elemento para los segmentos de muro Toledo, V (2011). Se ingresa la fibra de cada muro de forma automática, para poder visualizar las fibras al momento de procesar los resultados (Figura 91).

## Figura 91

*Selección de rótula tipo fibra automática*

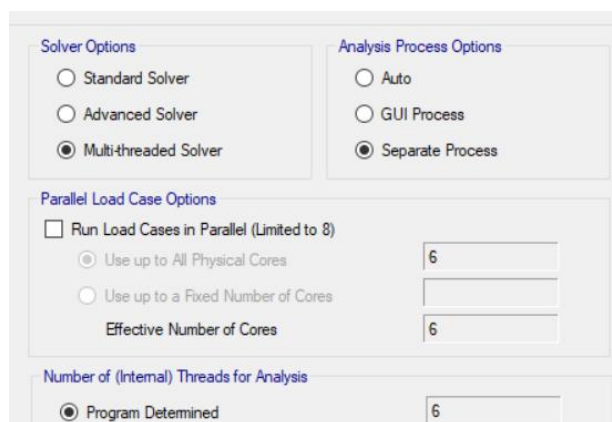


## Procesamiento

Para el análisis, se trabaja mediante la opción “Advanced SAPFire” para separar los procesadores, y utilizar 6 núcleos disponibles, seleccionando la opción “Multithreaded Solver” (Figura 92).

## Figura 92

*Opción SAPFire para separación de procesadores*



El ASCE/SEI 41-17 (2017) menciona que para el análisis no lineal tipo pushover, se debe seleccionar para el análisis los modos de traslación no torsionales, que en este caso son el modo 2 y 3. Se escoge la opción de aplicación de cargas de acuerdo con modo de vibración.

Se asigna primero la carga gravitacional, donde no se considera la carga viva en la carga reactiva ya que la sección 6.1.7 de la NEC-SE-DS lo recomienda para bodegas y almacenaje.

**Figura 93**

*Load Case para gravedad*

The screenshot shows the 'General' tab of a load case definition window. The 'Load Case Name' is 'GRAV', 'Load Case Type' is 'Nonlinear Static', 'Mass Source' is 'Previous', and 'Analysis Model' is 'Default'. Under 'Initial Conditions', the radio button for 'Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State' is selected. The 'Loads Applied' table contains two entries: 'Dead' and 'Sc', both with a scale factor of 1. The 'Other Parameters' section shows 'Modal Load Case' as 'Modal', 'Geometric Nonlinearity Option' as 'None', 'Load Application' as 'Full Load', 'Results Saved' as 'Final State Only', 'Floor Cracking Analysis' as 'No Cracked Analysis', and 'Nonlinear Parameters' as 'Default - Iterative Event-to-Event'.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Dead		1
Sc		1

**Figura 94**

*Load Case para ANLE en sentido X, modo 2. Incluye efecto P-Delta.*

The screenshot shows the 'General' tab of a load case definition window. The 'Load Case Name' is 'ANLE XX', 'Load Case Type' is 'Nonlinear Static', 'Mass Source' is 'Previous', and 'Analysis Model' is 'Default'. Under 'Initial Conditions', the radio button for 'Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)' is selected, and the 'Nonlinear Case' dropdown is set to 'GRAV'. The 'Loads Applied' table contains one entry: 'Mode 2' with a scale factor of 1. The 'Other Parameters' section shows 'Modal Load Case' as 'Modal', 'Geometric Nonlinearity Option' as 'P-Delta', 'Load Application' as 'Displacement Control', 'Results Saved' as 'Multiple States', 'Floor Cracking Analysis' as 'No Cracked Analysis', and 'Nonlinear Parameters' as 'User Defined - Event-to-Event Only'.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode 2		1

El ANLE se define a partir del caso de carga gravitacional, e incluye los efectos P-Delta (Figura 95). También es necesario escoger el desplazamiento de control representativo de la estructura, en este caso es el punto 83 que se encuentra en el último piso, 18, en la dirección U1 (sentido X) cercano al centro de masas.

### Figura 95

*Control de aplicación de carga para el análisis no lineal*

Load Application Control

Full Load

Displacement Control

Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of  cm

Monitored Displacement

DOF/Joint

Generalized Displacement

Se almacenan los resultados en múltiplos del desplazamiento máximo escogido; al definir un desplazamiento máximo en 90 cm, se definieron 900 pasos.

### Figura 96

*Resultados guardados para el análisis no lineal estático*

Results Saved

Final State Only  Multiple States

For Each Stage

Minimum Number of Saved States

Maximum Number of Saved States

Save positive Displacement Increments Only

Se define un esquema de solución aplicado para cada evento o análisis, el valor de tolerancia relativa se define en 0.05 debido a que el edificio posee un gran número de elementos y su tiempo de cómputo se incrementaría si se considera un valor menor. El número máximo de eventos por paso es igual a 200, el paso mínimo de evento es 0.000001 y el número máximo de eventos nulos es igual a 5.

### Figura 97

*Control del análisis o evento*

Solution Control	
Solution Scheme	Event-to-Event Only
Maximum Total Steps (Static Only)	0
Maximum Null Steps (Static Only)	0
Event Lumping Tolerance (Relative)	0.05
Maximum Events per Step	200
Stop when Max Events per Step Exceeded	Yes
Minimum Event Step Size	0.000001
Maximum Null Events per Step	5
Use Correction Step for Large Unbalance (Static Only)	Last Step

Se sigue el mismo procedimiento para el análisis no lineal para el sentido Y. Antes del análisis, se verifican las propiedades modales del modelo utilizado para el ANLE. La Tabla 78, representa la variación del modelo a lo largo de los diferentes análisis. Para los análisis no lineales se desprecia la contribución lateral de la losa ( $s/L$ ), cambiando su modelo de Shell-Thin a Membrana lo que incrementa el valor de los periodos y considera una situación más desfavorable. El periodo en las direcciones principales Y y X, se incrementa aproximadamente un 10 %.



**Tabla 78**

*Resumen de valores de Periodo de vibración durante los diferentes análisis*

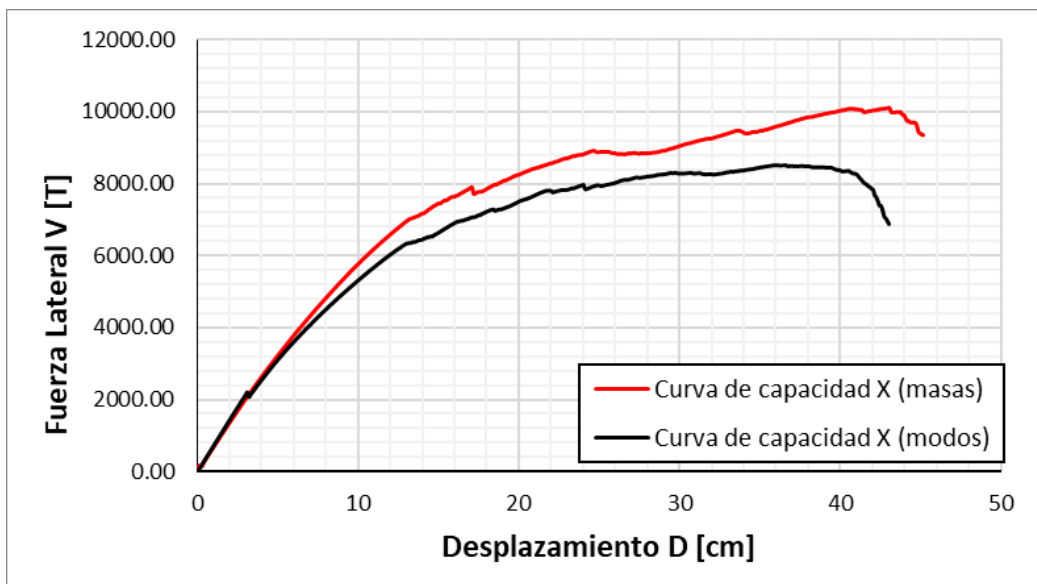
<b>Modo</b>	<b>T exp (s)</b>	<b>T modelo inicial (s)</b>	<b>T modelo Agrietado ALD (s)</b>	<b>T modelo (S/L) Fibras- ANL (s)</b>
T1z	1.10	1.129	1.276	1.757
<b>T1y</b>	<b>1.07</b>	<b>0.965</b>	<b>1.113</b>	<b>1.261</b>
<b>T1x</b>	<b>1.03</b>	<b>0.953</b>	<b>1.068</b>	<b>1.164</b>
T2z	0.35	0.362	0.407	0.543
T2y	0.32	0.288	0.321	0.357
T2x	0.30	0.28	0.303	0.331
T3z	0.19	0.204	0.228	0.290
T3y	0.17	0.159	0.167	0.189
T3x	0.15	0.154	0.164	0.175

#### **Forma de Distribución de la Fuerza en el Análisis:**

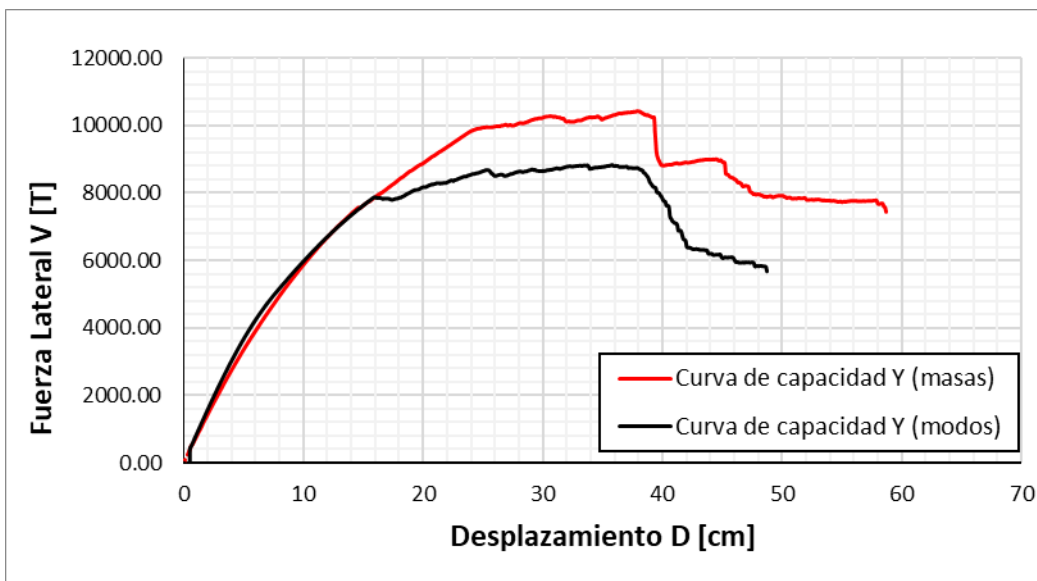
Existen notables diferencias en las formas de distribución de fuerzas laterales para un mismo caso, lo cual determina curvas de capacidad diferentes (Chopra, 2004). En este análisis se han considerado dos distribuciones de fuerza, a) proporcional al modo fundamental en la dirección de análisis, y b) una distribución uniforme proporcional a las masas del edificio. Una carga modal es un tipo especial de carga utilizada para el análisis de pushover. Se trata de un patrón de fuerzas sobre los nudos que es proporcional al producto de una forma modal específica multiplicado por su frecuencia circular al cuadrado ( $W_2$ ) multiplicado por la masa tributaria del nudo. El edificio posee una contribución alta de torsión por tal razón se utiliza un patrón de cargas definido no solo por los modos de vibración ortogonales (modos 2 y 3), sino también se realizó un análisis con una distribución de fuerzas que sean directamente proporcionales a las masas asignadas (masas) en dirección X y dirección Y. En la Figura 98 y 99 se presentan los resultados de los dos modelos.

**Figura 98**

*Análisis no lineal estático en Sentido X – distribución de la forma de las fuerzas*

**Figura 99**

*Análisis no lineal estático en Sentido Y – distribución de la forma de las fuerzas*



Se evidencia que la distribución de fuerzas de acuerdo con las masas posee una curva de capacidad con mayores valores de fuerza lateral, en esta curva se captura el comportamiento torsional que posee la estructura. Con respecto a valores de rigidez ambas curvas captan de forma similar la rigidez de la estructura. El uso de la distribución basada en modos está permitido sólo cuando más del 75% de la masa total participa en este modo, por lo tanto, su análisis es solo con fines académico, y no debe ser escogido como metodología de evaluación para edificaciones con torsión.

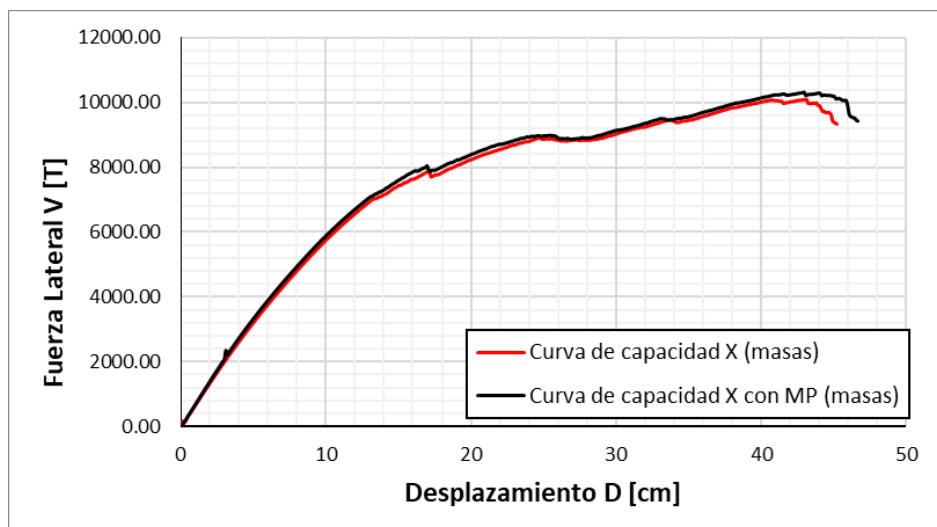
### **Contribución de la Rigidez de la Mampostería:**

Para analizar su contribución como componente principal o secundario, se verifica si su rigidez lateral o su resistencia superan el 10% de la rigidez lateral inicial total o de la resistencia esperada de un piso, respectivamente.

Para completar este análisis se realiza un pushover incluyendo la mampostería (curva color negro) para conocer la influencia de la mampostería en el comportamiento del edificio para ver si es importante su inclusión en el ANLD.

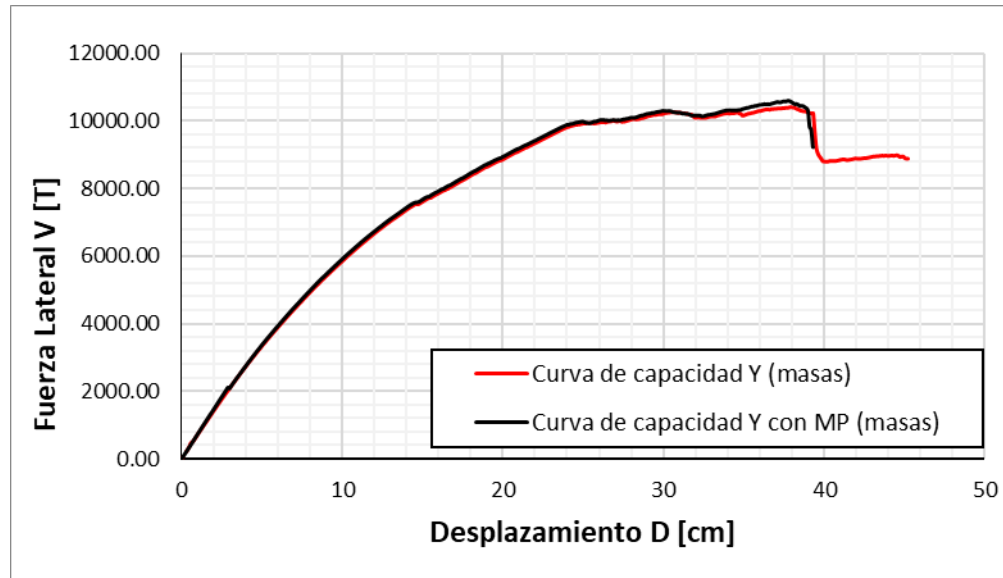
### **Figura 100**

*Análisis no lineal estático en Sentido X*



**Figura 101**

*Análisis no lineal estático en Sentido Y*



Se evidencia en la Figura 100 y 101 que la rigidez de la estructura al considerar los elementos no estructurales, como la mampostería, no posee un incremento. Por lo tanto, para los análisis ANLD se puede realizar sin la inclusión de ésta.

Se calcula la relación de la rigidez del edificio con inclusión de la mampostería  $K_{MP}$  y sin ella  $K_{SMP}$ . El cálculo de la rigidez relaciona la fuerza y el desplazamiento en la parte de comportamiento lineal de la estructura ecuación (60), para este caso se escogieron los valores producidos para un desplazamiento de 2 cm, valores donde existe una influencia de la mampostería.

$$\text{Relación de rigidez} = \frac{K_{MP}}{K_{SMP}} = \frac{\frac{\text{Fuerza}_{MP2cm}}{\text{Desplazamiento}_{MP2cm}}}{\frac{\text{Fuerza}_{SMP2cm}}{\text{Desplazamiento}_{SMP2cm}}} \quad (60)$$

$$\text{Relación de rigidez } X = \frac{735.25 \left[ \frac{t}{cm} \right]}{713.31 \left[ \frac{t}{cm} \right]} = 1.03$$

$$\text{Relación de rigidez } Y = \frac{709.96 \left[ \frac{t}{cm} \right]}{682.66 \left[ \frac{t}{cm} \right]} = 1.04$$

Se evidencia que la contribución de la rigidez de la mampostería en el edificio (4%) no es mayor a 10%, por lo tanto, se continúa a los análisis ANLD sin la inclusión de esta, ya que, al poseer menos elementos, los análisis pueden ser más rápidos que al considerar la mampostería.

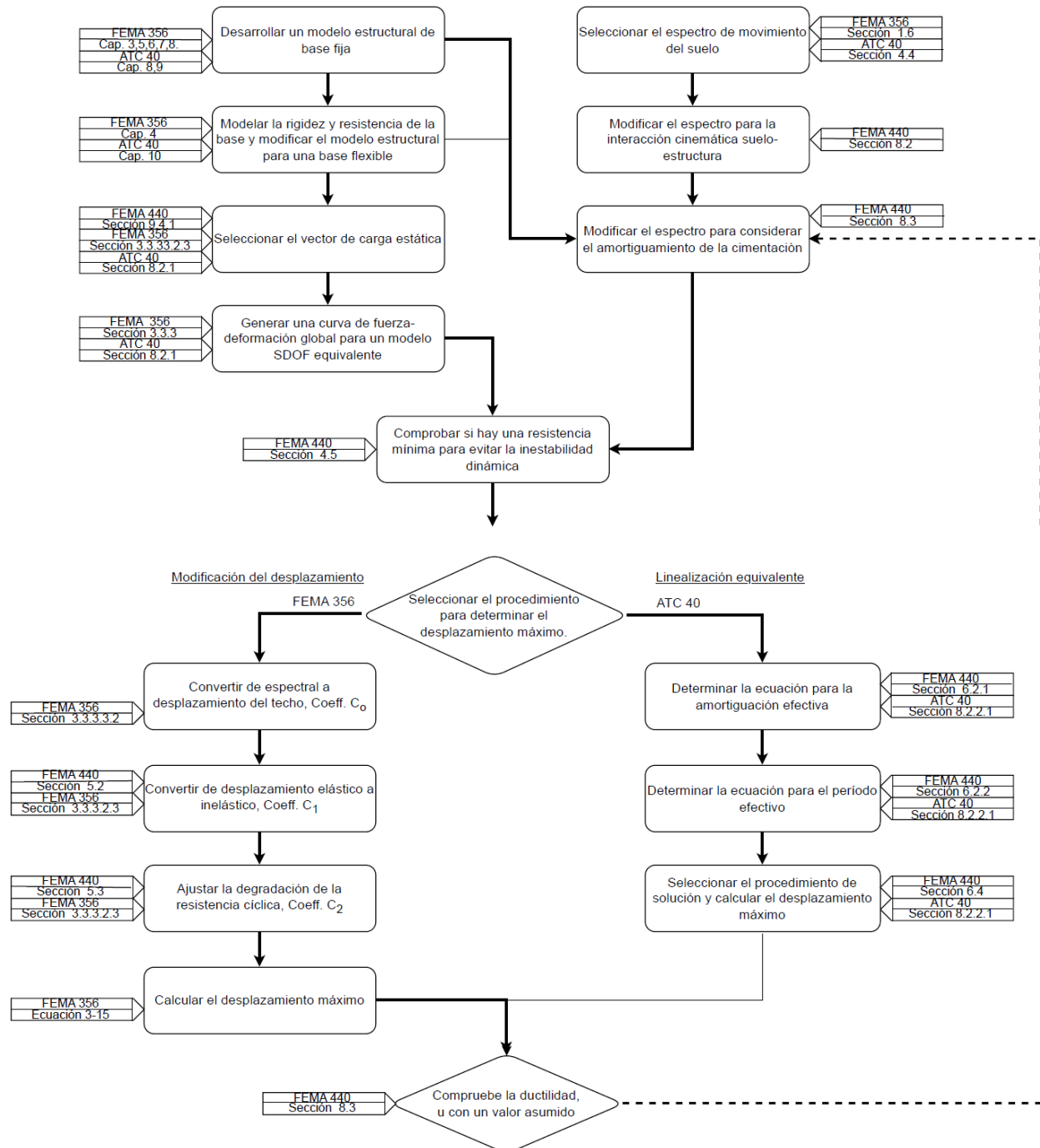
En conclusión, el análisis no lineal estático ha permitido entender de forma preliminar el comportamiento del edificio ante cargas laterales, sin embargo, es importante destacar que este tipo de análisis no considera el efecto del tiempo en el comportamiento de la estructura, por lo que se recomienda realizar un análisis dinámico no lineal para evaluar el comportamiento de la estructura ante cargas dinámicas, y así obtener una evaluación más completa de la seguridad de la estructura. Por lo tanto, se recomienda realizar un análisis dinámico no lineal para obtener una evaluación completa de la seguridad y estabilidad estructural del edificio.

### **Influencia de la Interacción Suelo Estructura Según el FEMA 440**

Es importante conocer si los efectos de la interacción suelo – estructura son conservadores o no para la evaluación de la estructura y de su cimentación, antes de realizar análisis computacional extenso. Por un lado, si se subestima la interacción suelo-estructura, es decir, si se asume que la estructura está apoyada en un suelo idealizado sin considerar las propiedades del suelo real, se puede producir una sobrestimación de la rigidez de la estructura y una subestimación de las deformaciones y esfuerzos en la misma. Por otro lado, si se sobreestima la interacción suelo-estructura, se puede producir una sobreestimación de las deformaciones y esfuerzos en la estructura.

**Figura 102**

*Metodología FEMA 440 para incorporar la ISE en ANLE*



*Nota.* Tomado de (FEMA 440, 2005) Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis

Procedures FEMA 440 FEMA NEHRP.

Se realiza la modelación incluyendo la rigidez de la cimentación (Figura 103), y se obtienen los parámetros de la estructura con base flexible (Tabla 79). Para esto se realiza un análisis que incluye las funciones de impedancia de la cimentación de acuerdo con la tesis de Bohorquez (2021).

**Tabla 79**

*Factores de imperancia para analizar ISE*

Funciones	Columnas (T/cm)			Muros (T/cm)		
	Esquinas	Horizontal X	Vertical Y	Central	Muros1	Muros2
KTz	3601	2162	1872	4299	1636	1707
KTy	1368	1856	1368	2504	557	603
Ktx	1409	1856	1409	2504	557	603
KTzz	57439	92045	57439	251635	10424	12341
KTyy	36681	59778	36681	54672	852	1078
KTxx	38532	46069	38532	41779	759	945

*Nota.* Tomado de Interacción dinámica suelo estructura del edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG (Bohórquez & Guamán, 2021)

El modelo que considera las funciones de impedancia en la interacción suelo estructura (Figura 103), flexibilizan a la estructura, generando incrementos del 8.88% y 8.68% para los dos modos ortogonales de la estructura, y un incremento del 3.19% para el modo de torsión (Tabla 80).

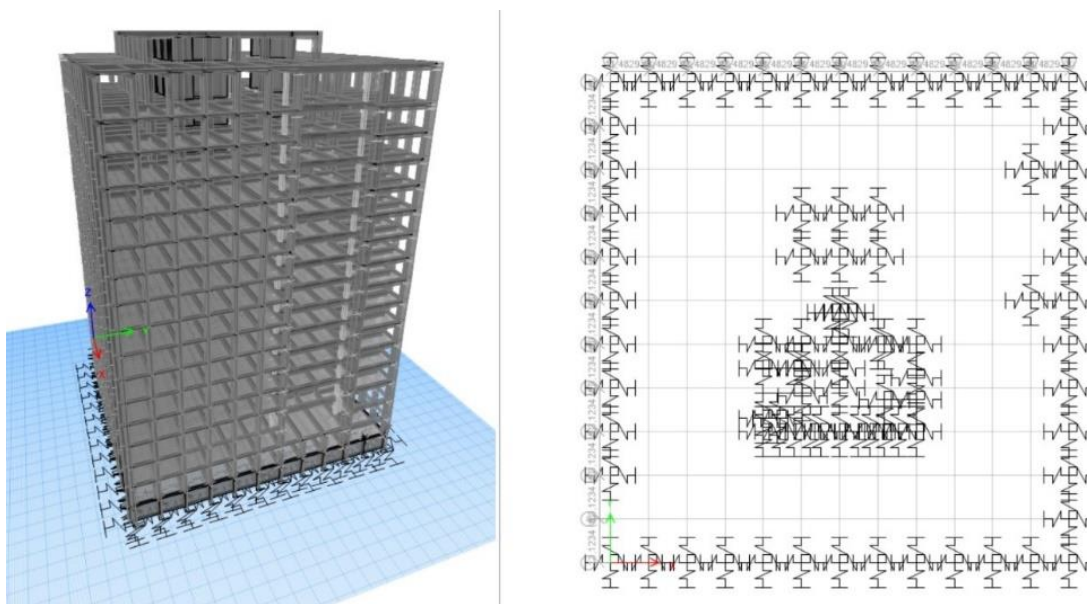
Tabla 80

Variación del periodo de vibración incluyendo la ISE

Modo	T modelo Fibras (s)	T modelo Fibras con ISE (s)	Variación
T1z	1.757	1.813	3.19%
<b>T1y</b>	<b>1.261</b>	<b>1.373</b>	<b>8.88%</b>
<b>T1x</b>	<b>1.164</b>	<b>1.265</b>	<b>8.68%</b>
T2z	0.543	0.551	1.47%
T2y	0.357	0.373	4.48%
T2x	0.331	0.346	4.53%
T3z	0.29	0.293	1.03%
T3y	0.189	0.19	0.53%
T3x	0.175	0.18	2.86%

Figura 103

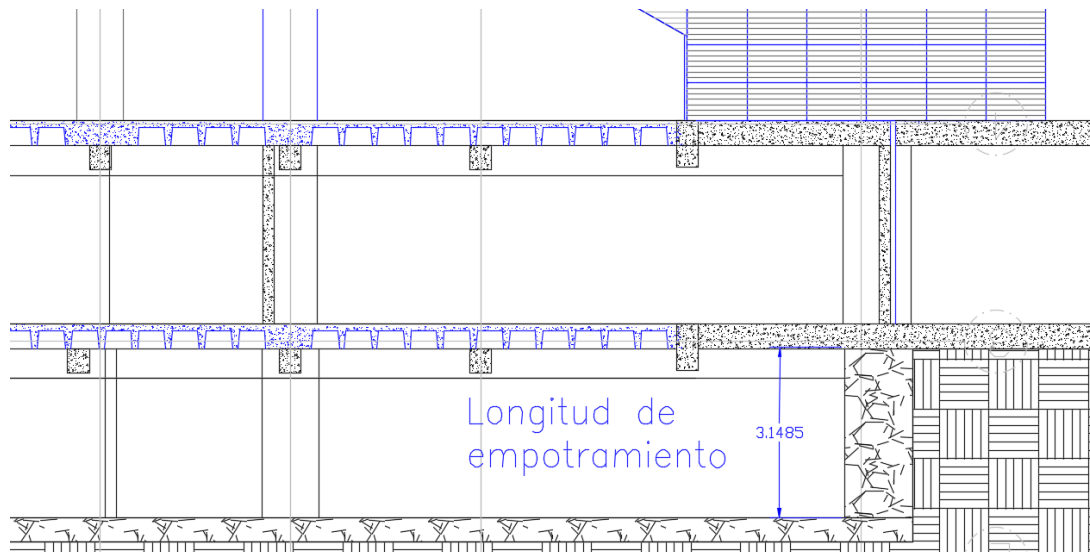
Modelos considerando ISE





**Figura 104**

*Longitud de empotramiento en el suelo*



Se trabaja en un espectro modificado considerando la interacción cinemática suelo estructura y el amortiguamiento de la cimentación. Para los modelos, se trabaja únicamente con los modos 2 y 3.

Se asume un valor de ductilidad  $\mu$  igual a 3, para obtener la relación entre el periodo efectivo considerando ISE y el modelo de base fija con la ecuación (61) basada en el FEMA440.

$$\frac{\widetilde{T}_{eff}}{T_{eff}} = \left\{ 1 + \frac{1}{\mu} \left[ \left( \frac{\widetilde{T}}{T} \right) - 1 \right] \right\}^{0.5} = 1.03 \quad (61)$$

Se calcula el amortiguamiento de la cimentación, con las siguientes ecuaciones, que se basan en FEMA440.

$$\beta_0 = \beta_f + \frac{\beta_i}{\left( \frac{\widetilde{T}_{eff}}{T_{eff}} \right)^3} = 5.71\% \quad (62)$$

$$\beta_i = 5\%$$

$$\beta_f = a1 \left( \left( \frac{T_{\text{eff}}}{T_{\text{eff}}} \right) - 1 \right) + a2 \left( \left( \frac{T_{\text{eff}}}{T_{\text{eff}}} \right) - 1 \right)^2 = 0.7845 - 0.017 = 0.77 \% \quad (63)$$

$$e = 3.15 \text{ m}$$

$$r_x = \sqrt{\frac{Af}{\pi}} = \sqrt{\frac{40 * 44}{\pi}} = 13.35 \text{ m} \quad (64)$$

$$r_\theta = \left( \frac{3(1-\nu)K_\theta}{8G} \right)^{1/3} = 43.18 \text{ m} \quad (65)$$

$$K_\theta = \frac{K_{\text{fixed}}^+ (h^*)}{\left( \frac{\tilde{T}}{T} \right)^2 - 1 - \frac{K_{\text{fixed}}^+}{K_x}} = 1.5 E + 10 T - \text{m/rad} \quad (66)$$

$$K_x = \frac{8}{2 - \nu} Gr_x = 9253400 \text{ T/m} \quad (67)$$

$$G_{\text{max}} = \frac{\gamma}{g} V_s^2 = 16632 \text{ T/m}^2 \quad (68)$$

$$G = 8317 \text{ T/m}^2$$

$$K_{\text{fixed}}^+ = 71330 \frac{T}{m}$$

$$B = \frac{4}{(5.6 \ln \beta_0 (\%))} = 1.04 \quad (69)$$

Se obtienen los factores de modificación del espectro en función de la respuesta de la losa promedio, del empotramiento y amortiguamiento:

$$RRS_{bsa} = 1 - \frac{1}{14100} \left( \frac{b_e}{T} \right)^{1.20} \quad (70)$$

$$RRS_e = \cos \left( \frac{2\pi e}{TnV_s} \right) \quad (71)$$

$$S_{aFIM} = RRS_{bsa} * RRS_e * S_{aFMM} \quad (72)$$

Finalmente se modifica el espectro considerando el incremento de amortiguamiento de la ISE, considerando la siguiente ecuación.

$$S_{a\beta 0} = \frac{S_{aFIM}}{B} \quad (73)$$

Donde:

$S_{a\beta 0}$ : Espectro que considera el incremento de amortiguamiento  $\beta 0$  de la cimentación en la entrada del movimiento de la cimentación (FIM: Foundation input motion)

$S_{aFIM}$ : Espectro que considera el input del movimiento de la cimentación

$S_{aFMM}$ : Espectro de movimiento de campo libre (Free Field Motion)

$RRS_{bsa}$ : es el radio de la respuesta espectral para una losa de base promedio en función del Periodo T.

$RRS_e$ : es el radio de la respuesta espectral del empotramiento en suelo, en función del Periodo T.

$\widetilde{T_{eff}}$ : es la matriz de rigidez;

$T_{eff}$ : es la matriz de amortiguación;

$\mu$ : es el módulo de poisson, considerado 0.3 para arenas.

$\left(\frac{\hat{T}_{eff}}{T_{eff}}\right)$ : radio de agrandamiento de periodo en su estado degradado

considerando ductilidad de estructural y de suelo

$\beta_i$ : radio de amortiguamiento inicial, tomado como 5%

$\beta_f$ : amortiguamiento debido a la radiación de la cimentación

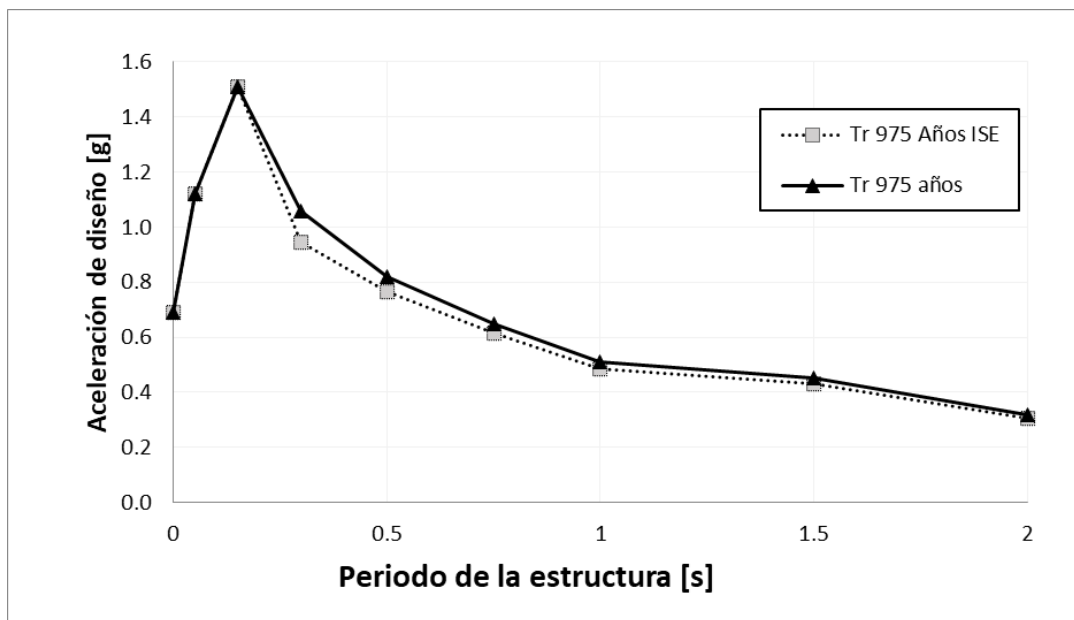
$a_1, a_2, c_e$ : coeficiente para considerar el amortiguamiento de la cimentación por radiación, calculado en 26.15, -18.90 y 1.19 para el presente análisis.

- $e$ : longitud embebida, Figura 104;  
 $V_s$ : velocidad de corte del suelo debajo de la cimentación;  
 $n$ : factor de reducción de onda de corte según Tabla 8-1 del FEMA 440;  
 $r_x$ : radio equivalente de la cimentación;  
 $A_f$ : área efectiva de la cimentación ;  
 $r_\theta$ : radio equivalente de rotación de la cimentación  
 $K_\theta$ : rigidez de radio de rotación equivalente para la cimentación  
 $K_x$ : rigidez traslacional de la cimentación  
 $G_{max}$ : módulo de corte de suelo considerado como el 50% para este estudio  
 $G$ : módulo de corte del suelo efectivo degradado  
 $K_{fixed}^+$ : rigidez estructural efectiva en un grado de libertad, utilizando la Masa efectiva  $M^*$  de ese modo;  
 $B$ : valor de reducción por efectos de amortiguamiento al espectro reducido por ISE

El espectro obtenido incluyendo los efectos cinemáticos y de amortiguamiento de la interacción suelo estructura según el FEMA440 se reduce en un 6.5%,4.1%,4.7%,3.2% para los periodos comprendidos de 0.5, 1.0, 1.5 y 2.0 segundos respectivamente. Esta variación se debe a una longitud de empotramiento de la edificación (solo un piso) y a las características de la cimentación. Por lo tanto, los efectos serán más notorios en edificaciones con mayor número de subsuelos.

**Figura 105**

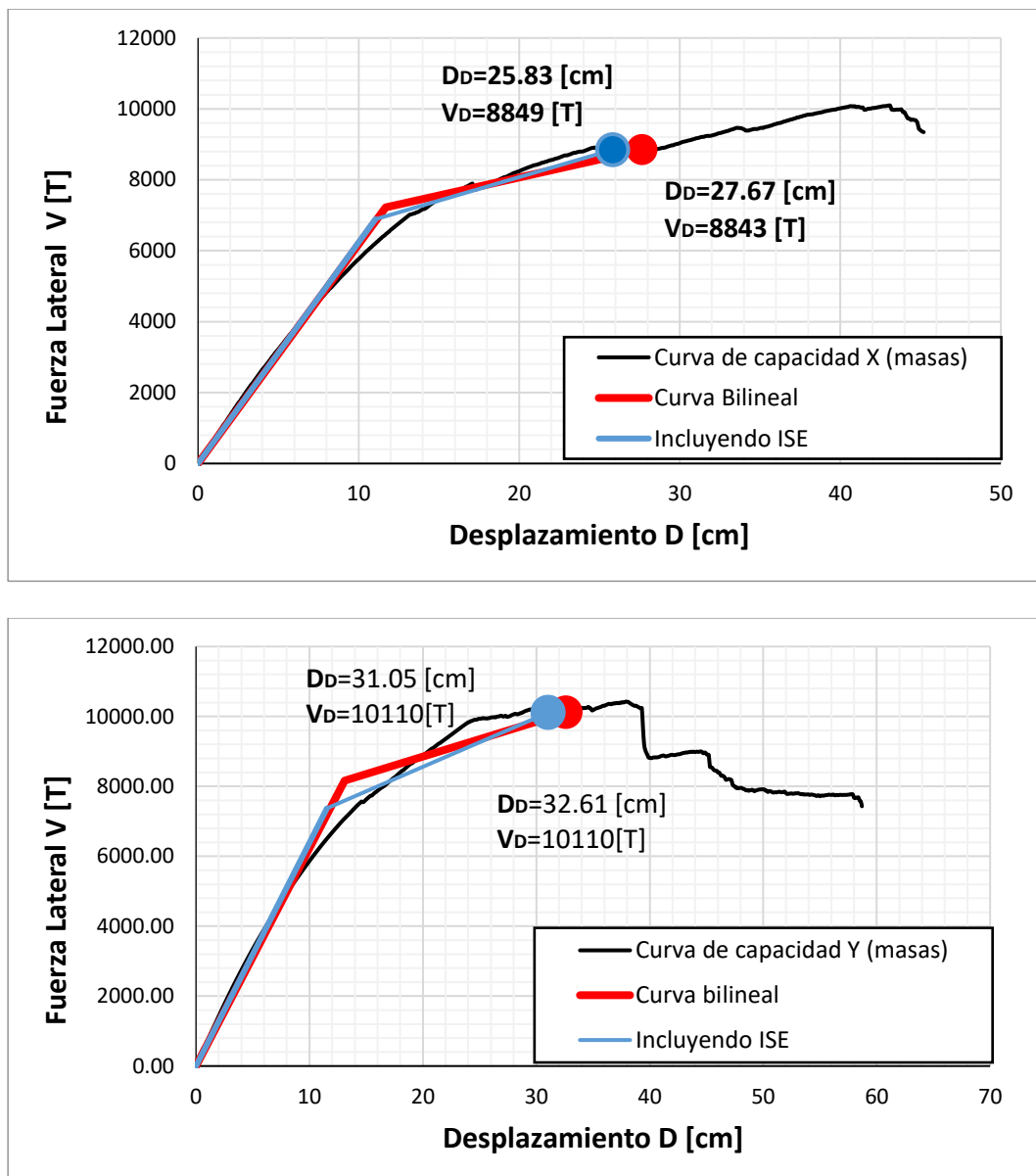
*Espectro de respuesta incluyendo los efectos de la ISE*



Se elabora el análisis estático no lineal con la finalidad de analizar el punto de desempeño al utilizar el espectro original y el espectro modificado por la ISE de la Figura 105. El punto de desempeño se obtiene con el uso de la metodología de coeficientes de desplazamientos ASCE/SEI 41-17 y el FEMA 356. Se evidencia que el uso de un espectro menos demandante ocasiona un punto de desempeño más pequeño, por lo tanto, el no considerar los efectos de la ISE resultarían conservadores para este proyecto.

Figura 106

Punto de desempeño incluyendo los efectos de la ISE en dirección X, Y



El desplazamiento objetivo se reduce en un 6.65% y 4.78% para el sentido X y Y respectivamente. El punto de desempeño obtiene un valor de ductilidad  $\mu$  igual a 2.59 y 2.41 para la estructura.

**Anld:** El análisis de la historia temporal se utiliza para determinar la respuesta dinámica de una estructura a una carga arbitraria. La ecuación (74) representa el comportamiento de un sistema amortiguado.

$$\mathbf{K}\mathbf{u}(t) + C\dot{\mathbf{u}}(t) + M\ddot{\mathbf{u}}(t) = r(t) \quad (74)$$

Donde:

K: es la matriz de rigidez;

C: es la matriz de amortiguación;

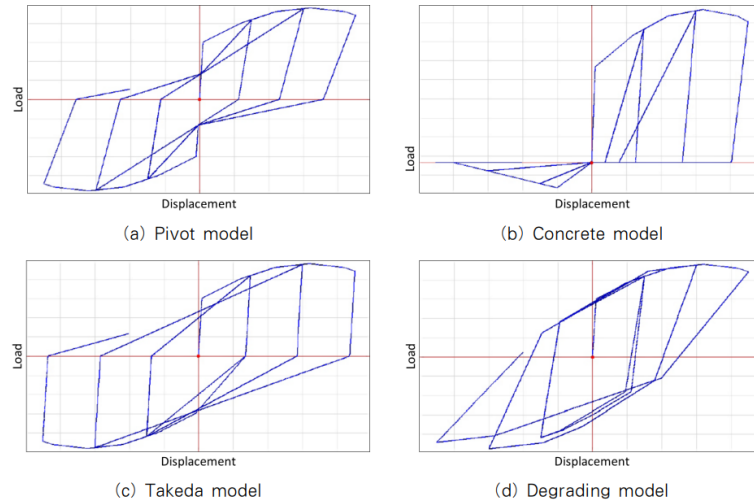
M: es la matriz de masa;  $\mathbf{u}$ ,  $\dot{\mathbf{u}}$ ,  $\ddot{\mathbf{u}}$  corresponden a desplazamiento, velocidad y aceleración, r: es la carga en el tiempo.

El ANLD resuelve la ecuación dinámica de movimiento gobernante completa para la estructura sometida a un movimiento del terreno. Además de los efectos de la rigidez lateral restauradora, también se incluyen en este procedimiento de análisis los efectos de inercia y amortiguación de la masa de la estructura y la disipación de energía, respectivamente.

**Modelo de histéresis.** Para el análisis dinámico no lineal, el modelo de histéresis debe aplicarse cuidadosamente porque puede afectar significativamente al comportamiento (Son & Lee, 2020). En este caso se ha seleccionado el tipo de histéresis de Takeda, ya que en el estudio desarrollado por Son & Lee, 2020 para su ensayo experimental el modelo de Pivot y Takeda se ajustaron mejor a las curvas del ensayo experimental, especialmente al momento de la descarga, donde se producen valores de carga cero (Ver Figura 102 y 103). Lo ideal sería realizar ensayos de calibración para las secciones reales de la estructura de forma experimental para muros sin confinamiento y escoger el modelo de tipo Pivot que mejor se ajuste a resultados experimentales, pero si no se cuenta con ella se puede escoger un modelo tipo Takeda conociendo las limitaciones de este, en el estudio mencionado, se observa que el modelo tipo Takeda posee mayor energía de disipación (Son & Lee, 2020).

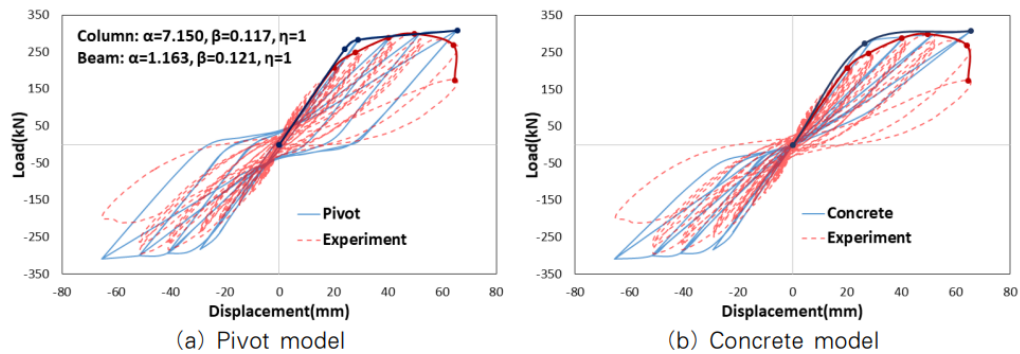
## Figura 107

Modelos tipo Pivot, Concreto, Takeda y de degradación utilizados en Etabs

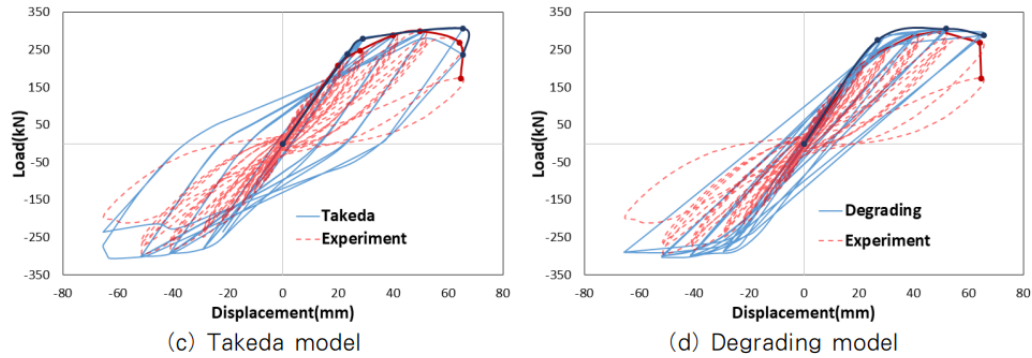


## Figura 108

Comparación de modelos con datos experimentales calibrados en pórticos de hormigón armado







En la Figura 109 se asigna el modelo Takeda, para el hormigón.

## Figura 109

*Asignación del modelo de histéresis para el concreto*

Material Name and Type		Miscellaneous Parameters	
Material Name	fc 401.66 kg/cm <sup>2</sup> Col	Hysteresis Type	Takeda
Material Type	Concrete, Isotropic	Drucker-Prager Parameters	
Acceptance Criteria Strains		Friction Angle	0 deg
		Dilatational Angle	0 deg
		Stress Strain Curve Definition Options	
		<input checked="" type="radio"/> Parametric	Mander
		<input type="radio"/> User Defined	Convert to User Defined
Parametric Strain Data			
Strain at Unconfined Compressive Strength, $f_c$			0,002
Ultimate Unconfined Strain Capacity			0,005
Final Compression Slope (Multiplier on E)			-0,1

### Definición de la Carga Tiempo Historia:

Se define la carga de gravedad, de acuerdo con las cargas presentadas en la sección 4, para en análisis no lineal sin factorizar, además el ASCE/SEI 41-17 menciona que se puede considerar un 25% de la carga viva en el cómputo de las cargas gravitacionales, Figura 110.

**Figura 110**

*Asignación de la carga de gravedad*

**General**

Load Case Name: GRAV [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: [ ]

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Sc	1
Load Pattern	Live	0,25

[Add] [Delete]

Después, se define la historia sísmica, donde el tipo de caso es tiempo historia, y se selecciona la opción de no lineal, y la opción modal. Existen dos métodos diferentes de solución en el análisis dinámico: la opción modal y la integración directa, cada una con sus ventajas y desventajas. En condiciones ideales, ambos métodos deberían producir resultados similares para un problema determinado (CSI, 2017).

Aunque la opción modal suele ser más rápida y eficiente, la integración directa ofrece ventajas para los problemas lineales, como la capacidad de resolver problemas de propagación de ondas que pueden requerir un gran número de modos de manera más eficiente (CSI, 2017). Sin embargo, para los problemas no lineales, la integración directa también permite considerar más tipos de no linealidad que la superposición modal. En este caso, se ha seleccionado la integración directa como método de solución.

Otra ventaja del método de integración directa es su capacidad para proporcionar información detallada sobre la respuesta temporal y frecuencial de la estructura. A diferencia del método modal, que solo proporciona información sobre los modos de vibración naturales de la estructura, la integración directa permite la identificación de modos de vibración forzados y la

respuesta de la estructura a una excitación específica en un momento dado. Esto hace que la integración directa sea particularmente útil en el análisis de estructuras sometidas a cargas transitorias, como terremotos, explosiones o impactos. Los factores de escala se multiplican por el valor de la gravedad. Como ejemplo se presenta la asignación del sismo 3 EQ3 para el periodo de retorno de 975 años (Figura 111).

### Figura 111

*Asignación de la carga de sismo, utilizando el factor de escala*

The screenshot shows a software interface for defining a seismic load case. It is divided into three main sections: General, Initial Conditions, and Loads Applied.

**General**

- Load Case Name: EQ3
- Load Case Type/Subtype: Time History (dropdown), Nonlinear Direct Integration (dropdown)
- Mass Source: Previous (dropdown)
- Analysis Model: Default

**Initial Conditions**

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)
- Nonlinear Case: GRAV (dropdown)

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	3.1	11.772
Acceleration	U1	3.2	11.772

Buttons: Design..., Notes..., Add, Delete.

### Amortiguamiento

El amortiguamiento a menudo se modela como un amortiguamiento viscoso equivalente, generalmente expresado como un porcentaje del amortiguamiento crítico en uno o más modos de vibración. La matriz de amortiguamiento generalmente se define como una combinación lineal de masas y matrices de rigidez (por ejemplo, el amortiguamiento de Rayleigh) o como un amortiguamiento modal (Toledo V, 2011).

El amortiguamiento modal es un enfoque popular en el modelado de amortiguamiento, donde se supone que el amortiguamiento en un modo específico de vibración es independiente de los demás modos. Esto significa que la matriz de amortiguamiento puede ser definida como

una matriz diagonal, donde los elementos diagonales representan los coeficientes de amortiguamiento para cada modo de vibración. Esta forma de modelado es particularmente útil en situaciones en las que se espera que los modos de vibración sean claramente identificables y distintos entre sí, como en estructuras simples con pocos modos importantes. Sin embargo, en estructuras más complejas, donde los modos de vibración se superponen o se acoplan, el amortiguamiento modal puede no ser el enfoque más apropiado.

El modelo de amortiguamiento de Rayleigh es otro enfoque común, que proporciona una combinación lineal de la matriz de masa y la matriz de rigidez para representar el amortiguamiento en la estructura. Este enfoque permite una representación más precisa de la amortiguación en una amplia gama de frecuencias de vibración, lo que puede ser útil en estructuras complejas o en situaciones donde se espera una respuesta transitoria significativa.

Los análisis basados en fibras capturan todas las fuentes de disipación de energía en comparación con los modelos de plasticidad concentrada. Otro factor que contribuye a la disipación de energía es el aumento de la resistencia del material, como la resistencia de fluencia en el acero y la resistencia a la compresión/agrietamiento en el concreto, debido a los efectos de velocidad de deformación. Estos efectos suelen ser ignorados o descontados al establecer la resistencia de los componentes estructurales en aplicaciones sísmicas Toledo V, (2011).

El ASCE/SEI 41-17 menciona que para ANLD no se permite utilizar valores de radio de amortiguamiento viscoso efectivo superiores a 3% ( $\beta=0.03$ ).

El estudio de Cruz y Miranda, (2021), examinó la relación entre los coeficientes de amortiguamiento del primer modo y la altura del edificio. Presentando que los coeficientes de amortiguamiento efectivos del modo fundamental disminuyen rápidamente con una tendencia no lineal a medida que aumenta la altura del edificio, además presentan la recomendación de la ecuación (75):

$$\varepsilon = 0.21H^{-0.47} \quad (75)$$

Donde:

H: altura del edificio en metros

Para una altura de 61.10 metros del edificio, medida desde el nivel sobre el suelo. El valor de amortiguamiento obtenido es igual a 0.03. Esto es consistente con el valor recomendado por el ASCE/SEI 41-17 (2017).

Se selecciona el amortiguamiento de Rayleigh para la estructura, se especifica el radio de amortiguación en dos puntos de periodo. En este caso se define un amortiguamiento del 3% para los periodos de vibración (primero y doce: el modo donde alcanza el 90% de la participación modal). Estos valores de periodo están presentados en la Figura 112 para el primero y doceavo modo.

Los coeficientes para el amortiguamiento Rayleigh son calculados usando las ecuaciones para  $a_M$   $a_K$  presentadas en las ecuaciones (76) a (79), con  $\varepsilon=0.03$ , y  $T_i=1.75$  segundos, y  $T_j=0.2T_i = 0.11$  segundos.

$$[C]=a_M[M] + a_K[K] \quad (76)$$

$$\varepsilon = \frac{a_M T_n}{4\pi} + \frac{a_K \pi}{T_n} \quad (77)$$

$$a_M = 4\pi\varepsilon \left( \frac{1}{T_i + T_j} \right) \quad (78)$$

$$a_K = \frac{\varepsilon}{\pi} \left( \frac{T_i T_j}{T_i + T_j} \right) \quad (79)$$

Donde:

$a_M$ : coeficiente que afecta la matriz de masa

$a_K$ : coeficiente que afecta a la matriz de rigidez

$T_i$ : periodo del primer modo de vibración

$T_j$ : periodo correspondiente al modo de vibración que alcanza el 90 por ciento en contribución de la masa modal participante

**Figura 112**

Selección del amortiguamiento viscoso para los periodos de vibración del primer modo y doceavo.

Viscous Proportional Damping

Direct Specification
  Specify Damping by Period
  Specify Damping by Frequency

Specify as Period Ratio, T/T\_mode, for This Mode

	Mass Proportional Coefficient	Stiffness Proportional Coefficient
Direct Specification		
Specify Damping by Period	0,2027 1/sec	9,883E-04 sec
Specify Damping by Frequency		
Specify as Period Ratio, T/T_mode, for This Mode		

	Period	Frequency	Damping
First	1,75 sec	cyc/sec	0,03
Second	0,11 sec	cyc/sec	0,03

Recalculate Coefficients

Por lo tanto, los coeficientes obtenidos son  $a_M$  igual a 0.2027 y  $a_K$  igual a 0.001. La Tabla 81 presenta la variación del periodo, para el modelo que utiliza fibras, en comparación a los modelos utilizados en los análisis previos.

**Tabla 81**

Variación del periodo de vibración en los análisis lineales y no lineales

Modo	T exp (s)	T modelo inicial (s)	T modelo Agrietado ALD (s)	T modelo (S/L) Fibra ANL (s)
T1z	1.10	1.129	1.276	1.757
<b>T1y</b>	<b>1.07</b>	<b>0.965</b>	<b>1.113</b>	<b>1.261</b>
<b>T1x</b>	<b>1.03</b>	<b>0.953</b>	<b>1.068</b>	<b>1.164</b>
T2z	0.35	0.362	0.407	0.543
T2y	0.32	0.288	0.321	0.357
T2x	0.30	0.280	0.303	0.331
T3z	0.19	0.204	0.228	0.290
T3y	0.17	0.159	0.167	0.189
T3x	0.15	0.154	0.164	0.175

En la Tabla 82 se presentan los primeros 12 modos de vibración de la estructura, donde los valores de 1.75 segundos y 0.11 segundos han sido colocados como puntos para

determinar los coeficientes de amortiguamiento de Rayleigh. En el modelo se utilizaron 36 modos de vibración para el análisis.

**Tabla 82**

*Participación de masa en los periodos de vibración de la estructura en ANLD*

<b>Modo</b>	<b>Periodo (s)</b>	<b>SumUX</b>	<b>SumUY</b>	<b>SumRZ</b>
1	1.757	0.01	0,00	0.71
<b>2</b>	<b>1.261</b>	<b>0.34</b>	<b>0.37</b>	<b>0.72</b>
<b>3</b>	<b>1.164</b>	<b>0.70</b>	<b>0.71</b>	<b>0.73</b>
4	0.543	0.71	0.71	0.83
5	0.357	0.76	0.78	0.83
6	0.331	0.84	0.84	0.83
7	0.290	0.84	0.84	0.87
8	0.189	0.84	0.84	0.88
9	0.175	0.86	0.87	0.88
10	0.164	0.89	0.88	0.88
11	0.135	0.89	0.88	0.90
12	0.110	0.90	0.90	0.90

#### **Parámetros de Integración:**

Existe una variedad de métodos comunes para realizar un análisis de la historia en profundidad. El documento de manual de referencia de CSI recomienda el método "Hilber-Hughes-Taylor alpha" (CSI, 2017).

Se selecciona el método de integración de Hiber Hughes Taylor con los valores de gamma 0.5, Beta 0.25 y Alpha 0, debido a que fueron los valores que mejores resultados arrojaron para la presente estructura al comparar su tiempo de análisis (Figura 1113).

**Figura 113**

*Integración de Hiber Hughes Taylor HHT*

Number of Output Time Steps	1382	
Output Time Step Size	0.005	sec
Damping	Mass: 0.2027; Stiff: 0.001; Modal: No	Modify/Show...
Time Integration	Hilber-Hughes-Taylor	Modify/Show...
Nonlinear Parameters	User Defined - Event-to-Event Only	Modify/Show...

### **Pasos de Tiempo:**

El análisis no lineal resuelve las ecuaciones de movimiento en cada paso de tiempo de salida y en cada paso de tiempo de función de carga, igual que el análisis lineal. Además, especifica un tamaño máximo de sub-pasos menor al paso de tiempo de salida para reducir la cantidad de iteración no lineal y aumentar la exactitud del análisis de integración directa.

Es importante elegir un paso de tiempo de salida que coincida con los pasos de tiempo de entrada. Los registros escogidos tienen un paso de entrada igual a 0.005, por lo tanto, se escoge un valor igual a 0.1. El número de pasos se mantiene en 750 para los 7.5 segundos del registro EQ3.

### **Tratamiento en Registros Sísmicos:**

La metodología del ASCE/SEI 41-17 (2017) menciona que se debe realizar un proceso de escalamiento a nivel de amplitudes en el rango de periodos estructurales seleccionado, manteniendo el mismo contenido frecuencial en toda la señal original; para cada componente de movimiento horizontal de los registros debe construirse un espectro a partir de la raíz de la suma de los términos elevados al cuadrado (SRSS) tomando los espectros de cada registro con un factor de amortiguamiento del 5%. Este escalamiento de amplitud debe ser aplicado mediante un factor que será el mismo para un par de registros horizontales pertenecientes al mismo evento sísmico, este factor debe permitir que el espectro resultante supere en un 110%



el espectro objetivo, según lo especifica la sección 16.2.3.3 del ASCE 7 (2022). Los factores de escala adoptados se presentaron en la sección 4, referente a escalamiento de sismos.

Para optimizar el tiempo computacional se ha escogido recortar el registro sísmico, la duración significativa se encuentra en el intervalo de tiempo donde la intensidad acumulada haya alcanzado el 5% y 95% (Carreño et al., 1999). El recorte de registros se realiza en registros ya filtrados y corregidos.

El concepto de la duración significativa es la relación entre la máxima energía del evento sísmico y el tiempo en que se alcanza dicha energía, como se presenta en la ecuación x. A partir de la Intensidad de áreas (ecuación (80)) se puede obtener la intensidad acumulada la ecuación (81).

$$IA = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} a^2(t) dt \quad (80)$$

$$IA_{acumulada} = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} a^2(t) dt \quad (81)$$

Donde:

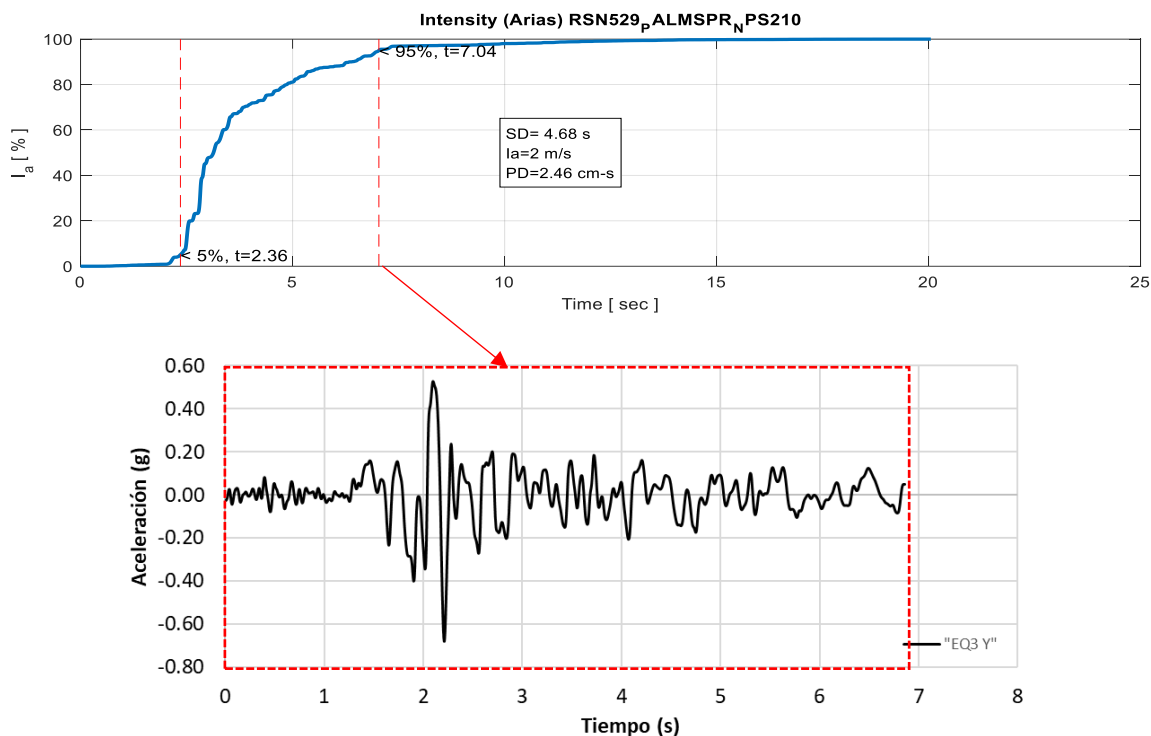
a(t): representa la aceleración en función del tiempo

g: es el valor de la gravedad

En el caso de sismos de duración corta (< a 30 segundos), se ha optado por correr el registro desde el tiempo cero y finalizar en donde IA es igual a 95%.

**Figura 114**

Tiempo significativo e Intensidad de Arias para EQ3 (arriba) y sismo recortado (abajo).



### Respuestas para el análisis no lineal dinámico ANLD

#### Resultados Para Tr 225 años.

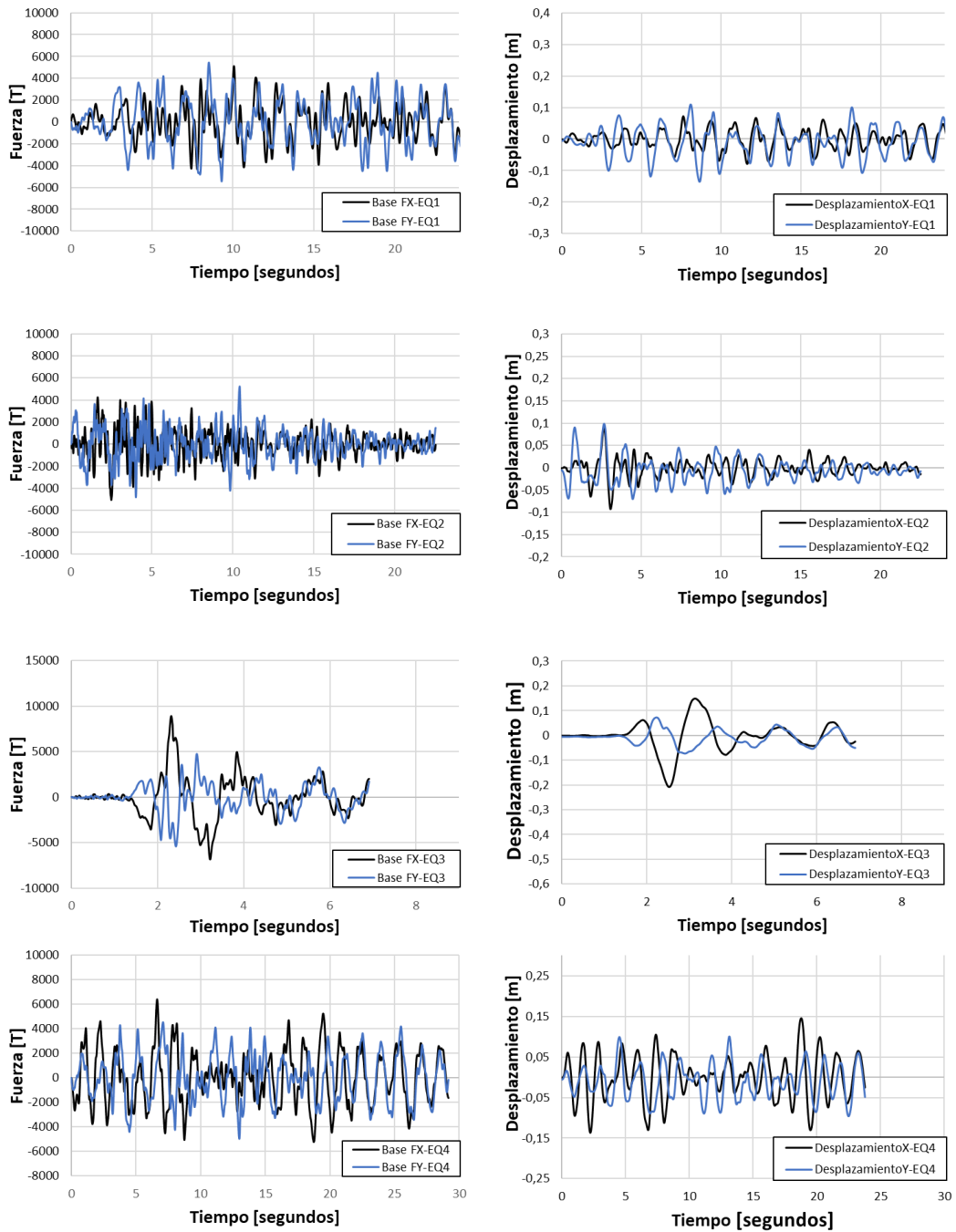
Se llevan a cabo los análisis de respuesta no lineal para los 11 registros, obteniéndose las respuestas globales y locales de la estructura en términos de derivas, fuerza. Los registros han sido ingresados en los dos sentidos según los lineamientos del ASCE/SEI 41-17. La Figura 115 representa las respuestas globales del sentido X y Y para los 11 registros.

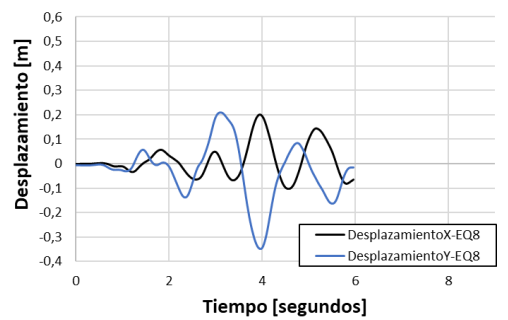
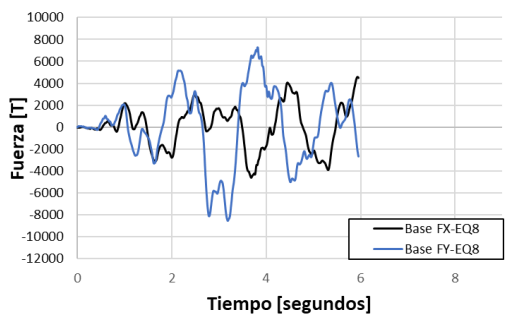
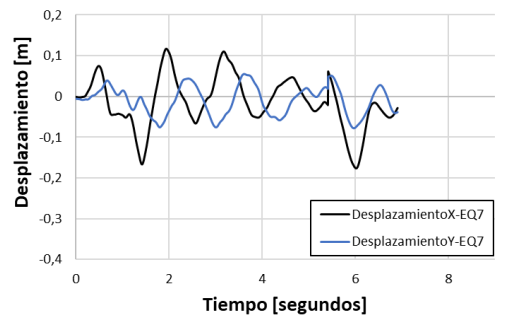
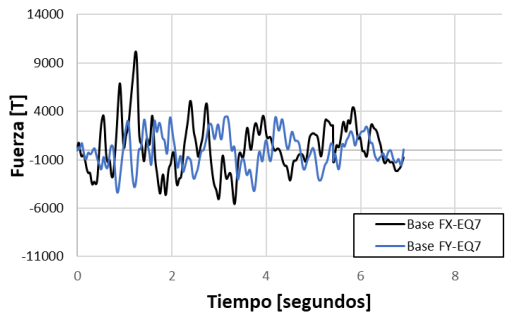
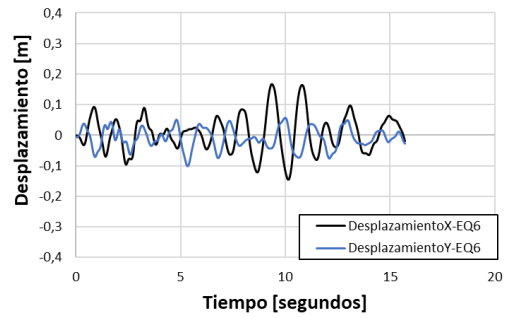
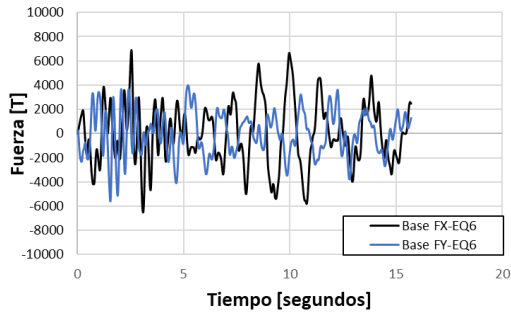
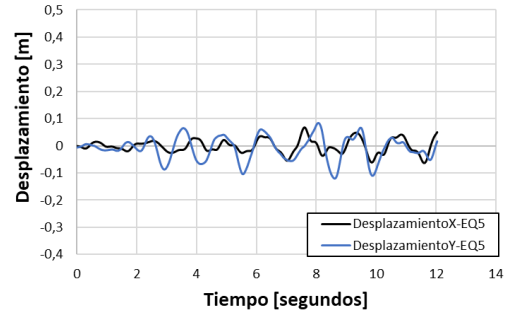
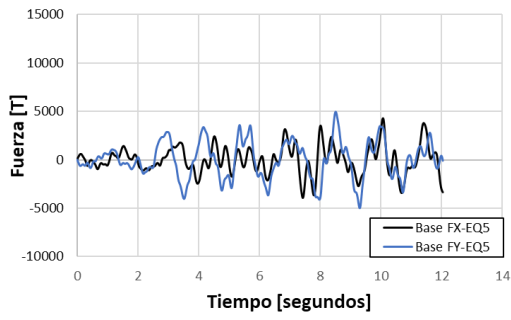
#### Respuestas Globales:

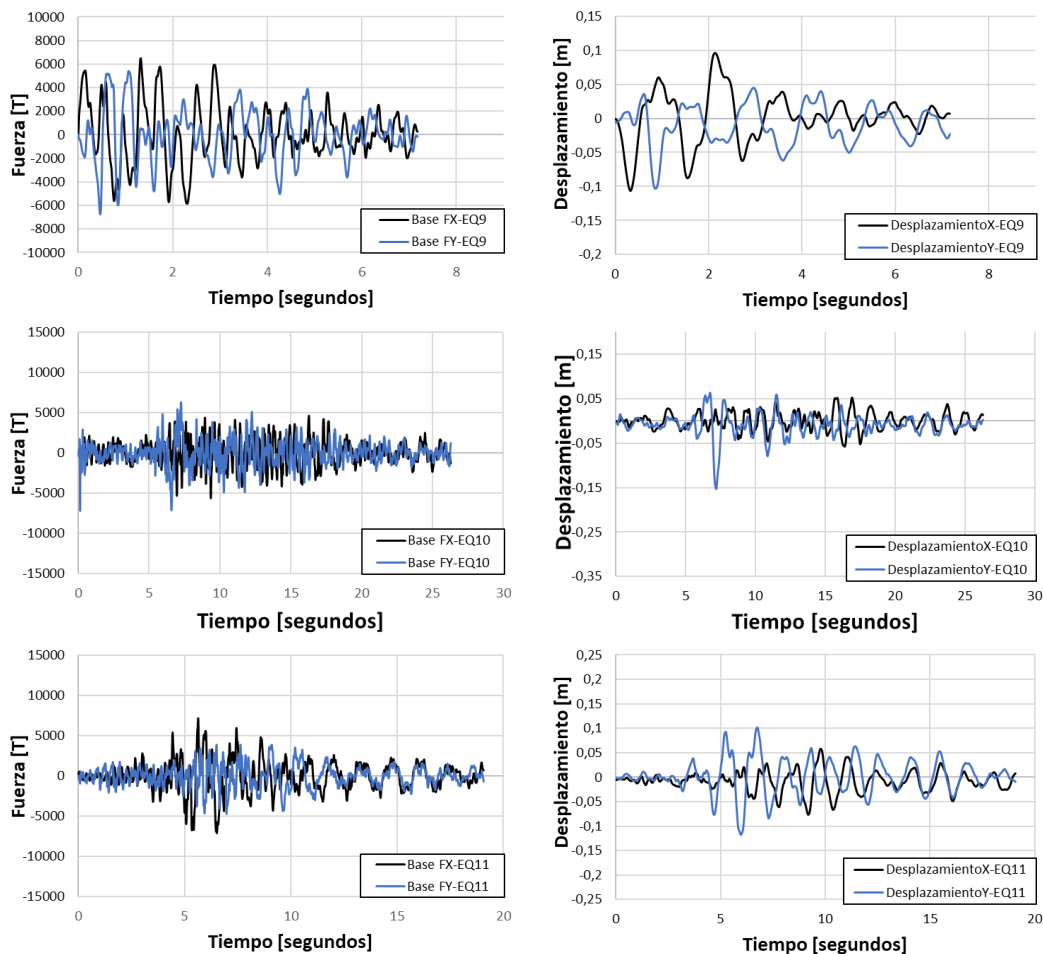
Se evidencia que los sismos que producen mayores sollicitaciones de fuerza en la base (mayores a 8000 Toneladas) son los sismos EQ-03 de Palms Springs (FS=0.60), EQ-07 de Chi-Chi, Taiwan-03 (FS=0.90) y EQ-08 de Montenegro, Yugoslavia (FS=0.70).

Figura 115

Respuestas de fuerza y desplazamiento del analisis tiempo historia frente al analisis estático no lineal para los 11 registros.







### Derivas de Piso:

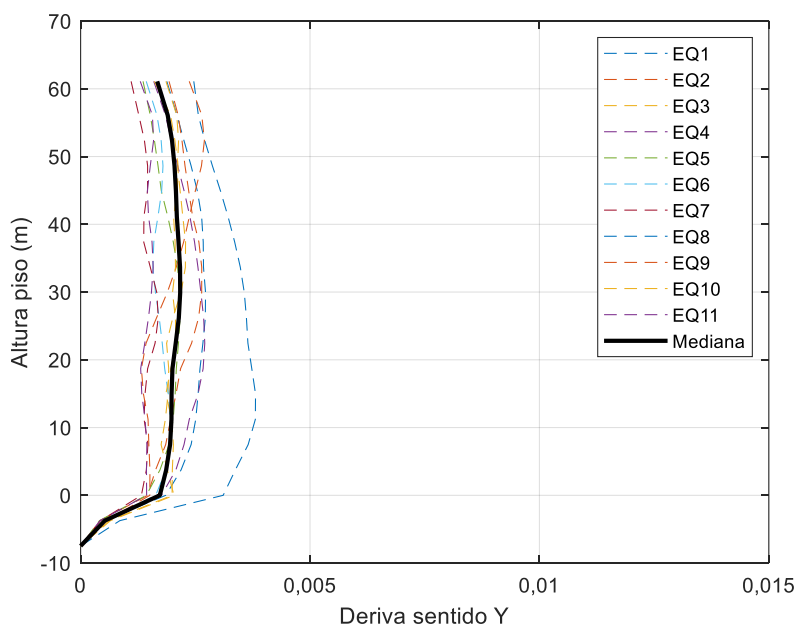
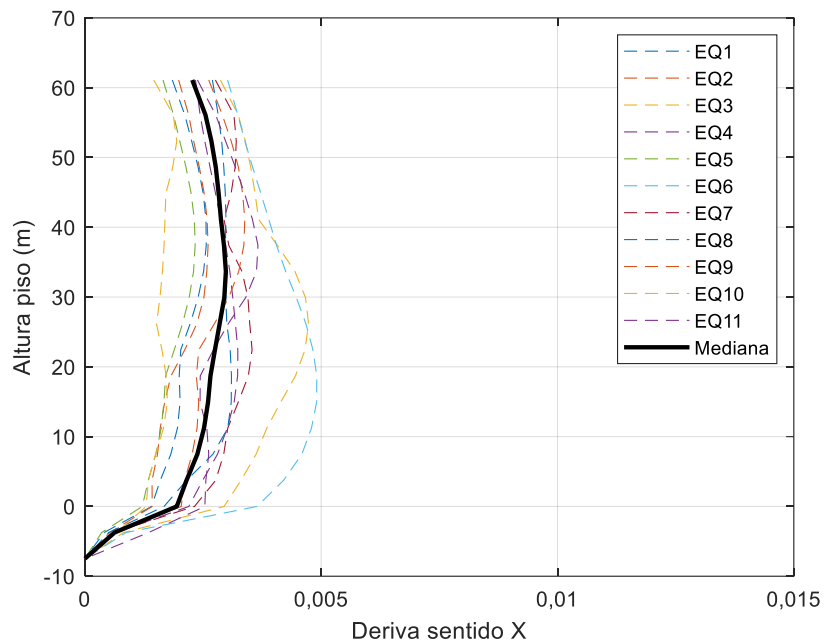
En la Figura 116 se presenta las respuestas globales de la estructura. Cada sismo afecta de manera diferente a la edificación debido a sus características. Para el eje Y, se alcanzan valores cercanos 0.0040 en los pisos intermedios para el sismo EQ8: Montenegro, Yugoslavia (FS=0.70) para el sentido Y.

En el sentido X, se puede observar que los sismos EQ3: de Palms Springs (FS=0.60) y EQ6: dinar, Turkey (FS=0.60) generan los mayores desplazamientos en la estructura, llegando a valores cercanos a 0.004. El sismo EQ10: Sismo, Huasco - Chile (FS:0.80) es el que produce la menor deriva para este sentido. Las derivas promedio máximas en el sentido X son de 0.0030 y en el sentido Y son de 0.0022. Si bien se ha evaluado el desempeño global de la

estructura, incluyendo fuerzas, derivas, es importante conocer el desempeño de los principales elementos locales para el nivel de desempeño evaluado.

**Figura 116**

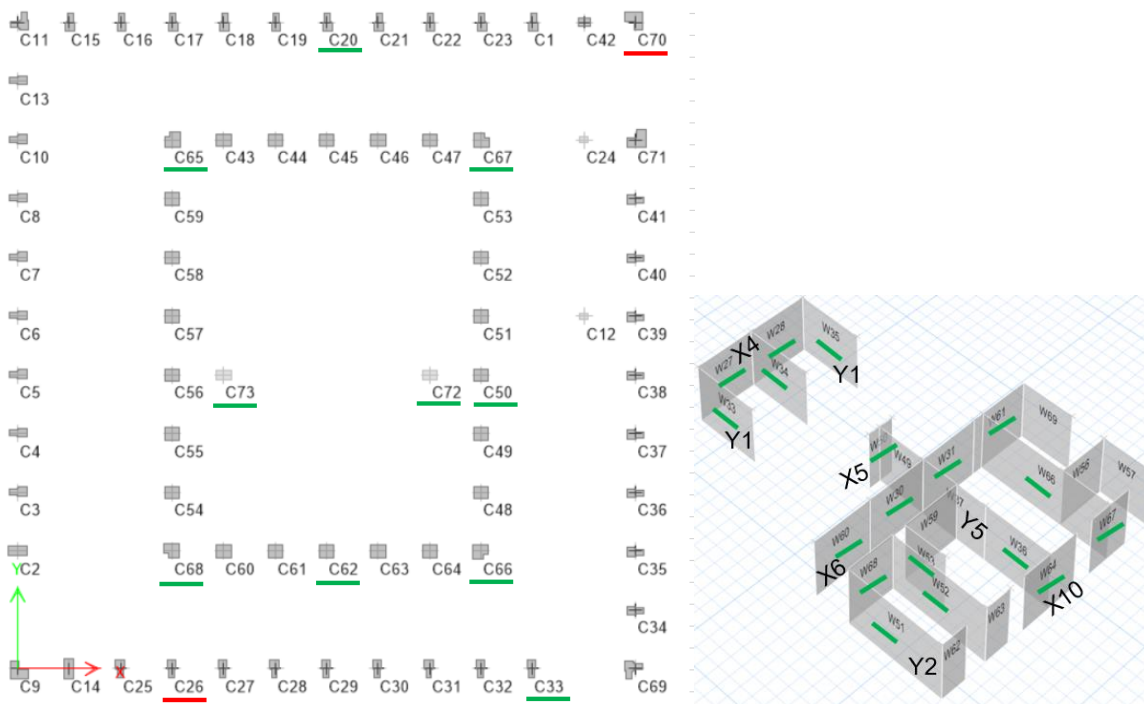
*Respuestas globales de derivas en sentido X y Y para  $T_r$  225 años*



La revisión se concentrará en muros y columnas en función de la rotación de sus elementos para los pisos y elementos más solicitados (Figura 117), con el límite de desempeño de seguridad limitada.

**Figura 117**

*Muros y columnas analizadas*



**Desempeño de Muros**

Los valores límites se seleccionan de la Tabla 10-19 del ASCE/SEI 41-17 para muros de hormigón armado asociados y controlados por flexión, para este caso el límite es de 0.0015 para el estado de Control de daños (Figura 118). En las Figuras 119 se presenta la rotación de los principales elementos muros para los dos primeros niveles del edificio, donde se evidencia que todos los sismos ocasionan rotaciones menores a 0.0015. Los muros analizados corresponden a los dos primeros pisos del edificio, lugar donde se producen los mayores esfuerzos en los muros.

## Figura 118

## Valores límite de rotación para muros estructurales para control de daños

Table 10-19. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Structural Walls and Associated Components Controlled by Flexure

Conditions	Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation <sup>a</sup> (radians)				
	a	b		Performance Level				
			c	IO	LS	CP		
i. Structural walls and wall segments								
$\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P}{t_w t_w f_{CE}}$	$\frac{V}{t_w t_w \sqrt{f_{CE}}}$	Confined Boundary <sup>b</sup>						
≤0.1	≤4	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
≤0.1	≥6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
≥0.25	≤4	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
≥0.25	≥6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
≤0.1	≤4	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
≤0.1	≥6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
>0.25	<4	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥0.25	≥6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004
ii. Structural wall coupling beams								
		$\frac{V}{t_w t_w \sqrt{f_{CE}}}$	d	e	c			
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement <sup>d</sup>						0.0015		
Nonprestressed longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤3	0.025	0.050	0.75	0.010	0.025	0.050	
Nonprestressed longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≥6	0.020	0.040	0.50	0.005	0.020	0.040	
Diagonal reinforcement	NA	0.030	0.050	0.80	0.006	0.030	0.050	

<sup>a</sup> Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

<sup>b</sup> A boundary element shall be considered confined where transverse reinforcement exceeds 75% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed  $8d_b$ . It shall be permitted to take modeling parameters and acceptance criteria as 80% of confined values where boundary elements have at least 50% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed  $8d_b$ . Otherwise, boundary elements shall be considered not confined.

<sup>c</sup> For coupling beams spanning 8 ft 0 in., with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, acceptance criteria values shall be permitted to be doubled for LS and CP performance.

<sup>d</sup> Nonprestressed longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing  $\leq d/3$ , and (b) strength of closed stirrups  $V_s \geq 3/4$  of required shear strength of the coupling beam.

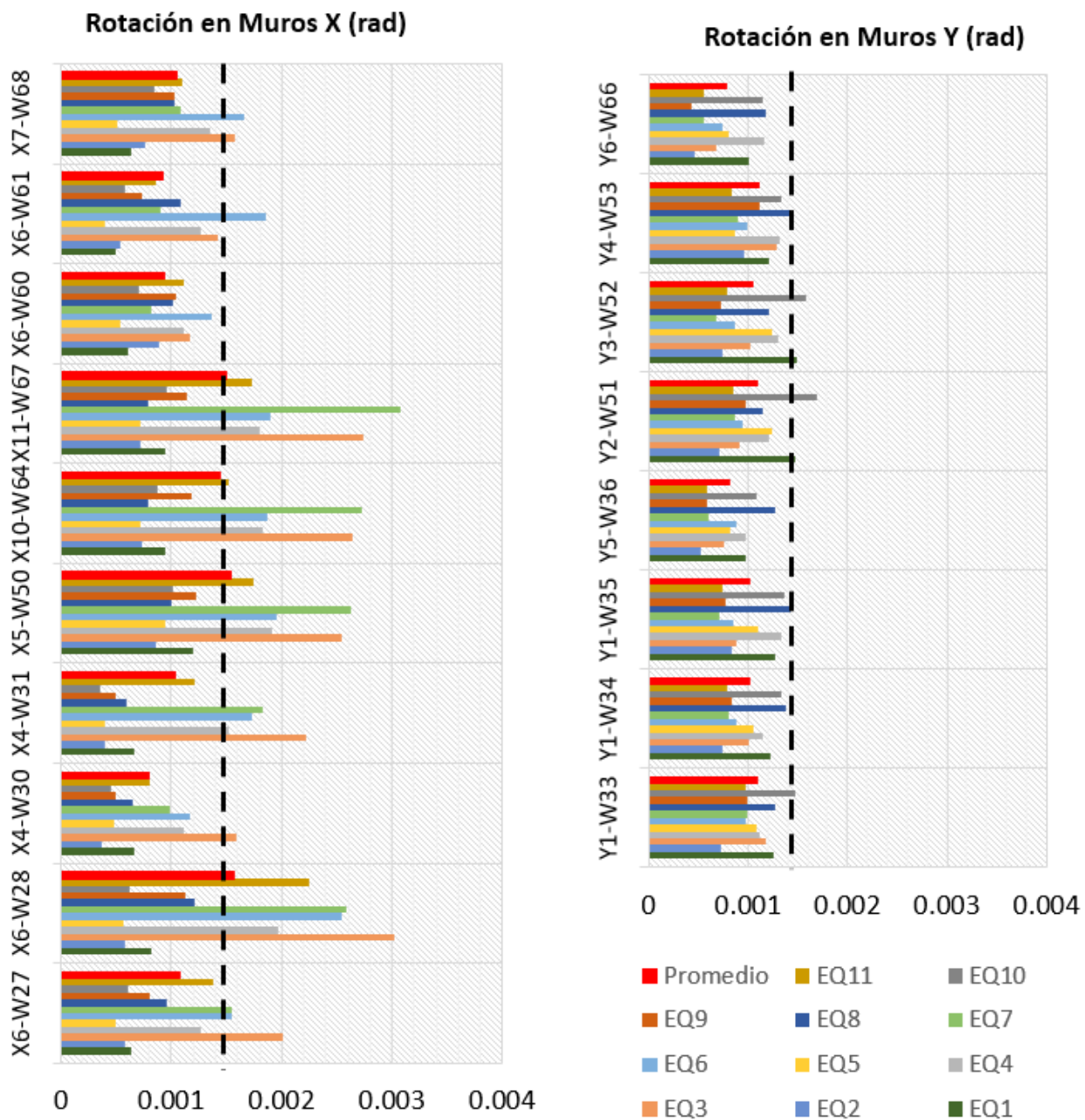
Nota. Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing

Los valores promedios de rotación máxima de los once registros para los muros analizados son menores al límite promedio de rotación máxima de 0.0015 para todos los muros, por tal razón se evidencia que los muros tienen un comportamiento adecuado durante la ocurrencia de los registros sísmicos. Los muros en sentido X obtienen mayor rotación. Es importante revisar la resistencia a corte de los principales muros, ya que el modelo de fibras no considera el efecto de corte para las fuerzas máximas de corte en los once sismos para considerar el desempeño global del edificio.



Figura 119

Desempeño en muros para el subsuelo 2 – sentido X, Y



### Resistencia a corte de muros

La resistencia a corte es calculada mediante la ecuación (82) presentada en el literal 11.5.4.3 del ACI, 318 (2019).

$$V_n = A_{cv}[\alpha_c \lambda \sqrt{f_c} + \rho_t f_y] \quad (82)$$

Donde:

$\alpha_c=0.80$  para una relación altura a longitud,  $hw/lw \leq 1.5$ ,  $\alpha_c=0.53$  para  $hw/lw > 2.0$ , y varía linealmente para  $1.5 \leq hw/lw \leq 2.0$ .

En esta ecuación,  $\lambda$  es 0.75 para concreto ligero y 1.0 para concreto con peso normal.

$A_{cv}$  representa el área del alma de la sección transversal de un muro,

$\rho_t$  es la cuantía transversal, radio transversal del muro: Área de varilla sobre espaciamiento de varilla por espesor =  $A_s / s * e$

La variación de  $\alpha_c$  para valores  $hw/lw$  entre 1.5 y 2.0 toma en cuenta el aumento de la resistencia para muros con relación de bajo aspecto. Un límite superior en la resistencia nominal al corte es fijado en  $V_n = A_{cv}(2.65\sqrt{f_c})$  para un muro individual.

La Tabla 83 presenta los valores de relación demanda máxima durante el análisis tiempo historia a corte sobre la capacidad de los muros más importantes para el desempeño estructural.

La Tabla 84 presenta los valores de relación demanda máxima a corte de muros durante el análisis tiempo historia sobre la capacidad de los muros más importantes para el desempeño estructural, donde se evidencia que la capacidad es suficiente para poder soportar las demandas sísmicas, excepto en el muro X6 donde la capacidad a corte se supera en un 30%. La capacidad a corte es obtenida utilizando la ecuación (82), y la demanda ha sido

escogida como el valor máximo en la respuesta de tiempo historia. La Tabla 83 presenta los valores numéricos.

**Tabla 83**

*Esfuerzos de corte para los muros más importantes*

Tipo	EQ1	EQ2	EQ3	EQ4	EQ5	EQ6	EQ7	EQ8	EQ9	EQ10	EQ11	Promedio	
	V UD (T)	V UD (T)	V UD (T)	V UD (T)	V UD (T)	V UD (T)	V UD (T)	V UD (T)	V UD (T)	V UD (T)	V UD (T)	V UD (T)	V CE (T)
X4	-827	-770	-757	-786	-704	-1032	-864	-717	-1053	-790	-1114	-856	863
X5	-20	-16	-48	-24	-15	-27	-48	-19	-27	-18	-29	-27	181
X6	-688	-700	-1403	-1266	-623	-1420	-1629	-617	-1190	-787	-1379	-1064	816
X10	-51	-49	-51	-62	-46	-82	-99	-97	-58	-50	-72	-65	255
Y1F	-329	-224	-223	-305	-266	-251	-228	-267	-296	-288	-218	-263	548
Y1H	-227	-192	-402	-241	-191	-327	-307	-565	-308	-346	-390	-318	548
Y2	-256	-349	-297	-266	-242	-295	-299	-281	-482	-351	-304	-311	401
Y5	-1016	-1037	-906	-805	-978	-879	-807	-1184	-1313	-1119	-796	-986	1248

Se puede observar que el muro X6 tiene una capacidad a corte insuficiente para los valores de demanda promedio de los once sismos. Los resultados presentan que cinco de los sismos ocasionan una demanda de corte mayor a la capacidad del muro.

**Tabla 84**

*Relación Demanda sobre capacidad a corte para los muros más importantes*

Tipo	EQ1	EQ2	EQ3	EQ4	EQ5	EQ6	EQ7	EQ8	EQ9	EQ10	EQ11	Promedio
	VD <sub>máx</sub> /V <sub>c</sub>											
X4	0.96	0.89	0.88	0.91	0.82	1.20	1.00	0.83	1.22	0.92	0.96	0.96
X5	0.11	0.09	0.27	0.13	0.08	0.15	0.27	0.11	0.15	0.10	0.11	0.14
X6	0.84	0.86	1.72	1.55	0.76	1.74	2.00	0.76	1.46	0.96	0.84	1.23
X10	0.20	0.19	0.20	0.24	0.18	0.32	0.39	0.38	0.23	0.20	0.20	0.25
Y1F	0.60	0.41	0.41	0.56	0.48	0.46	0.42	0.49	0.54	0.53	0.60	0.50
Y1H	0.41	0.35	0.73	0.44	0.35	0.60	0.56	1.03	0.56	0.63	0.41	0.55
Y2	0.64	0.87	0.74	0.66	0.60	0.74	0.75	0.70	1.20	0.87	0.64	0.76
Y5	0.81	0.83	0.73	0.65	0.78	0.70	0.65	0.95	1.05	0.90	0.81	0.81

## Desempeño de Columnas

Para el límite de rotación, los valores límites se seleccionan de la Tabla 10-8 del ASCE/SEI 41-17 para columnas de hormigón armado asociados y controlados por flexión, para

este caso el límite es de 0.0015 para el estado de seguridad limitada obtenido de la expresión 0.7 b, que depende de la carga axial y el refuerzo transversal.

## Figura 120

Valores de rotación recomendados por el ASCE/SEI 41-17 para columnas

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

Modeling Parameters	Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle (radians)		
	Performance Level		
Plastic Rotation Angles, <i>a</i> and <i>b</i> (radians)	IO	LS	CP
Residual Strength Ratio, <i>c</i>			
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>d</sup>			
$a = \left( 0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 0.63\rho_t - 0.023 \frac{V_{cOE}}{V_{cOE}} \right) \geq 0.0$	0.15 <i>a</i> ≤ 0.005	0.5 <i>b</i> <sup>e</sup>	0.7 <i>b</i> <sup>e</sup>
For $\frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \leq 0.5$ $\left\{ \begin{array}{l} b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8A_g f_{cE}} \frac{1}{\rho_t f_{yE}}} - 0.01 \geq a^a \\ c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \geq 0.0 \end{array} \right.$			
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>d</sup>			
$a = \left( \frac{1}{8} \frac{\rho_t f_{yE}}{\rho_t f_{yE}} \right) \geq 0.0$	0.0	0.5 <i>b</i>	0.7 <i>b</i>
$b = \left( 0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 12\rho_t \right) \geq 0.0$			
$c = 0.15 + 36\rho_t \leq 0.4$			

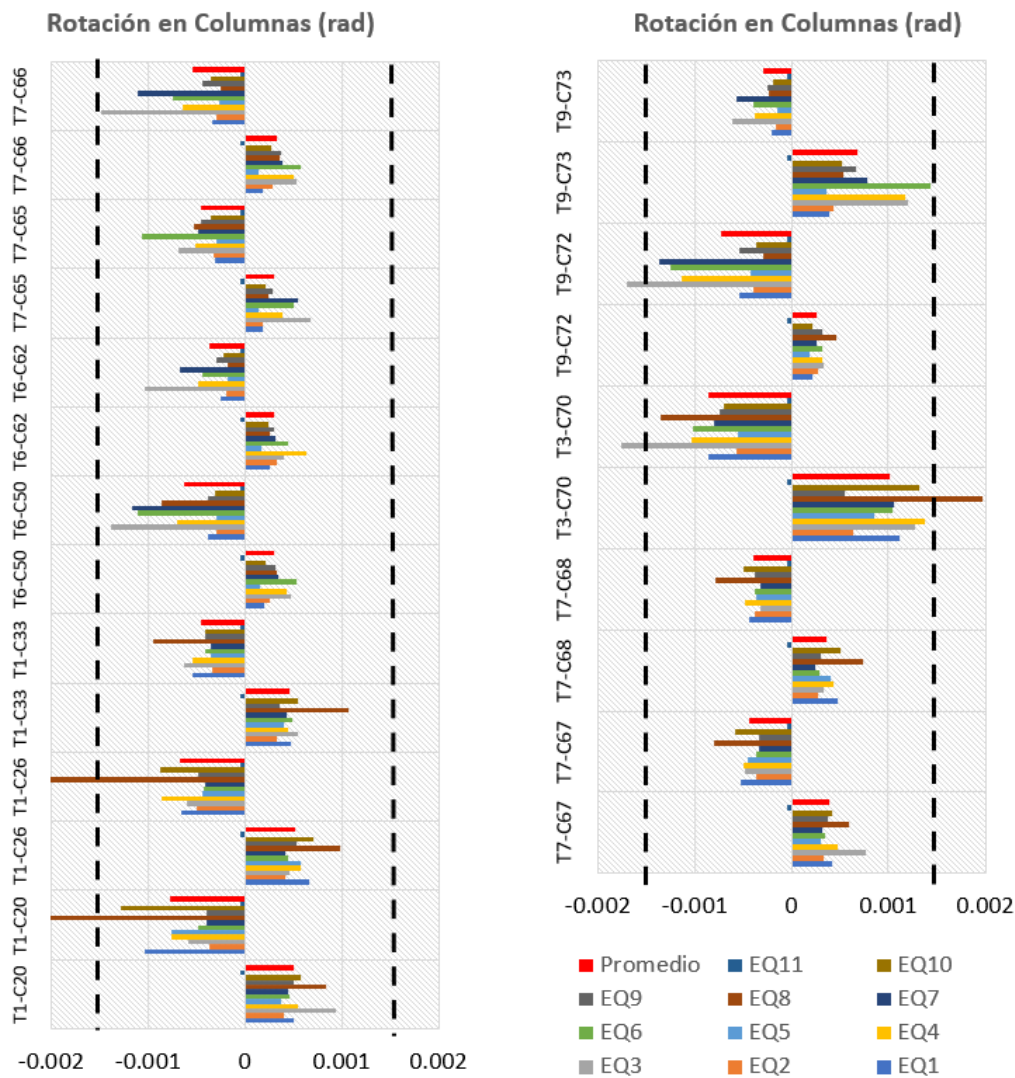
Notes:  $\rho_t$  shall not be taken as greater than 0.0175 in any case nor greater than 0.0075 when ties are not adequately anchored in the core. Equations in the table are not valid for columns with  $\rho_t$  smaller than 0.0005.  
 $V_{cOE}/V_{cOE}$  shall not be taken as less than 0.2.  
 $N_{UD}$  shall be the maximum compressive axial load accounting for the effects of lateral forces as described in Eq. (7-34). Alternatively, it shall be permitted to evaluate  $N_{UD}$  based on a limit-state analysis.  
<sup>a</sup> *b* shall be reduced linearly for  $N_{UD}/(A_g f_{cE}) > 0.5$  from its value at  $N_{UD}/(A_g f_{cE}) = 0.5$  to zero at  $N_{UD}/(A_g f_{cE}) = 0.7$  but shall not be smaller than *a*.  
<sup>b</sup>  $N_{UD}/(A_g f_{cE})$  shall not be taken as smaller than 0.1.  
<sup>c</sup> Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-1a) or (10-1b). Modeling parameter for columns controlled by inadequate development or splicing shall never exceed those of columns not controlled by inadequate development or splicing.  
<sup>d</sup> *a* for columns controlled by inadequate development or splicing shall be taken as zero if the splice region is not crossed by at least two tie groups over its length.  
<sup>e</sup>  $\rho_t$  shall not be taken as greater than 0.0075.

Nota. Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

En la Figura 121 se representa la rotación de los principales elementos columnas para los diferentes sismos, donde se evidencia que el sismo EQ8 presenta los valores más altos de rotación, y que, para los valores de rotaciones, existen algunas columnas que superan los valores de 0.003, estas columnas son columna tipo1-C26 y C20 y tipo3-C70 para ese sismo en específico. Se evidencia que las columnas cumplen el nivel de desempeño de seguridad limitada, ya que los promedios de los valores de rotación son menores al límite determinado por el ASCE/SEI 41-17.

**Figura 121**

*Desempeño en columnas principales para el sismo de 225 años*



**Desempeño de la Estructura Para el Sismo de Tr 225 años**

Luego de realizar un estudio utilizando análisis de tiempo historia en la edificación, se evidencia que en general los elementos de columnas y muros se comportan adecuadamente en cuanto a rotaciones. En cuanto al corte, se observa que los muros cumplen con la demanda requerida para resistir el sismo con un periodo de retorno de 225 años.

## Resultados Para Tr 975 Años.

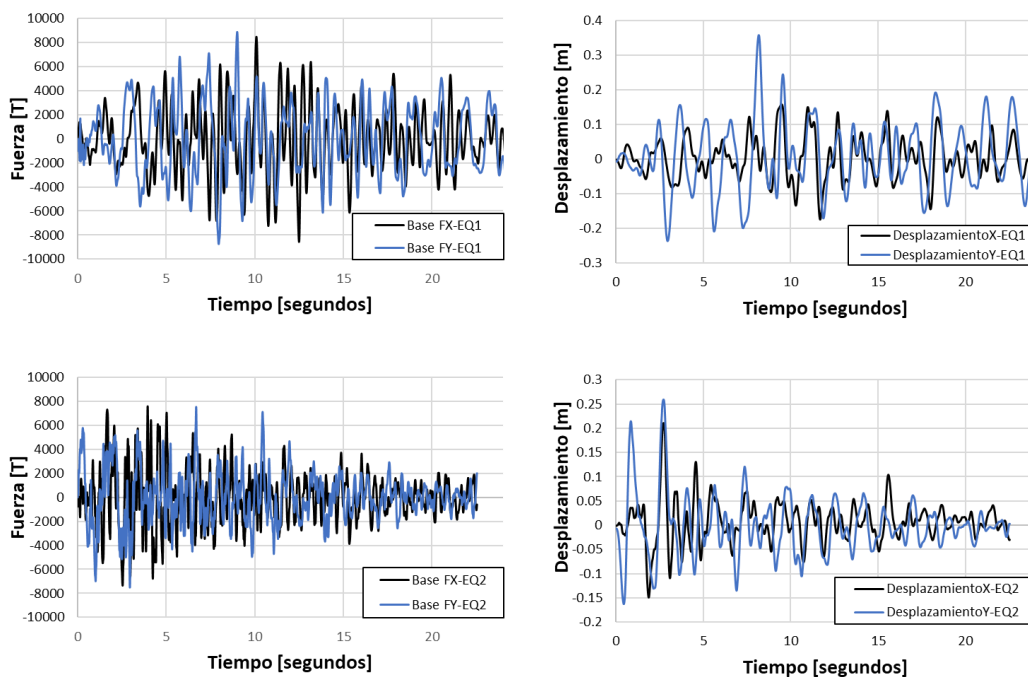
Se llevaron a cabo los análisis de respuesta no lineal para los 11 registros escalados, obteniéndose las respuestas globales y locales de la estructura en términos de derivas, fuerza. Los registros han sido ingresados en los dos sentidos según los lineamientos del ASCE/SEI 41-17. La Figura 122 representa las respuestas globales del sentido X y Y para los 11 registros.

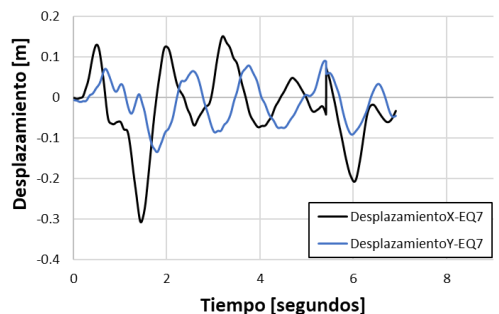
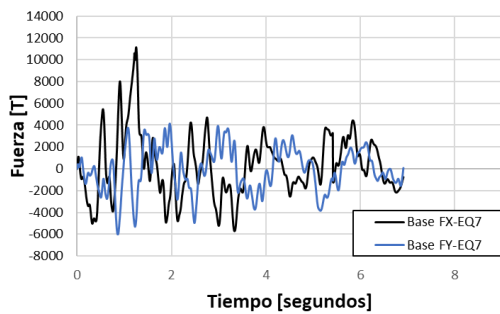
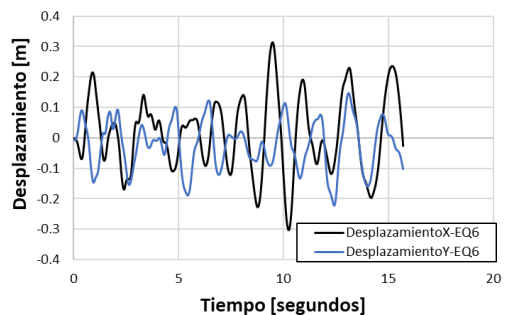
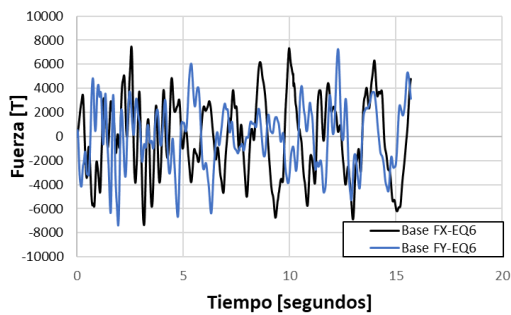
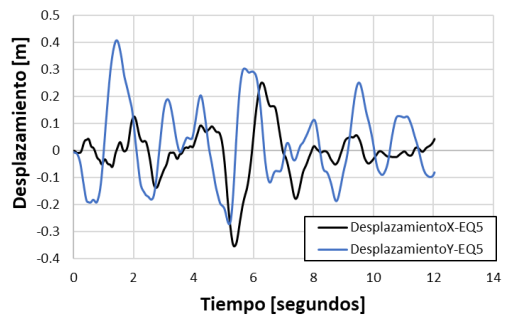
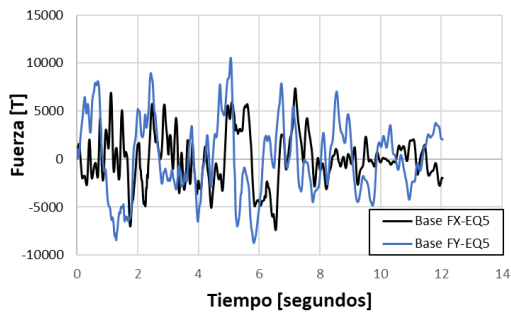
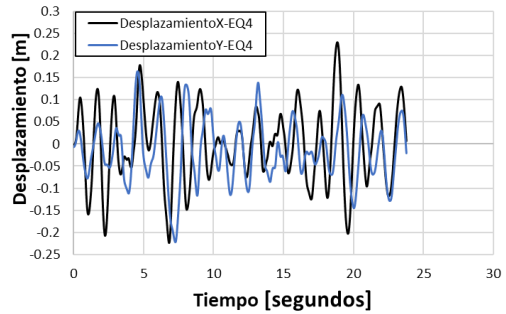
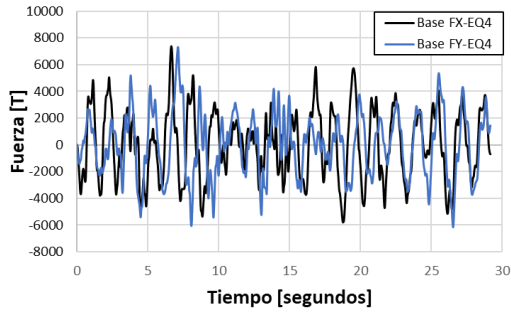
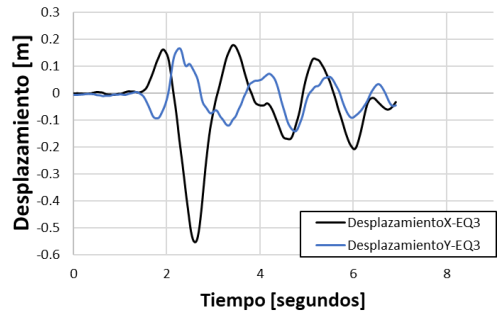
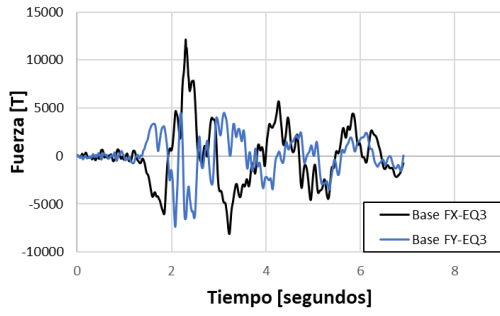
### Respuestas Globales:

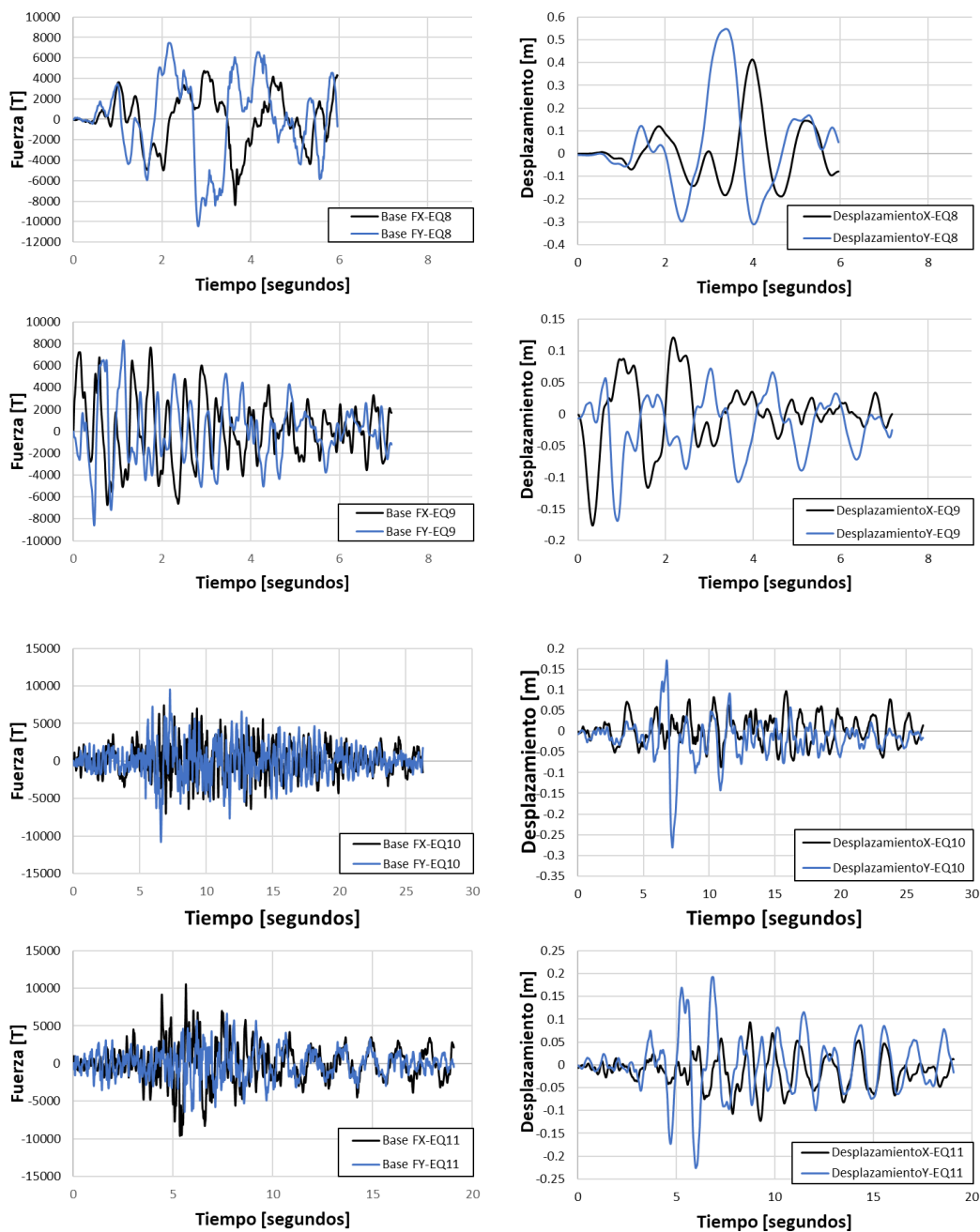
Se evidencia que los sismos que producen mayores solicitaciones de fuerza en la base (mayores a 10000 toneladas) son los sismos EQ-03 de Palms Springs (FS=0.60), EQ-05 de Northridge-01 (FS=1.30), EQ-07 de Chi-Chi, Taiwan-03 y EQ-08 de Montenegro, Yugoslavia.

**Figura 122**

*Respuestas de fuerza y desplazamiento del analisis tiempo historia frente al analisis estático no lineal para los 11 registros.*







### Derivas de Piso:

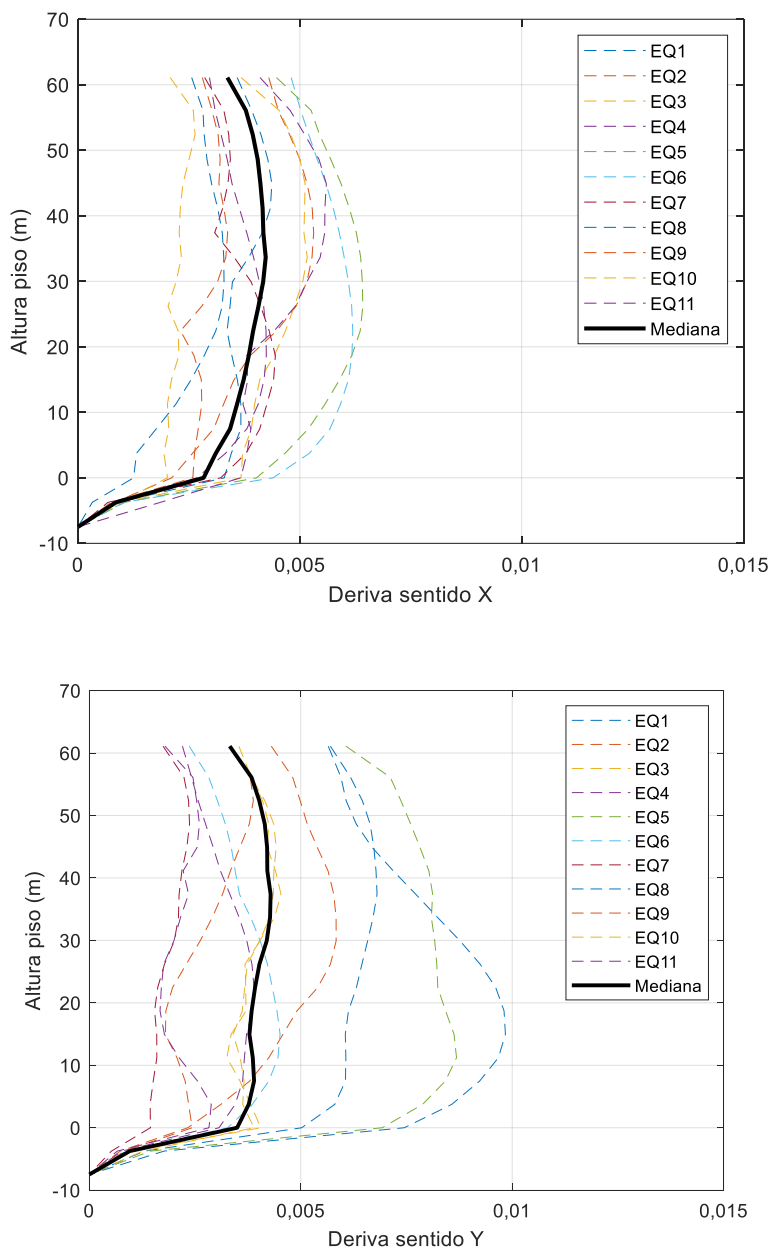
En la Figura 123 se presenta las respuestas de derivas de la estructura. Cada sismo afecta de manera diferente a la edificación debido a sus características. En cuanto a las derivas, éstas se encuentran dentro de los límites establecidos para este tipo de construcciones (0.02), según la NEC-SE-DS (2015). Se observa que los sismos para un Tr de 975 años afectan de mayor forma al sentido Y, el cual además presenta acoplamiento con movimientos de torsión que incrementan



sus derivas. Para este eje, se alcanzan valores de 0.010 en los pisos intermedios para el sismo EQ8:Montenegro, Yugoslavia (FS=1.20), y se alcanzan valores superiores a 0.0086 para el sismo EQ5:Northridge-01 (FS=1.30).

**Figura 123**

*Respuestas globales de derivas en sentido X y Y*

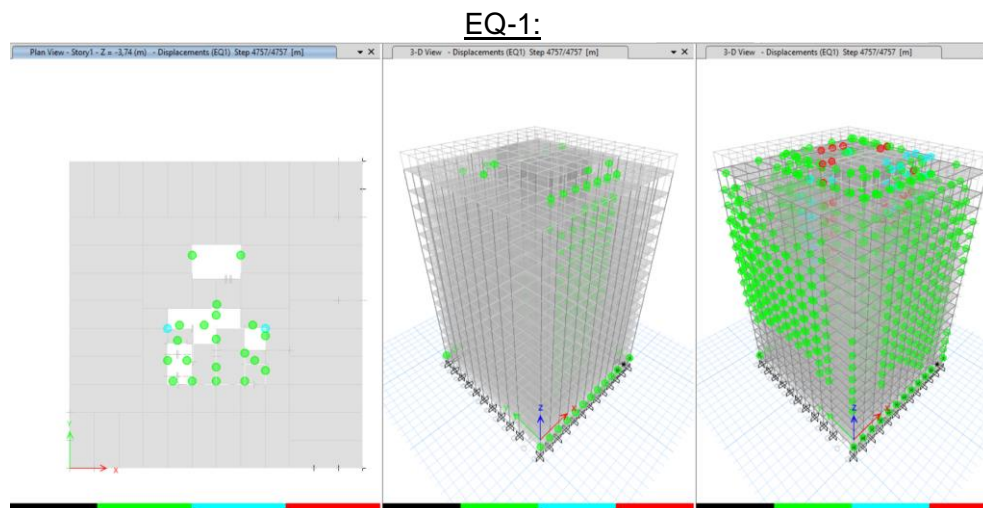


En el sentido más rígido, el eje X, se puede observar que los sismos EQ5: Northridge-01 (FS=1.30) y EQ6: dinar, Turkey (FS=1.10) generan los mayores desplazamientos en la estructura, llegando a valores cercanos a 0.0060 en algunas partes. El sismo EQ10: Sismo, Huasco - Chile (FS:1.40) es el que produce la menor deriva para este sentido.

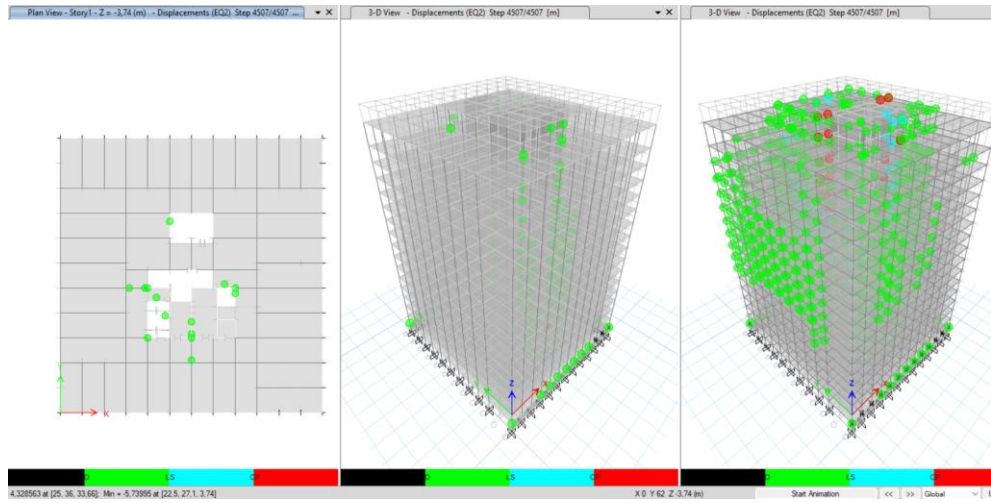
Las derivas promedio máximas en el sentido X son de 0.0044 y en el sentido Y son de 0.0047. Estas derivas se deben a la rigidez que posee el edificio. Si bien se ha evaluado el desempeño global de la estructura, incluyendo fuerzas, derivas, es importante conocer el desempeño de los principales elementos y evidenciar el desempeño de forma visual (Figura 124). En color rojo se presenta los elementos que superan el estado de PC, color celeste los elementos que superan el estado de SV, y verde los que superan OI. En general los elementos tipo viga superan los valores de PC. Se evidencia que las vigas en general alcanzan el desempeño de prevención de colapso, este comportamiento es adecuado.

### Figura 124

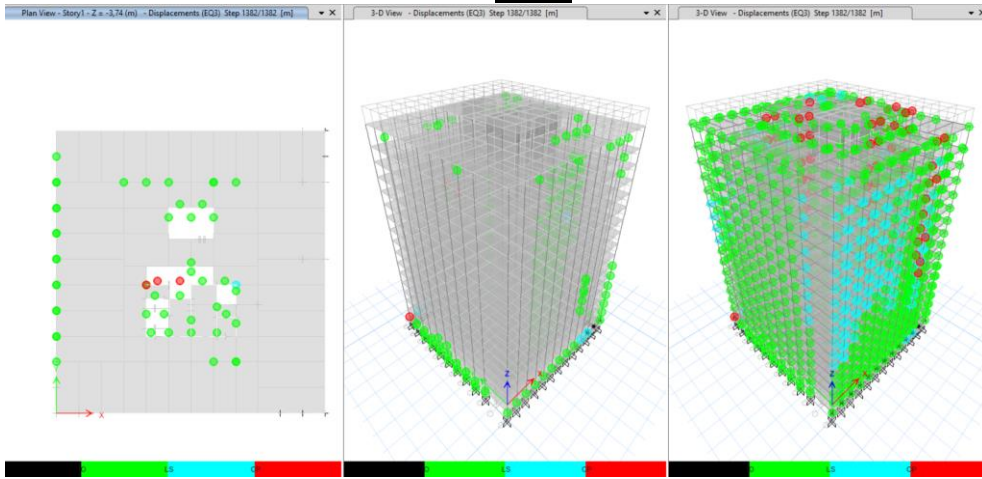
*Formación de rótulas plásticas vista en 3D, izquierda (subsuelo vigas ocultas), centro (vigas ocultas), derecha (todos los elementos)*



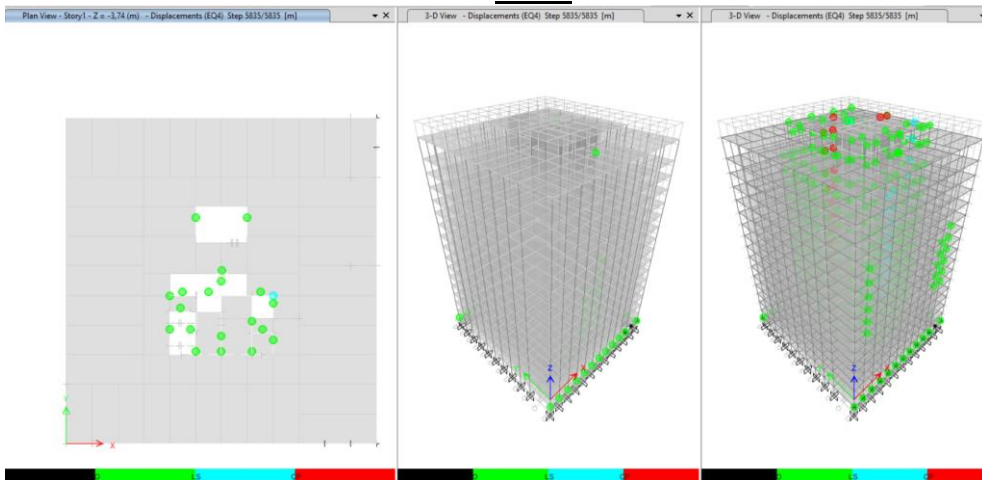
**EQ-2:**



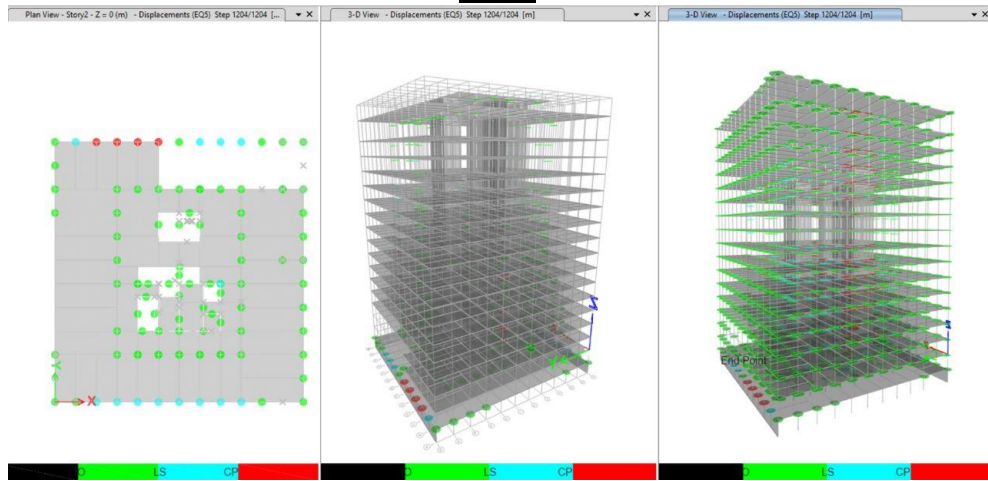
**EQ-3:**



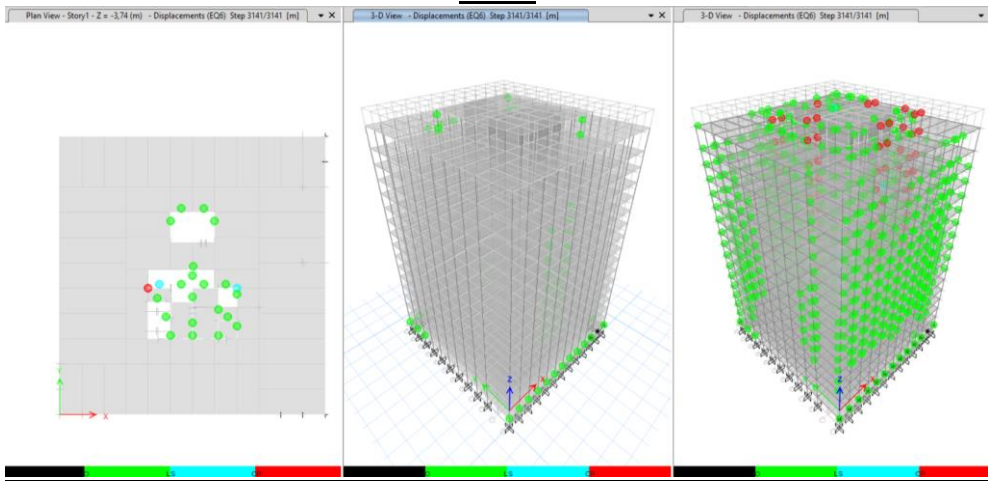
**EQ-4:**



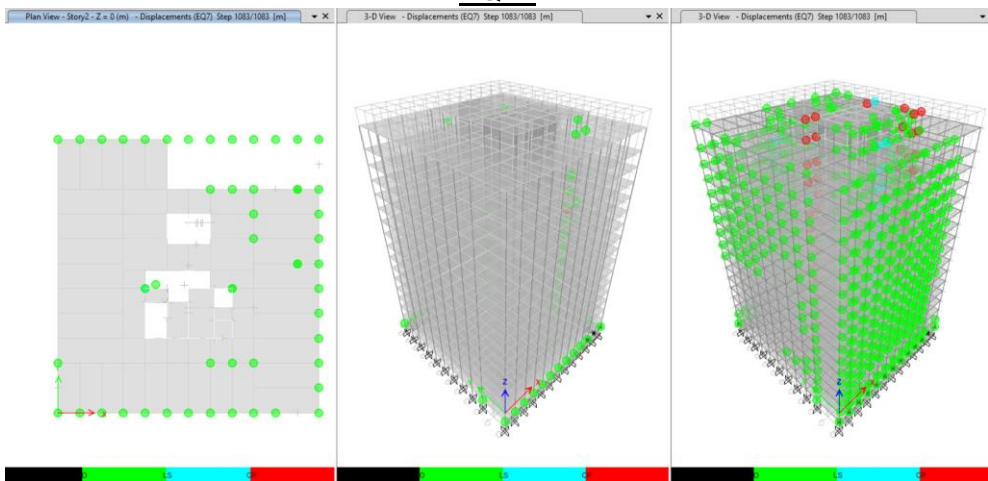
**EQ-5:**



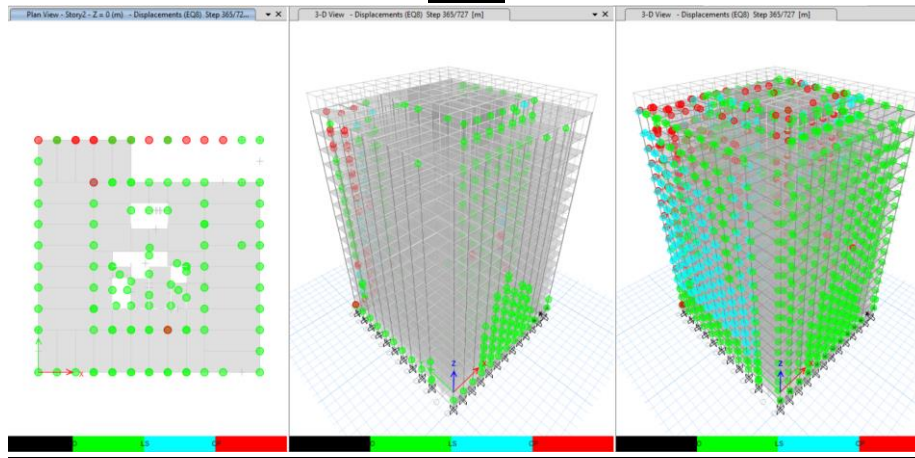
**EQ-6:**



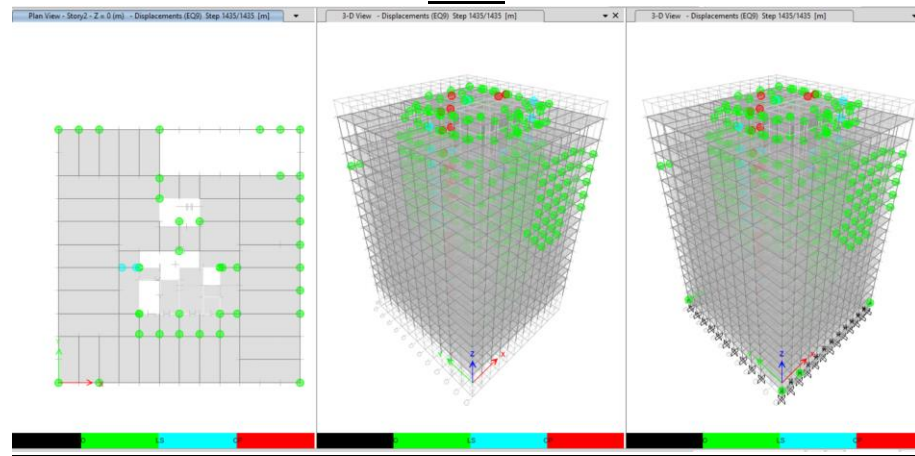
**EQ-7:**



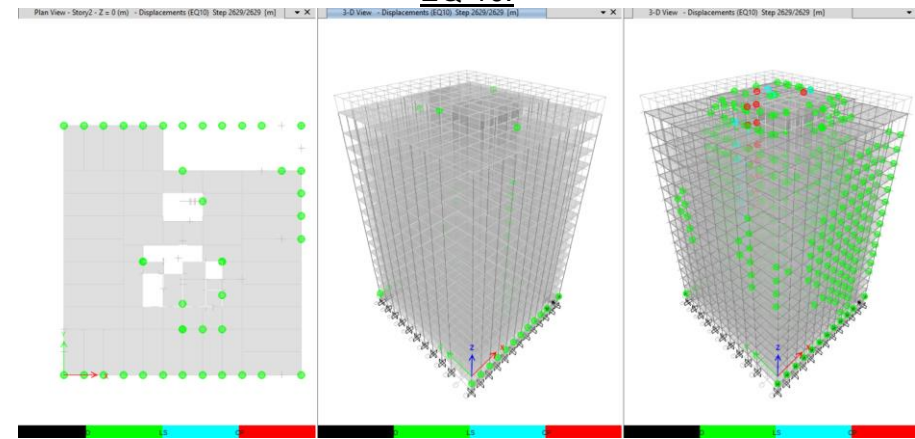
**EQ-8:**

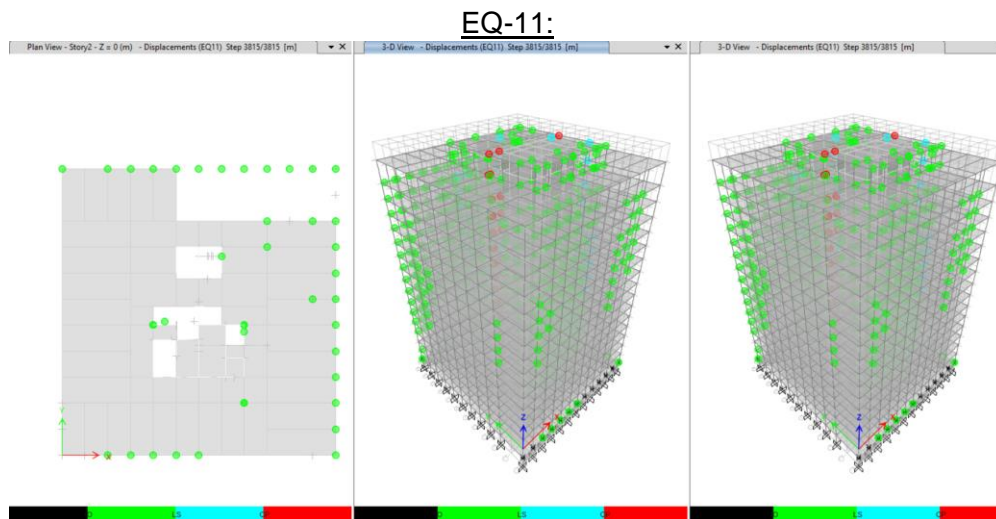


**EQ-9:**



**EQ-10:**





La revisión se concentrará en muros y columnas en función de la rotación de sus elementos para los pisos más solicitados, con el límite de desempeño de seguridad limitada ya que estos elementos son los que más seguridad brindan a la estructura.

### **Desempeño de Muros**

Los valores límites se seleccionan de la Tabla 10-19 del ASCE/SEI 41-17 para muros de hormigón armado asociados y controlados por flexión, para este caso el límite es de 0.003 para el estado de seguridad limitada (Figura 125).

En la Figura 126 se presenta la rotación de los principales elementos muros para los dos primeros niveles del edificio, donde se evidencia que el sismo EQ8 ocasiona rotaciones que alcanzan los valores mayores a 0.004 para el muro W27 (X4).

## Figura 125

### Valores límite de rotación para muros estructurales

**Table 10-19. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Structural Walls and Associated Components Controlled by Flexure**

Conditions	Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation <sup>a</sup> (radians)				
	a	b		Performance Level				
			c	IO	LS	CP		
i. Structural walls and wall segments								
$\frac{(A_s - A_s')f_{yE} + P}{t_w l_w f'_{cE}}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}}$	Confined Boundary <sup>b</sup>						
$\leq 0.1$	$\leq 4$	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
$\leq 0.1$	$\geq 6$	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
$\geq 0.25$	$\leq 4$	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
$\geq 0.25$	$\geq 6$	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
$\leq 0.1$	$\leq 4$	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
$\leq 0.1$	$\geq 6$	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
$\geq 0.25$	$\leq 4$	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
$\geq 0.25$	$\geq 6$	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004
ii. Structural wall coupling beams								
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement <sup>d</sup>	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}}$		d	e	c			0.003
Nonprestressed longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	$\leq 3$		0.025	0.050	0.75	0.010	0.025	0.050
Nonprestressed longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	$\geq 6$		0.020	0.040	0.50	0.005	0.020	0.040
Diagonal reinforcement	NA		0.030	0.050	0.80	0.006	0.030	0.050

<sup>a</sup> Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

<sup>b</sup> A boundary element shall be considered confined where transverse reinforcement exceeds 75% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed  $8d_b$ . It shall be permitted to take modeling parameters and acceptance criteria as 80% of confined values where boundary elements have at least 50% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed  $8d_b$ . Otherwise, boundary elements shall be considered not confined.

<sup>c</sup> For coupling beams spanning 8 ft 0 in., with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, acceptance criteria values shall be permitted to be doubled for LS and CP performance.

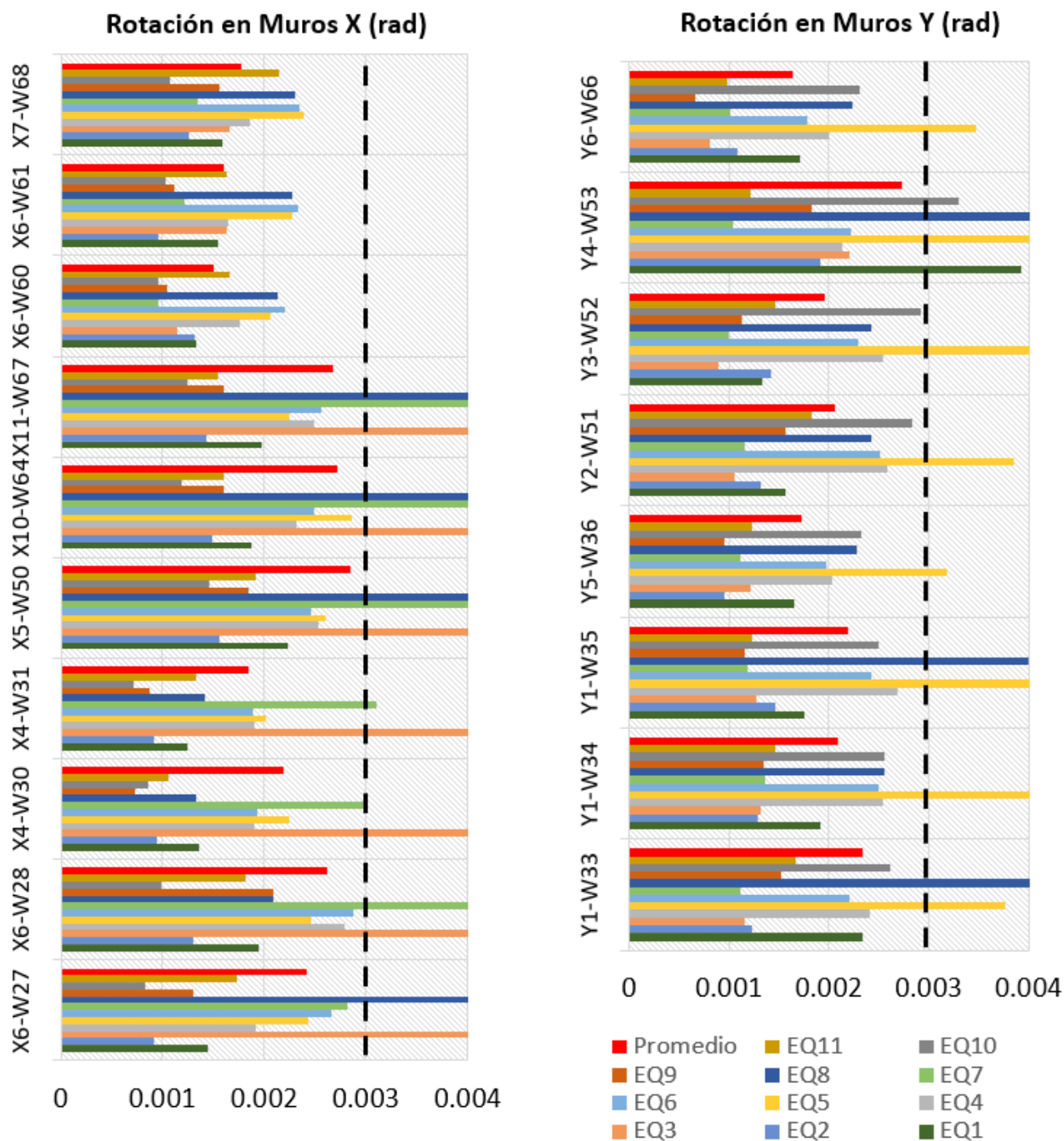
<sup>d</sup> Nonprestressed longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing  $\leq d/3$ , and (b) strength of closed stirrups  $V_s \geq 3/4$  of required shear strength of the coupling beam.

*Nota.* Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

También se evidencia que el EQ3 ocasiona valores de rotación de 0.0045 para el muro W30 (X6). Estos muros analizados corresponden a los dos primeros pisos del edificio, lugar donde se producen los mayores esfuerzos en los muros. Los valores promedios de rotación máxima de los once registros para los muros analizados son menores al límite promedio de rotación máxima de 0.003 para todos los muros, por tal razón se evidencia que los muros tienen un comportamiento adecuado durante la ocurrencia de los registros sísmicos. Es importante revisar la resistencia a corte de los principales muros, ya que el modelo de fibras no considera el efecto de corte.

Figura 126

Desempeño en muros para el subsuelo 2 – sentido X, Y





Resistencia a corte de muros:

La Tabla 82 presenta los valores de relación demanda máxima durante el análisis tiempo historia a corte sobre la capacidad de los muros más importantes para el desempeño estructural. La Tabla 85 presenta los valores de relación demanda máxima a corte de muros durante el análisis tiempo historia sobre la capacidad de los muros más importantes para el desempeño estructural, donde se evidencia que la capacidad es insuficiente para poder soportar las demandas sísmicas, esto se evidencia de forma notoria en el sentido X, por lo que la evaluación preliminar hace una buena estimación de deficiencias en comparación a la evaluación detallada. La capacidad a corte es obtenida, utilizando la ecuación (82), y la demanda ha sido escogida como el valor máximo en la respuesta de tiempo historia. La Tabla 86 presenta los valores numéricos.

Se puede observar que los muros X4, X6 en el sentido X, y los muros Y2 y Y5 tienen una capacidad insuficiente a corte para los valores de demanda promedio de los once sismos. Los valores superan entre 39 hasta el 78 por ciento de la capacidad de los muros X4 y X6, para el sentido Y se supera en un 12% y 18% a los muros Y2 y Y5, por lo tanto se evidencia una deficiencia a corte en los principales muros para el desempeño deseado en la estructura, por lo tanto se concluye que no cumple con el estado de seguridad limitada para muros.

**Tabla 85**

*Esfuerzos de corte para los muros más importantes*

Tipo	EQ1	EQ2	EQ3	EQ4	EQ5	EQ6	EQ7	EQ8	EQ9	EQ10	EQ11	Promedio	V CE
	V UD (T)	V UD (T)	V UD (T)	V UD (T)	V UD (T)	V UD (T)	V UD (T)	V UD (T)	V UD (T)	V UD (T)	V UD (T)	V UD (T)	
X4	-1183	-1227	-1021	-791	-1125	-1080	-1084	-1471	-1104	-1159	-1702	-1177	863
X5	-27	-23	-124	-28	-37	-33	-84	-153	-27	-29	-27	-54	181
X6	-1211	-1217	-1898	-1442	-1364	-1419	-1881	-1377	-1471	-1053	-1671	-1455	816
X10	-79	-64	-107	-76	-113	-77	-122	-227	-73	-86	-109	-103	255
Y1F	-482	-410	-257	-450	-730	-432	-339	-775	-419	-389	-316	-455	548
Y1H	-532	-334	-376	-308	-445	-493	-378	-389	-495	-568	-537	-441	548
Y2	-524	-454	-373	-293	-523	-326	-381	-541	-613	-474	-423	-448	401
Y5	-1758	-1383	-1318	-1160	-1994	-1288	-1031	-1945	-1553	-1697	-1072	-1473	1248

**Tabla 86**

*Relación Demanda sobre capacidad a corte para los muros más importantes*

Tipo	e cm	lw cm	hw cm	EQ1	EQ2	EQ3	EQ4	EQ5	EQ6	EQ7	EQ8	EQ9	EQ10	EQ11	Promedio
VD <sub>máx</sub> /V <sub>c</sub>															
X4	40	740	6110	1.37	1.42	1.42	0.92	1.30	1.25	1.26	1.70	1.28	1.34	1.97	1.39
X5	40	155	6110	0.15	0.13	0.69	0.16	0.21	0.18	0.46	0.85	0.15	0.16	0.15	0.30
X6	40	700	6110	1.48	1.49	2.32	1.77	1.67	1.74	2.30	1.69	1.80	1.29	2.05	1.78
X10	25	350	6110	0.31	0.25	0.42	0.30	0.44	0.30	0.48	0.89	0.28	0.34	0.43	0.40
Y1F	40	470	6110	0.88	0.75	0.47	0.82	1.33	0.79	0.62	1.41	0.76	0.71	0.58	0.83
Y1H	40	470	6110	0.97	0.61	0.69	0.56	0.81	0.90	0.69	0.71	0.90	1.04	0.98	0.81
Y2	25	550	6110	1.31	1.13	0.93	0.73	1.31	0.81	0.95	1.35	1.53	1.18	1.05	1.12
Y5	40	1070	6110	1.41	1.11	1.06	0.93	1.60	1.03	0.83	1.56	1.24	1.36	0.86	1.18

### Desempeño de Columnas

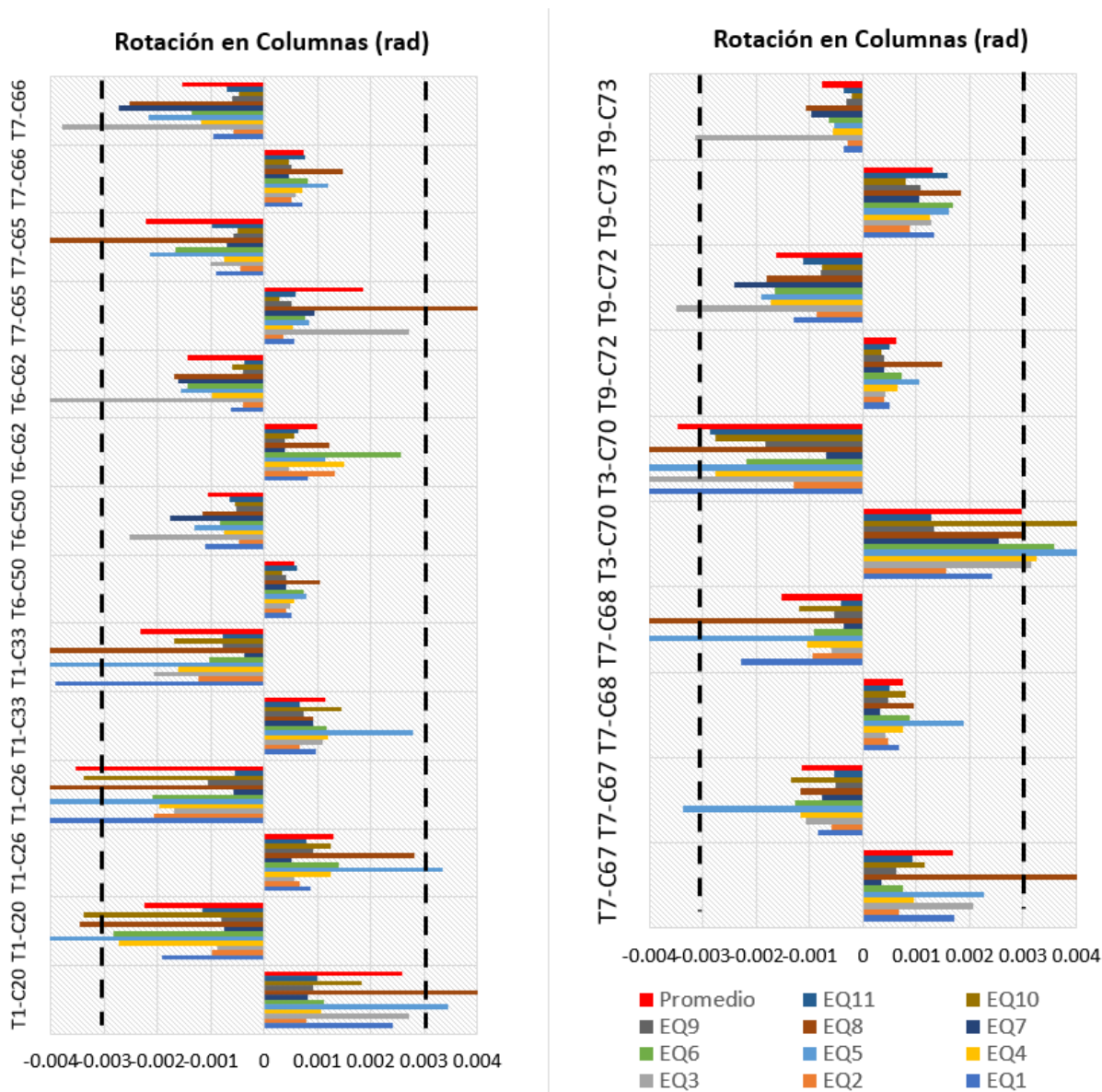
En la Figura 127 se representa la rotación de los principales elementos columnas para los diferentes sismos, donde se evidencia también que el sismo EQ8 presenta los valores más altos de rotación, y se evidencia que, para los valores promedios de rotaciones, existen dos columnas que superan los valores de 0.003, estas columnas son columna tipo-C26 y tipo3-C70.

Estas columnas analizadas corresponden al primer subsuelo del edificio, lugar donde se producen los mayores esfuerzos en columnas ya que aquí inicia el cálculo del peso sísmico ya que no está restringido a movimiento.

Para el límite de rotación, se debe ser consistente con las condiciones para la selección de  $m$  utilizados en el análisis no lineal estático. Los valores límites se seleccionan de la Tabla 10-8 del ASCE/SEI 41-17 para muros de hormigón armado asociados y controlados por flexión, para este caso el límite es de 0.003 para el estado de seguridad limitada obtenido de la expresión 0.7 b, que depende de la carga axial y el refuerzo transversal. Se evidencia que las columnas que tienden a estar esquinadas, superan ligeramente el nivel de desempeño de seguridad limitada, esto se debe a la torsión para este nivel de sismicidad.

**Figura 127**

*Desempeño en columnas principales para el sismo de 975 años*



**Discusión Sobre el Desempeño de la Estructura Para el Sismo de Tr 975 Años**

Luego de realizar un estudio utilizando análisis de tiempo historia en la edificación, se evidencia que en general los elementos de columnas y muros se comportan adecuadamente en cuanto a rotaciones, con excepción de las columnas que se encuentran en las esquinas del edificio. Sin embargo, en cuanto al corte, se observa que los muros X4, X6, Y2 y Y5 no

cumplen con la demanda requerida para resistir el sismo con un periodo de retorno de 975 años. Por lo tanto, se concluye que el edificio requiere una rehabilitación, ya que no cumple con los requisitos de corte en los muros mencionados y las columnas esquineras puede comprometer su seguridad durante sismos severos. Es necesario tomar medidas para mejorar la capacidad de la estructura para resistir cargas sísmicas, a fin de garantizar la protección de las personas y el patrimonio edificado.

### **Torsión ASCE/SEI 41-17 (2017) Para Análisis no Lineal Tiempo Historia:**

En los procedimientos de análisis no lineal, los modelos tridimensionales captan mejor algunas de las contribuciones de torsión, así como la distribución de fuerzas en los diferentes modelos. El ASCE/SEI 41-17 (2017) menciona que la torsión accidental debe incluirse para el nivel de peligrosidad más alto, incluidos los objetivos de rendimiento único, porque es más probable que este nivel sea el Nivel de Rendimiento de Prevención de Colapso, en cuyo caso puede haber cambios significativos en la respuesta del edificio y en el resultado de la evaluación debido al impacto de la torsión accidental.

Es probable que estas estructuras con muchos ejes y gran cantidad de muros sean mucho menos susceptibles a la respuesta a la torsión que los sistemas de pórticos que poseen poca redundancia y poca rigidez y resistencia a la torsión.

### ***Curvas de Fragilidad***

#### **Curva de fragilidad según los niveles de diseño prescritos por la normativa HAZUS para la tipología C2H**

Se construye la curva de fragilidad para calcular la probabilidad de daño para un desplazamiento espectral para la tipología C2H, que corresponde a una edificación con muros estructurales con una altura superior a 37 metros. Para esto, se utilizan los resultados de

desplazamiento y fuerza lateral obtenidos de los análisis ANLE para el sentido Y, (sentido más flexible), donde se esperan que se produzcan los daños más considerables.

El desplazamiento de colapso en el último piso es igual a 59.59 cm (obtenido de la curva de capacidad), y el desplazamiento espectral es igual a 35.15 cm. Se comparan tres alternativas en cuanto a curvas de fragilidad de la normativa en cuanto al nivel de diseño sísmico ocupado en el edificio: a) pre-código, b) nivel de diseño bajo: código leve, c) nivel moderado: código moderado. Estos tres tipos fueron seleccionados de acuerdo con la antigüedad y año de construcción del edificio, que se evidencia en la falta de confinamiento de muros, aunque posee mucha resistencia lateral, rigidez, e hiperestaticidad. Los valores de ductilidad recomendados por la normativa HAZUS para edificios diseñados pre-código, diseño sísmico bajo o mediano recomiendan un valor de ductilidad igual a  $\mu=2.5$ , 2.5 y 3.0 respectivamente. Los valores de ductilidad obtenidos en el edificio en el ANLE fueron iguales a  $\mu=3.20$  y 3.70 obtenidos entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento de fluencia.

**Tabla 87**

*Estados de daño según la tipología*

Estados	Pre – código		Código leve		Código moderado	
	Mediana (cm)	Beta	Mediana (cm)	Beta	Mediana (cm)	Beta
Leve	3.51	1.85	4.39	1.68	4.39	1.68
Moderado	6.71	1.91	8.38	1.85	9.25	1.72
Extensivo	17.32	2.33	21.67	2.13	25.40	1.78
Completo	43.89	2.46	54.86	2.41	65.84	2.21

*Nota. Obtenido de FEMA Hazus 5.1. (2022). Hazus Earthquake Model User Guidance.*

*<https://www.fema.gov/flood-maps/tools-resources/flood-map-products/hazus/user-technical-manuals>*

Para calcular el desplazamiento espectral  $S_d$ , se divide el desplazamiento en el techo para PF con la ecuación (83).

$$S_d = \frac{\Delta_{ROOF}}{PF1 \varphi_{ROOF}} \quad (83)$$

Donde:

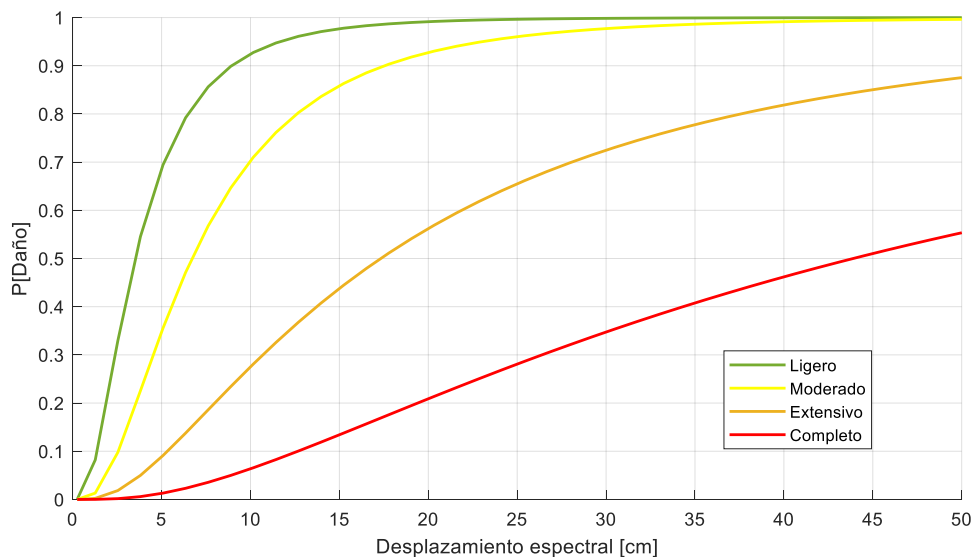
$PF1 \varphi_{ROOF}$ : Factor de participación PF igual a 1.66 utilizando un coeficiente  $\alpha_2=0.60$  obtenido del HAZUS.

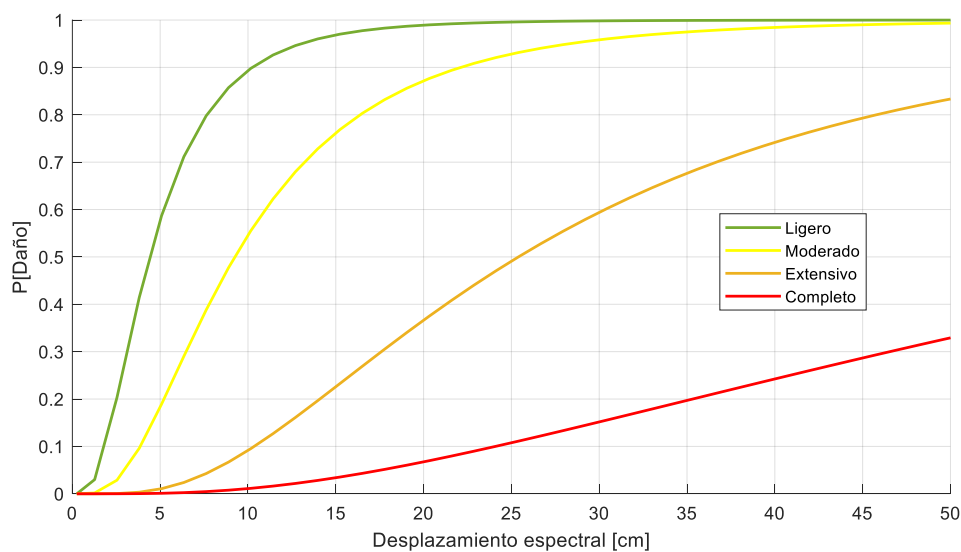
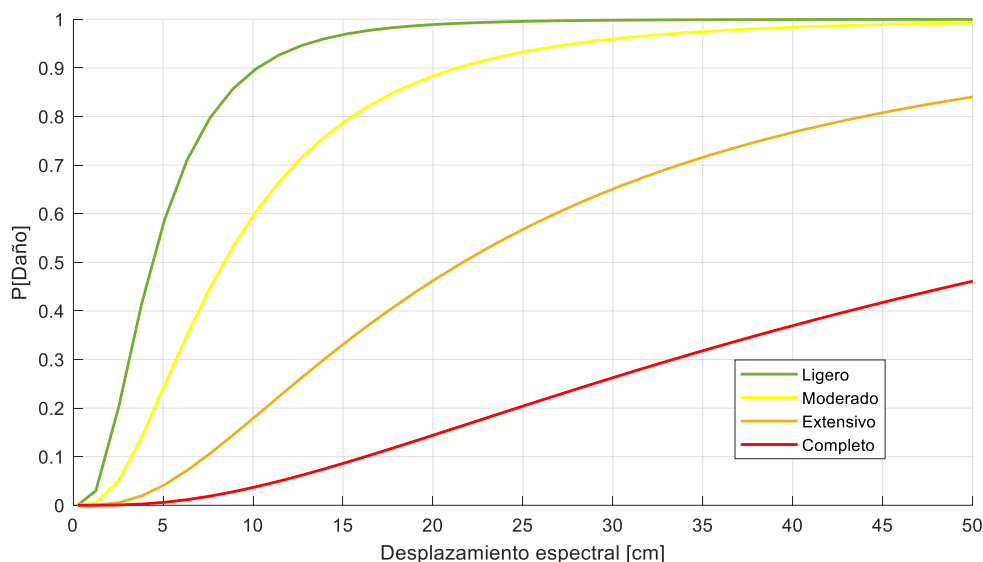
$\Delta_{ROOF}$ : Desplazamiento en el último piso del edificio.

Los valores de media y desviación estándar se muestran en la Tabla 87. Se analizan 4 estados de daño, leve, moderado, extensivo y completo (Figura 128).

### Figura 128

*Probabilidad de un estado de daño para un edificio C2H con nivel de diseño pre – código, diseño sísmico con código leve y moderado.*





### Curva de fragilidad según el ANLE

Se obtienen las curvas de fragilidad, utilizando cuatro umbrales de daños calculados a partir de los desplazamientos espectrales de fluencia  $d_y$  y desplazamiento último  $d_u$  (Tabla 88). Se utilizan cuatro umbrales de daños (ligero, moderado, extenso y completo) calculados a partir de los desplazamientos de fluencia  $d_y=13,09$  cm ( $S_d=7,85$  cm) y desplazamiento último  $d_u=59,69$  cm ( $S_d=35,81$  cm) en base al modelo obtenido del análisis estático no lineal para el

sentido más flexible con una fuerza distribuida proporcionalmente a las masas asignadas a cada nodo de la estructura para tener los efectos de torsión representados de forma matemática con mayor aproximación que un método estático no lineal convencional, los umbrales son calculados respetando los límites de los criterios establecidos en Milutinovic, Z. & Trendafiloski, G (2003).

**Tabla 88**

*Umbrales de daño*

Umbrales de estado de daño	Criterio
Leve	$Sd1, d_s=0.7*d_y$
Moderado	$Sd2, d_s=1.2*d_y$
Extensivo	$Sd3, d_s=d_y+0.25*(d_u-d_y)$
Completo	$Sd4, d_s=d_u$

*Nota:* Adaptado de Milutinovic, Z. & Trendafiloski, G. (2003). Risk-UE An Advanced Approach to Earthquake Risk Scenarios with Applications to Different European Towns.

Los valores obtenidos utilizando el desplazamiento espectral (19.6 cm) alcanza una probabilidad de llegar a un estado de daño completo igual a 23%, daño extensivo igual a 40%, daño moderado igual a 32% y daño ligero igual a 5% respectivamente para el periodo de retorno de 975 años en el sentido Y.

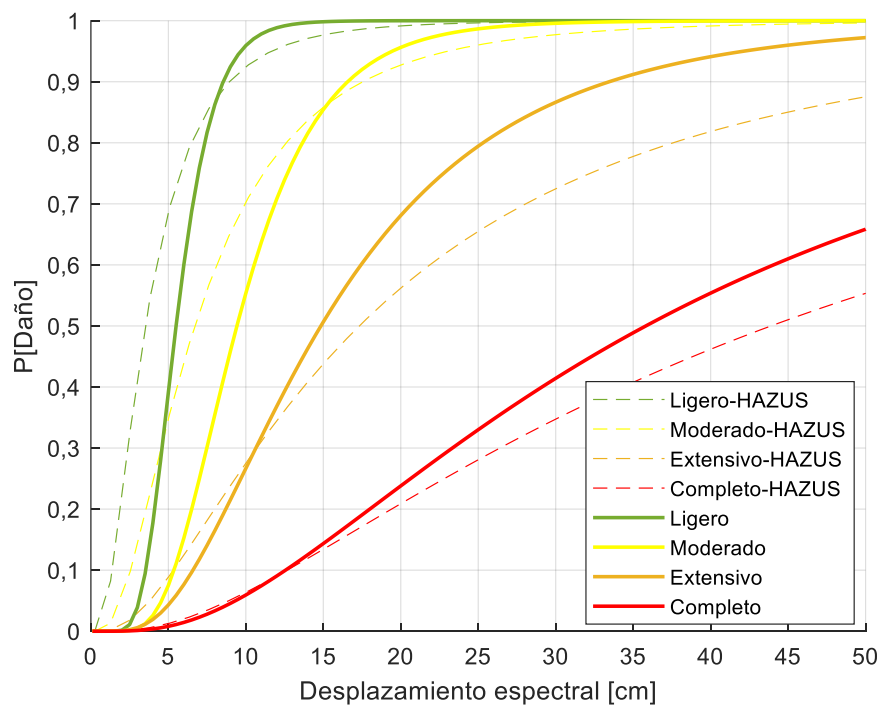
Esta curva de fragilidad es más parecida a la curva de HAZUS para un edificio diseñado pre-código, lo cual va acorde a la antigüedad del edificio (Figura 129) .

Los valores de media y desviación estándar obtenidos se muestran a continuación en la Tabla 89.



**Figura 129**

Curva de fragilidad para los umbrales de daño, sentido flexible de la estructura

**Tabla 89**

Estados de daño obtenidos

Estados de Daños	Pre – código	
	Mediana (cm)	Desviación estándar
Leve	5.50	0.34
Moderado	9.42	0.44
Extensivo	14.84	0.63
Completo	35.81	0.82

#### Probabilidad de colapso en 50 años, $P_{C50}$

Se determina la curva de fragilidad de colapso utilizando la fracción de casos en que la estructura colapsa:

$$P[C|IM = x] = \frac{NC \text{ cuando } IM = x}{Ncr} \quad (84)$$

Donde:

NC: Número de casos donde el edificio colapsa, para una intensidad determinada

Ncr: Número de casos simulados

Se define que se supera el estado de prevención de colapso, contabilizando los casos en donde el 50% de los muros seleccionados como los responsables de la seguridad estructural superan el valor límite de rotación igual a 0.004, y donde la capacidad de corte en más de 5 muros principales es afectada, que para el caso de estudio es igual a 2 (Sismos EQ5 y EQ8).

Se ajusta una curva log normal a los datos, utilizando el método de máxima verosimilitud. El desarrollo se realiza en el software Matlab. La curva se presenta en la Figura 130. Se selecciona la intensidad de los  $S_a(T)$  obtenidos del promedio de sismos escalados.

El objetivo es obtener la probabilidad de colapso de la edificación en 50 años, que entrega un criterio acerca del comportamiento del edificio utilizando la amenaza sísmica y la curva de fragilidad de colapso.

Este proceso se realiza mediante la integración en forma numérica de la curva de fragilidad de colapso multiplicada por la derivada de la curva de amenaza sísmica.

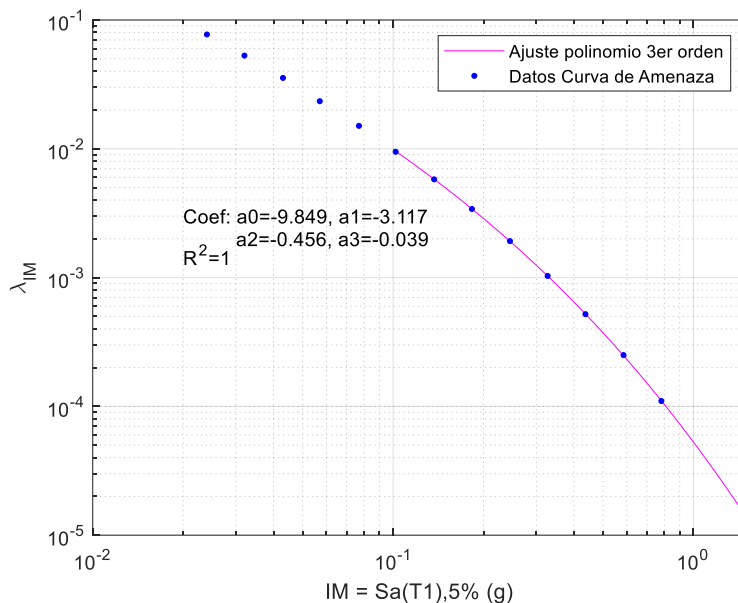
A partir de los datos de la amenaza sísmica para el periodo de la estructura, se obtiene un ajuste polinomial de tercer grado.

Los coeficientes hallados y el coeficiente de determinación ( $R^2$ ) es igual a 0.998 (esto indica un buen ajuste del polinomio en el rango establecido) y la ecuación obtenida es igual a :

$$\ln(\lambda_{IM}) = -9.849 - 3.117 \ln(IM) - 0.456[\ln(IM)]^2 - 0.038[\ln(IM)]^3 \quad (85)$$

**Figura 130**

Extrapolación de la curva de amenaza sísmica



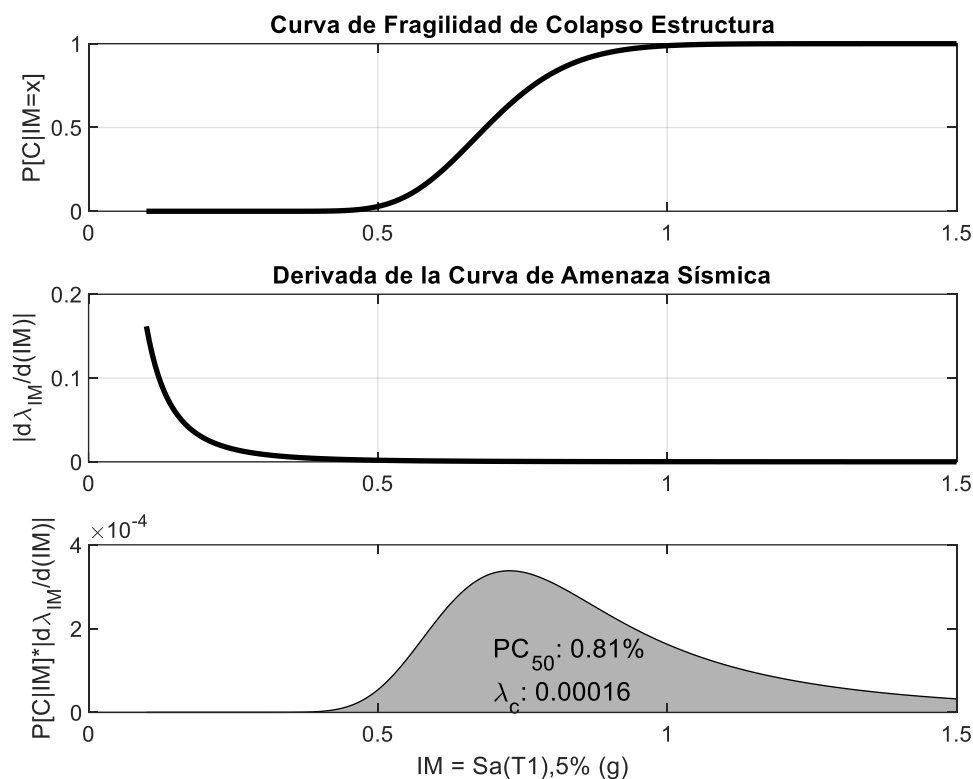
Se obtiene finalmente la probabilidad de colapso para un periodo de 50 años, a partir de la ecuación (86), a partir del valor de  $\lambda_c = 0.00016$ .

$$P_{\text{colapso 50 años}} = (1 - e^{-\lambda_c * t}) * 100 = 0.81\% \quad (86)$$

La probabilidad de colapso en 50 años de la estructura analizada es igual a 0.81% lo que representa un valor más bajo en comparación al límite recomendado por normativa americana ASCE, que indica que el valor no debe superar el 1% (Figura 131). Este valor indica un comportamiento adecuado del edificio a pesar de ser un edificio antiguo, esto se debe a la gran cantidad de muros estructurales que posee.

**Figura 131**

*Curva de fragilidad de colapso, derivada de la curva de amenaza sísmica de sitio y probabilidad de colapso en 50 años de la estructura*



### **Recomendaciones para la rehabilitación del Edificio**

Es importante mencionar que durante la generación del modelo matemático del edificio se ha enfrentado a una falta de planos ASBUILT, por esta razón, se han hecho algunas suposiciones respecto a las cuantías mínimas de refuerzo en muros, columnas y vigas, ya que estos elementos no pudieron ser investigados de manera exhaustiva. La recolección de calidad de materiales, calidad del suelo y datos experimentales de los parámetros dinámicos, han permitido mejorar el conocimiento de la estructura. Se ha asumido que los nudos viga-columna y viga-muro están adecuadamente detallados y que existe un anclaje adecuado en la cimentación. Sin embargo, cabe mencionar que estas suposiciones pueden generar cierta incertidumbre en la evaluación de la capacidad estructural del edificio ante un evento sísmico.

Por lo tanto, se recomienda llevar a cabo una revisión exhaustiva de campo de los detalles constructivos y de los materiales utilizados en la edificación, a fin de reducir el margen de error en el análisis de evaluación sísmica.

Después de una evaluación detallada del edificio, se ha concluido que se requiere la incorporación de elementos estructurales adicionales en las esquinas del edificio para mejorar su comportamiento frente a la torsión y a demandas de corte excesivas en muros centrales. Estos nuevos elementos deben ser capaces de absorber las fuerzas sísmicas y reducir la demanda sísmica en los muros, disminuyendo así el riesgo de daños en la estructura durante un sismo.

Es importante destacar que, en cuanto a los componentes estructurales, la mampostería puede convertirse en elementos que representen un riesgo para los ocupantes del edificio en caso de un sismo. Por lo tanto, es fundamental cambiar estos componentes por paredes alivianadas o que posean juntas para evitar que la mampostería se convierta en proyectiles peligrosos.

En cuanto a las posibles alternativas de sistema de refuerzo para la estructura, se han identificado dos opciones viables:

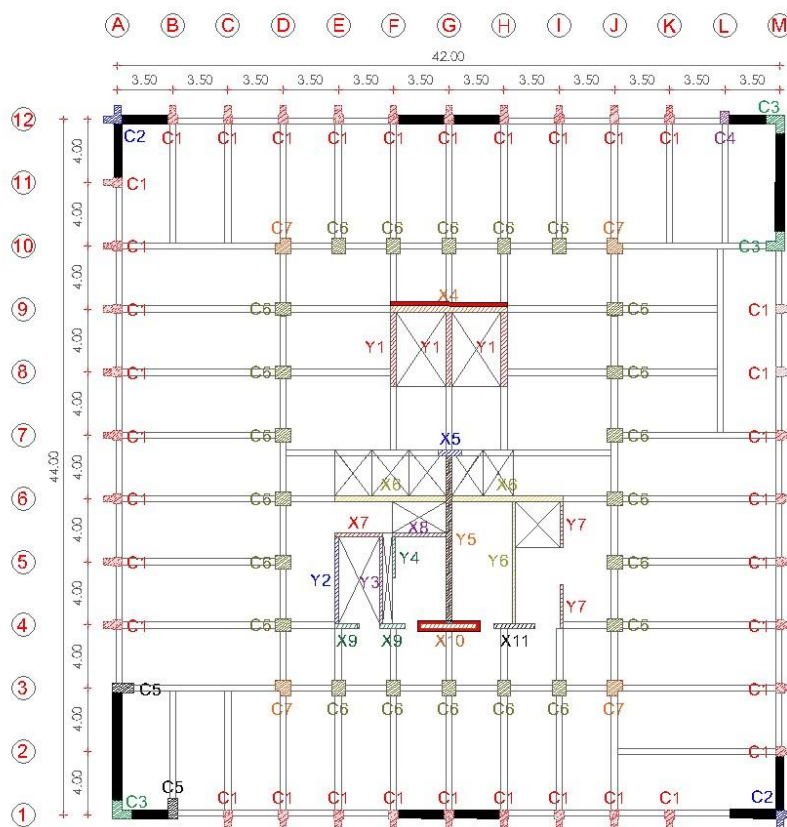
La primera es la colocación de muros estructurales en las periferias del edificio, además de fortalecer los muros X4 y X10, con el fin de reducir las demandas en el muro X6 (Figura 132 y 133). Otra alternativa sería la instalación de disipadores de energía en las mismas posiciones mencionadas.

Ambas opciones ofrecerían un medio efectivo para reducir las deformaciones por torsión y minimizar las rotaciones plásticas de las columnas esquineras, lo que debería disminuir el riesgo de daños en la estructura durante un sismo. Se debe llevar a cabo un análisis cuidadoso para determinar cuál de las dos opciones es la más adecuada para este edificio en particular.

Además, se observa que las vigas funcionan como elementos fusibles en toda la estructura, lo que indica la necesidad de reforzarlas. Una alternativa efectiva para reforzar las vigas de hormigón armado que conectan muros estructurales es la incorporación de láminas de fibra de carbono (FRP). Dado que no se han identificado otras soluciones compatibles con los condicionantes arquitectónicos del edificio, el uso de FRP es una opción adecuada y viable.

**Figura 132**

*Esquema de alternativa de reforzamiento en planta*

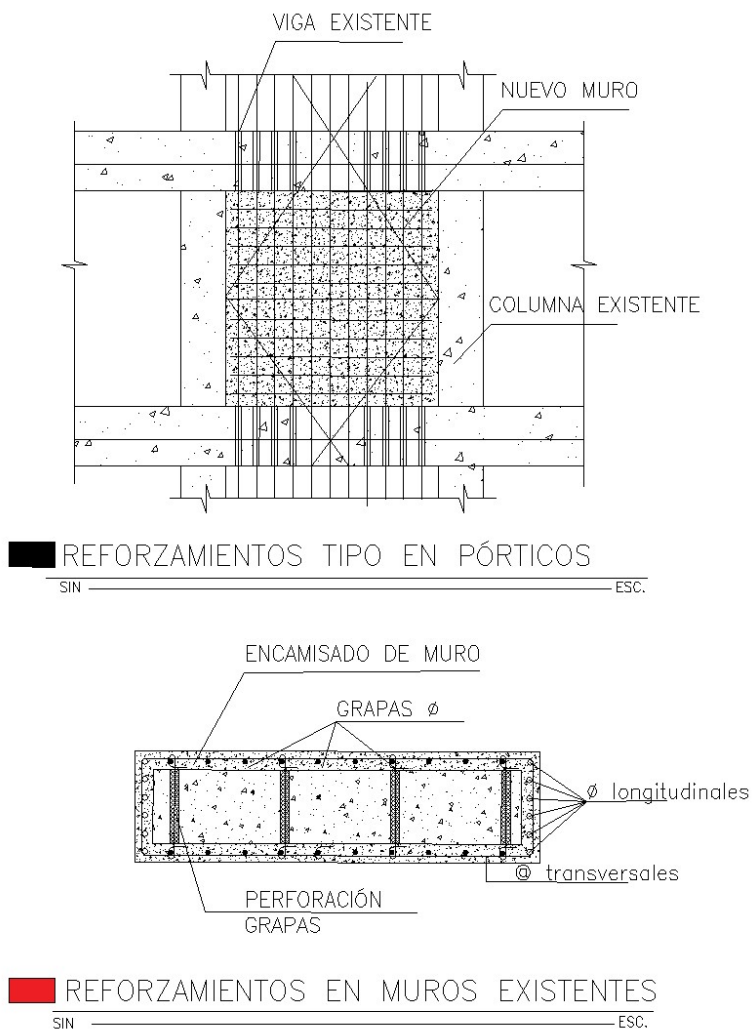


UBICACION DE REFORZAMIENTOS EN PLANTA TIPO

SIN ESC.

Simbología

- Reforzamiento de muros en pórticos existentes
- Reforzamiento de muros existentes

**Figura 133***Esquema de alternativa de reforzamiento en elevación*

### **Guía para la Evaluación de Estructuras de Hormigón Armado Según los Lineamientos del ASCE/SEI 41-17 Adaptadas a Nuestro Medio:**

Se sugiere el siguiente proceso simplificado para llevar a cabo una evaluación eficiente de estructuras de hormigón armado de acuerdo con las directrices del ASCE/SEI 41-17:

Primero se debe definir el tipo de edificio, configuración del edificio, propiedades de los componentes, información de suelo y cimentación e información sobre edificaciones existentes.

Luego se debe definir el objetivo de desempeño, el nivel de sismicidad y recolección de información disponible requerida para cada nivel de evaluación.

#### Nivel de evaluación 1.

- ✓ Una vez definido el sistema estructural del edificio, el nivel de desempeño y el nivel de sismicidad, se selecciona las listas de chequeo de acuerdo con el nivel de desempeño para configuración básica y para sistemas estructural
- ✓ Se completa las listas de chequeo de configuración básica
- ✓ Se completa las listas de chequeo para sistemas estructural
- ✓ De no poseer deficiencias, se pueden hacer recomendaciones y elaborar un informe del estudio. En caso de tener deficiencias, se debe realizar un nivel de evaluación superior.

#### Nivel de evaluación 2.

- ✓ Establecer el tipo de procedimiento de análisis para resolver las deficiencias encontradas, definir un modelo que represente la edificación con sus irregularidades, considerar efectos multidireccionales, efectos P-Delta.
- ✓ Establecer un plan de levantamiento de información dependiendo de las deficiencias encontradas, escogiendo adecuadamente las cantidades de exploración en cuanto a calidad de materiales, determinación de cuantías y acero de refuerzo en elementos primarios, e identificar la armadura de corte en elementos de columnas o muros.
- ✓ Identificar los componentes primarios y secundarios, clasificando los componentes no estructurales como estructurales si su rigidez lateral o su resistencia superan el 10% de la rigidez lateral inicial total o de la resistencia esperada de un piso, respectivamente. Para edificaciones de poca altura construidas en pórticos resistentes a momentos ( $N < 5$  pisos), se debe determinar la influencia de la mampostería como componente primario o secundario según su influencia.



- ✓ En caso de utilizar un modelo matemático, y disponer de un estudio de vibraciones ambientales, se recomienda realizar una calibración del modelo mediante una función de optimización para evitar errores en la modelación.
- ✓ Seguir el procedimiento para configuración básica del sistema estructural donde se evalúa (generalidades, configuración del edificio, riesgos geológicos). A su vez, seguir el procedimiento para evaluar el sistema estructural resistente a fuerzas sísmicas, para diafragmas y conexiones.
- ✓ Determinar el factor de desconocimiento,
- ✓ Analizar el cumplimiento de los criterios de aceptación de acuerdo con el tipo de análisis seleccionado, usualmente análisis lineales donde se verifica que cumpla la relación demanda sobre capacidad (DCR).
- ✓ Verificar la aplicabilidad del análisis realizado. Si  $DCR > 3.0$ , existe torsión, estructuras flexibles  $T > 3.5$  segundos, sistemas no ortogonales requiere un nivel de evaluación superior.

#### Nivel de evaluación 3.

- ✓ Para llevar a cabo una evaluación detallada de Nivel 3, se deben seguir los procedimientos establecidos en los puntos para nivel de evaluación 2. Esta evaluación se realiza cuando la edificación requiere un análisis más detallado.
- ✓ No está permitido por los códigos emplear métodos avanzados no lineales, cuando el conocimiento de la estructura no es bueno.
- ✓ El uso de métodos no lineales y el buen conocimiento del edificio pueden ser ventajosos y conducir a intervenciones menos agresivas (más económicas).
- ✓ Analizar el cumplimiento de los criterios de aceptación de acuerdo con el tipo de análisis seleccionado, usualmente análisis no lineales, y chequeando los límites de deformación de los elementos (rotaciones) en función del objetivo de desempeño deseado y el tipo de elemento estructural.

## Capítulo VI

### Conclusiones Y Recomendaciones

#### Conclusiones

##### ***Calidad de Materiales y Sistema Estructural***

- En cuanto a cantidad de muestreo de hormigón, la ecuación de Westfall y Hennin (7) que utiliza una desviación estándar de 3.0 MPa y nivel de confianza de 95% obtiene un menor número de muestras requeridas basado en datos estadísticos en comparación a la norma ASTM E122 (44), por lo que se vuelve una herramienta útil en caso de que la muestra obtenida en la ecuación del ASTM sea un valor muy alto, hay que tener en cuenta que la precisión es dada por evaluador al imponer el valor de desviación estándar.
- La resistencia de núcleos extraída en campo deber ser convertida en resistencias de compresión in situ con el uso de procedimientos aprobados por el ACI, por lo que su uso puede dar un factor de seguridad al evaluador. La resistencia el muros y columnas es un 83% con respecto a los valores obtenidos en laboratorio, para vigas en subsuelos es un 85% y para vigas en estructura es un 82%.
- La categorización de resistencias clasificado por zonas ayuda a que el coeficiente de variación cv no superen el valor 0.20 para que se pueda usar un factor de conocimiento k igual a 1. La categorización de resistencias en este estudio fue clasificada en 3 zonas a) muros y columnas, b) vigas de la estructura y c) vigas de subsuelos, esta clasificación fue importante para la calibración del modelo numérico.
- El sistema estructural a carga lateral está compuesto por muros estructurales ubicados en la zona central que soportan la carga lateral aproximadamente de un 78% y por columnas perimetrales que soportan el 22% de fuerzas restantes.

- Los muros de hormigón armado no poseen armadura a corte adecuada para las sollicitaciones ni elementos de confinamiento de acuerdo con el levantamiento estructural.

### ***Estudio de Peligro Sísmico***

- La desagregación sísmica para un periodo de retorno  $T_r$  igual a 225 años en el sitio de estudio contempla un mecanismo de falla normal, para una profundidad entre 20 y 40 km, y una Magnitud entre 5.50 y 6.70  $M_w$ .
- La desagregación sísmica para un periodo de retorno  $T_r$  igual a 975 años en el sitio de estudio contempla un tipo de mecanismo de falla normal, para una profundidad entre 0 y 25 km, y una Magnitud entre 5.50 y 7.50  $M_w$ .
- Con el fin de considerar la respuesta lateral significativa de la estructura al momento de escalar los registros, se ha trabajado con los límites de  $0.2 T_{\min}$  y  $2.0 T_{\max}$ , debido a que el periodo objetivo ha sido nombrado a partir del periodo obtenido del estudio de vibraciones ambientales y este valor está sujeto a cambios durante la ocurrencia de un evento sísmico, así como se visualiza el aumento del periodo en los análisis realizados en la sección de resultados y la literatura mencionada en la sección de marco teórico.

### ***Estudio de Determinación de Periodos Fundamentales***

- El uso de la metodología peak picking para la determinación de periodos de vibración es de gran ayuda para identificar de una manera rápida y adecuada los modos de vibración en estructuras flexibles o con un gran número de pisos ( $N > 10$  pisos), además permite identificar modos superiores de vibración de forma sencilla, pero es importante comprobar que los movimientos de los modos de vibración correspondan a modos físicos con metodologías más sofisticadas como identificación de sistemas.
- Para identificar periodos de torsión en la metodología de peak picking se evalúan los periodos o frecuencias fundamentales en ambas direcciones ya que la frecuencia de torsión será evidente en los dos sentidos, además, en sitios o medidas alejadas al centro

de masa y rigidez se evidencia mayores valores de amplitud de estas frecuencias de torsión en el espectro de respuesta.

- Los periodos de vibración fundamentales identificados, muestran un periodo fundamental de torsión de la estructura para el primer modo de 1.104 segundos, luego se evidencia que el segundo periodo de vibración la estructura es igual a 1.067 segundos (desplazamiento Y) y el tercero corresponde a 1.032 segundos (desplazamiento X).

### ***Calibración del Modelo Numérico***

- La optimización del modelo se realiza con los valores de módulo de elasticidad de fórmulas recomendadas del estudio realizado por Cabrera en 2014, para  $E=3875 \cdot \sqrt{f_c}$  (MPa), utilizando los valores de esfuerzos de compresión adaptados a situ, con la fórmula del ACI e incluyendo la mampostería, obteniendo un valor de optimización del modelo OF igual a 0.018 a diferencia del primero modelo que obtuvo un valor de 0.18.

### ***Evaluación de Nivel 1:***

- Se evidencia mediante las listas de chequeo, que la estructura cumple con la mayoría de los criterios establecidos en el ASCE/SEI 41-17, con excepción del chequeo de torsión que fue previamente obtenido con el estudio de vibraciones ambientales, utilizando la lista básica de chequeo. En la lista de chequeo referente a la tipología C2, se desconoce el armado o existencia de vigas de acople, así también se identifica que existe una deficiencia en muros para el esfuerzo a corte en el sentido longitudinal X.

Las deficiencias encontradas en el nivel de evaluación 1 son:

Comportamiento de torsión en la estructura (Lista de chequeo básica)

Esfuerzo a corte en muros en el sentido X (Lista de chequeo - C2)

Desconocimiento en comportamiento de vigas que unen muros (Lista de chequeo - C2)

**Evaluación de Nivel 2:**

- El análisis modal espectral realizado con inercias agrietadas para el análisis modal espectral considera un valor de  $S_a$  igual a 0.478 g obtenida con la ecuación 20, al utilizar un coeficiente  $C$  igual a 1, la fuerza obtenida equivale a un 47.8 del peso  $W$ . La ductilidad en el análisis lineal es considerada debido a las características de cada sección o tipo de elemento, seleccionando el mínimo valor de  $m$  para cada elemento. El valor de  $m$  seleccionados son 3.50; 1.72; 1.63 para vigas, columnas y muros. Se evidencian valores muy bajos y conservadores para la ductilidad de columnas y muros y que corresponde a las características visualizadas en el levantamiento, estos valores de  $m$  conllevan a una evaluación conservadora.
- El ASCE 41-17 incurre en valores de  $m$  que castigan elementos que no cumplan con requisitos de corte o de buen detallamiento, por lo tanto, si el evaluador desea una solución más económica y eficiente, debe recurrir a análisis no lineales que muestren el comportamiento de ductilidad real del elemento. Esto dependerá del tipo de estructura a evaluar.
- En cuanto a la evaluación de vigas, se puede afirmar que todas las vigas tienen la capacidad suficiente para soportar el sismo con periodo de retorno de 975 años en términos de corte, dentro del estado de seguridad limitada. Sin embargo, en lo que respecta a la flexión, las vigas tipo V1 y V3 en el piso de mayor demanda, no tienen suficiente capacidad debido a que no poseen dimensiones suficientes y, por lo tanto, tienen una capacidad reducida para soportar cargas de flexión. Es importante recalcar que las vigas tienen una relación demanda/capacidad menor a 1.20, excepto las vigas tipo que conectan a los muros en el eje G,7-8 que debe ser reforzada, ya que está en su estado original actuaría como un fusible entre los dos muros.
- En cuanto a la evaluación de columnas, se evidencia que la capacidad de las columnas a flexión y corte es suficiente para soportar el sismo con periodo de retorno de 975 años

sin sobrepasar el estado de seguridad limitada. Esto se debe a la gran cantidad de rigidez que aportan los muros estructurales quienes se llevan un 76 % de las fuerzas de corte del sismo.

- En cuanto a los muros, se observa que en general su capacidad a flexión y corte resulta insuficiente para soportar el sismo con un período de retorno de 975 años sin exceder el estado de seguridad limitada. Esto se debe principalmente a la falta de elementos de borde que proporcionen ductilidad a los muros (véase la Tabla 64), así como a la restricción impuesta por el ASCE/SEI 41-17 (2017) en el valor de la ductilidad en muros sin confinamiento para el estado de seguridad limitada.
- El edificio cuenta con una abertura grande en la losa de planta baja, que genera una variación en masas haciendo que para este piso la distancia entre centro de masas y rigideces sea mayor con respecto a otros pisos (aproximadamente 6% de la longitud del edificio), y junto con la disposición de muros ocasionan que el primer modo de la estructura sea de torsión.
- La edificación se clasifica como irregularidad torsional tipo 1a ya que su relación de desplazamiento máximo con respecto a su promedio ( $\eta$ ) alcanza valores iguales a 1.26 y 1.27.
- La edificación en estudio posee irregularidad torsional tipo 2, debido a las entrantes que posee en el piso mezanine o primer piso que alcanzan un 18% y 25% superior al límite (>15%) establecido por ASCE/SEI 7-16.
- Las comprobaciones de torsión son una medida de comprobación del estado de afectación del nivel actual de torsión de la estructura, y permite visualizar posibles efectos negativos a la estructura. En general, la metodología de utilizar el 5% de excentricidad en el análisis modal espectral es una aplicación adecuada para estructuras con irregularidad torsional con valores ( $1.20 < \eta < 1.40$ ) y posean

características de sobre resistencia por hiperestaticidad como la presentada en el estudio.

- Para la edificación en estudio el utilizar los valores de amplificación torsional  $A_x$  o método descrito como 1, no tiene ningún incremento considerable a las respuestas del edificio en comparación a utilizar el 5% de excentricidad entre el centro de masas y rigideces en el análisis modal espectral para este caso de estudio. Sin embargo, el método 2 en donde se desplaza el centro de masas a la posición más desfavorable, obtiene valores más desfavorables para ciertos elementos, y más beneficios para otros elementos, cuyo análisis es recomendable para considerar la variación de los valores demanda/capacidad para distintos elementos cruciales para la seguridad del elemento. En general, ambos métodos son aceptables para analizar los posibles efectos de la torsión, adicional a la modelación de la inclusión de la excentricidad en el análisis modal, por lo que se recomienda realizar ambas metodologías en caso de que no se vaya a realizar un análisis no lineal.
- En resumen se comprobó las deficiencias de corte en muros, fallas de algunas vigas que actúan como fusibles en las cercanías de muros, problemas de torsión en la estructura identificando a la edificación con problemas de irregularidad torsional tipo 1a y tipo 2, también el alterar o modificar la posición del centro de masas para distancias mayores al 5% no modifica en gran manera los resultados obtenidos con respecto al utilizar el método que utiliza el 5% de excentricidad en caso de análisis modal espectral. Esto se debe a las características del edificio que tiene gran hiperestaticidad y esto ayuda a la distribución de fuerzas de torsión de forma uniforme. También, se evidencia que los valores de  $m$  son muy conservadores en especial para muros (1.7) y ocasionarían una rehabilitación muy costosa, por lo que se incurre en un análisis de evaluación de nivel 3 que pueda identificar de mejor forma la ductilidad de la estructura.

***Influencia de la Interacción Suelo Estructura:***

- El modelo que considera las funciones de impedancia que considera la interacción suelo estructura, flexibilizan a la estructura, generando incrementos del 8.88% y 8.68% para los dos modos ortogonales de la estructura, y un incremento del 3.19% para el modo de torsión.
- El espectro obtenido incluyendo los efectos cinemáticos y de amortiguamiento de la interacción suelo estructura según el FEMA440 se reduce en un 6.5%,4.1%,4.7%,3.2% para los periodos comprendidos de 0.5, 1.0, 1.5 y 2.0 segundos respectivamente. Esta variación se debe a una longitud de empotramiento de la edificación (solo un piso) y a las características de la cimentación. Por lo tanto, los efectos serán más notorios en edificaciones con mayor número de subsuelos.
- El desplazamiento objetivo se reduce en un 6.65% y 4.78% para el sentido X y Y respectivamente. El punto de desempeño obtiene un valor de ductilidad  $\mu$  igual a 2.59 y 2.41 para la estructura.

***Evaluación de Nivel 3:***

- El análisis no lineal estático es utilizado en la presente investigación como un punto de partida, pero no determinante en la evaluación, ya que, si bien ayuda al entendimiento del comportamiento, su aplicación no es adecuada a estructuras con problemas de torsión.
- El análisis no lineal estático se aplicó utilizando un 100% de fuerzas en el sentido de análisis, y el 30% en el sentido perpendicular de análisis para de alguna manera evidenciar los problemas de torsión, además se aplicó las fuerzas laterales con una distribución de fuerzas basada en las masas de la estructura. La capacidad lateral máxima en X del edificio es aproximadamente 10000 toneladas, equivalente al 29% del peso de la estructura, y en Y es igual a 10400 toneladas equivalente al 31% del peso de la estructura.



- La influencia de la rigidez de la mampostería es analizada al comparar las derivas, su consideración incrementa la rigidez de la estructura en un 3 y 4% a diferencia de un modelo que no considere su efecto. Además, al comparar los valores de demanda sobre capacidad en los paneles de relleno, se evidencian que todas las mamposterías llegarían a un colapso para el sismo con periodo de retorno de 975 años, por tal razón no fue incluido en los posteriores análisis, ya que su contribución en la estructura es momentánea para las fuerzas actuantes durante el sismo.
- La mampostería o panel de relleno representa un elemento secundario para este edificio (Influencia en rigidez menor a un 10%). La influencia de la mampostería tanto en el análisis modal espectral (3% y 6%) como en el análisis no lineal estático son coherentes (3% y 4%).
- Se evidencia esfuerzos de compresión en los muros más solicitados en el sentido X, alcanzan valores de hasta  $\epsilon_c$  0.0042, que ocasionarían un resquebrajamiento del recubrimiento del hormigón, las varillas de refuerzo alcanzan valores de  $\epsilon_s$  0.0040 que representarían que exceden la fluencia del acero, pero están muy alejados de una rotura de varillas.
- El análisis no lineal dinámico ejecutado en el edificio para el periodo de retorno de 975 años ejecutado en el edificio presenta que el sismo 8, correspondiente a RSN4451\_MONTENE.GRO\_BSO0 ocurrido en Montenegro Yugoslavia escalado con un valor de 1.20, ocasiona las respuestas más desfavorables para la estructura.
- Se observa que el lado más flexible es el sentido en Y lo que coincide con el análisis de vibración ambiental, ya que las derivas alcanzan valores cercanos al 0.010 en los pisos intermedios para el sismo EQ8:Montenegro, Yugoslavia (FS=1.20), y alcanza valores de 0.0085 para el sismo EQ5:Northridge-01 (FS=1.30). Las derivas menores para este sentido se alcanzan con el sismo EQ7: Chi-Chi, Taiwan-03 (FS=1.30) y EQ11:Sismo Iquique - Chile (FS=1.40).

- Para el sentido más rígido X, se visualiza que el sismo EQ5:Northridge-01 (FS=1.30) y EQ6: Dinar, Turkey (FS=1.10) son los que más desplazan a la estructura, hasta valores que superan 0.006, el sismo que produce una menor deriva para este sentido es el sismo EQ10: Sismo, Huasco – Chile (FS:1.40).
- Las derivas promedias máximas del sentido X son 0.0044, y las del sentido Y son 0.0047, estas derivas son pequeñas debido a la rigidez del edificio debido a la gran cantidad de muros estructurales.
- Los valores promedios de rotación máxima de los once registros para los muros analizados son menores al límite promedio de rotación máxima de 0.003, excepto por el muro Y1 (0.0031), por tal razón se evidencia que los muros tienen un comportamiento adecuado en cuanto a flexión durante la ocurrencia de los registros sísmicos.
- El sismo EQ-8 evidencia en el espectro de frecuencia de los registros para ambas direcciones que los picos se encuentran concentrados en la zona de frecuencia de la estructura (0.60 hasta 1 Hz). Por lo cual un sismo con características de frecuencia o periodos a la estructura en estudio puede ocasionar mayores demandas en la estructura debido al efecto de resonancia
- Se ha concluido que la incorporación de elementos estructurales adicionales en las esquinas del edificio es necesaria para mejorar el comportamiento del edificio frente a la torsión y reducir el riesgo de daños durante un sismo.
- La mampostería puede representar un riesgo para los ocupantes del edificio durante un sismo y se debe cambiar por paredes alivianadas o que posean juntas para evitar que la mampostería se convierta en proyectiles peligrosos.

#### ***Curvas de Fragilidad:***

- Los valores de la curva de fragilidad obtenidos a partir del ANLE, son similares a las curvas recomendadas por el HAZUS para la tipología C2, Pre-código.

- Los valores obtenidos utilizando el desplazamiento espectral del ANLE (19.6 cm) alcanza una probabilidad de llegar a un estado de daño completo igual a 23%, daño extensivo igual a 40%, daño moderado igual a 32% y daño ligero igual a 5% respectivamente para el periodo de retorno de 975 años en el sentido Y.
- Se presenta los resultados de fragilidad que alcanzarían los 3 escenarios más desfavorables en el sentido Y del edificio:

Los valores obtenidos utilizando el desplazamiento espectral del ANLD (21.5 cm) para el EQ01 alcanza una probabilidad de llegar a un estado de daño completo igual a 27%, daño extensivo igual a 42%, daño moderado igual a 28% y daño ligero igual a 3% respectivamente para el periodo de retorno de 975 años en el sentido Y.

Los valores obtenidos utilizando el desplazamiento espectral del ANLD (24.5 cm) para el EQ05 alcanza una probabilidad de llegar a un estado de daño completo igual a 33%, daño extensivo igual a 43%, daño moderado igual a 23% y daño ligero igual a 1% respectivamente para el periodo de retorno de 975 años en el sentido Y.

Los valores obtenidos utilizando el desplazamiento espectral del ANLD (32.8 cm) para el EQ08 alcanza una probabilidad de llegar a un estado de daño completo igual a 47%, daño extensivo igual a 41%, daño moderado igual a 12% y daño ligero igual a 0% respectivamente para el periodo de retorno de 975 años en el sentido Y.

- La probabilidad de colapso en 50 años es igual 0.81%, el cual representa un comportamiento adecuado para el edificio, a pesar del tiempo de construcción de este.

#### **Recomendaciones para la rehabilitación:**

- Se recomiendan dos opciones viables para el sistema de refuerzo de la estructura: la instalación de disipadores de energía o colocación de muros estructurales en las esquinas. Se debe llevar a cabo un análisis cuidadoso para determinar cuál de las dos opciones es la más adecuada y eficiente para este edificio.

- Se debe disminuir los esfuerzos de corte en los muros centrales del edificio, con la inclusión de nuevos elementos estructurales colocados en los extremos de la edificación, esta inclusión además ayudara a mitigar los problemas de torsión.

### **Recomendaciones**

- El uso de técnicas de modelación para la inclusión de la mampostería ayuda a tener herramientas para decidir si su inclusión o no afecta al resultado del comportamiento global. La ocupación de curvas de fragilidad de mampostería puede usarse para la caracterización e inclusión en modelos obteniendo resultados apegados a la realidad. Se recomienda analizar la influencia en edificios con menor números de pisos y diferentes tipologías.
- Se recomienda llevar a cabo evaluaciones preliminares de las edificaciones antiguas especialmente aquellas que son ocupadas por instituciones municipales y gubernamentales en el país y albergan gran cantidad de personas, debido a que estas edificaciones pueden incumplir con criterios importantes actuales o requisitos mínimos de seguridad sísmica. Las evaluaciones permitirán determinar su nivel de seguridad y tomar las medidas necesarias para garantizar la seguridad de las personas que ocupan estos edificios y reducir los riesgos en caso de un evento sísmico.
- Realizar evaluaciones considerando la influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de las edificaciones con irregularidad torsional extrema. Esta interacción puede modificar la rigidez y el periodo de vibración de la estructura, y puede influir en la distribución de las fuerzas sísmicas.
- Realizar un análisis probabilístico de los valores de materiales utilizados en la construcción de las edificaciones, este análisis permitirá determinar la distribución de probabilidades de las propiedades mecánicas de los materiales, lo que a su vez permitirá incorporar esta incertidumbre en los modelos estructurales.

- Implementar estudios paramétricos de torsión que permitan analizar la respuesta sísmica de las estructuras ante diferentes combinaciones de variables, como la geometría de la estructura, el sistema estructural utilizado y las propiedades mecánicas de los materiales. Es recomendable realizar estos estudios paramétricos para varias tipologías de estructuras, considerando la influencia de la mampostería en la respuesta sísmica de la estructura.
- Realizar una base de datos experimental de respuestas de periodos fundamentales de vibración con influencia de la torsión en el primer modo.
- Comparar los resultados de los estudios paramétricos con las normativas y códigos de diseño existentes. Esto permitirá determinar si las estructuras analizadas cumplen con los requisitos de seguridad y desempeño establecidos por los códigos de diseño, o si se requieren modificaciones en el diseño para cumplir con estos requisitos.
- Se recomienda realizar un estudio de rehabilitación de la estructura analizando diferentes alternativas de reforzamiento, que mejoren el comportamiento torsional de la edificación.
- Realizar una comprobación de evaluación de otras tipologías para verificar la eficacia de las listas de chequeo preliminares en comparación a análisis más detallados.
- Se recomienda el análisis de curvas de fragilidad y probabilidad de colapso en 50 años, utilizando más niveles de amenaza para comparar la sensibilidad de los resultados obtenidos.

### Referencias Bibliográficas

- Abrahamson, N., Gregor, N., & Addo, K. (2016). BC Hydro Ground Motion Prediction Equations for Subduction Earthquakes. *Earthquake Spectra*, 32(1), 23–44.  
<https://doi.org/10.1193/051712EQS188MR>
- ACI 318-19. (2019). Building Code Requirements for Structural Concrete - Code and Commentary ACI 318-19.
- Aras, F., Krstevska, L., Altay, G., & Tashkov, L. (2010). Experimental and numerical modal analyses of a historical masonry palace. *Construction and Building Materials*, 25(1), 81–91.  
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.06.054>
- Arcentales, I. (2020). Evaluación de la respuesta dinámica del hospital naval general hosnag sometido a vibración ambiental. In *Brain* (Vol. 117, Issue 3).  
<https://doi.org/10.1093/brain/117.3.607>
- Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI Standard 41-17, ASCE 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (2017).
- ATC. (1978). *Applied Technological Council “Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings.”* (No. ATC3-06.).
- Beauval, C., Marinière, J., Laurendeau, A., Singaicho, J. -C., Viracucha, C., Vallée, M., Maufroy, E., Mercerat, D., Yepes, H., Ruiz, M., & Alvarado, A. (2017). Comparison of Observed Ground-Motion Attenuation for the 16 April 2016 Mw 7.8 Ecuador Megathrust Earthquake and Its Two Largest Aftershocks with Existing Ground-Motion Prediction Equations. *Seismological Research Letters*, 88(2A), 287–299.  
<https://doi.org/10.1785/0220160150>
- Beauval, C., Marinière, J., Yepes, H., Audin, L., Nocquet, J. M., Alvarado, A., Baize, S., Aguilar, J., Singaicho, J. C., & Jomard, H. (2018). A new seismic hazard model for ecuador. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 108(3), 1443–1464.  
<https://doi.org/10.1785/0120170259>

- Bendat, J. S., & Piersol, A. G. (1993). *Engineering applications of correlation and spectral analysis*. Wiley, New York.
- Bohórquez, B., & Guamán, J. (2021). *Interacción dinámica suelo estructura del edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG*.
- Brincker, R., Andersen, P., Martinez, M. E., & Tallavó, F. (1996). Modal analysis of an offshore platform using two different ARMA approaches. *PROCEEDINGS-SPIE THE INTERNATIONAL SOCIETY FOR OPTICAL ENGINEERING*, 1197–1203.
- Brincker, R., Frandsen, J. B., & Andersen, P. (2000). Ambient response analysis of the Great Belt Bridge. *Proceedings of the International Modal Analysis Conference - IMAC*, 1, 26–32.
- Brincker, R., & Ventura, C. E. (2015). Introduction to Operational Modal Analysis. *Introduction to Operational Modal Analysis*, 1–360. <https://doi.org/10.1002/9781118535141>
- Brincker, R., Zhang, L., & Andersen, P. (2000). Modal identification from ambient responses using frequency domain decomposition. *Proceedings of the International Modal Analysis Conference - IMAC*.
- Brownjohn, J. M. W. (1994). Estimation of damping in suspension bridges. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings*, 104(4), 401–415. <https://doi.org/10.1680/istbu.1994.27199>
- Brownjohn, J. M. W. (2003). Ambient vibration studies for system identification of tall buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. <https://doi.org/10.1002/eqe.215>
- Brownjohn, J., & Xia, P. (1999). *Finite element model updating of a damaged structure*.
- Cabrera, H. (2014). *Módulo de elasticidad de hormigones de peso normal empleados en el Ecuador f'c: 21, 24, 28,35 MPa*. Escuela Politécnica Nacional.
- Campbell, K. W., & Bozorgnia, Y. (2014). NGA-West2 ground motion model for the average horizontal components of PGA, PGV, and 5% damped linear acceleration response spectra. *Earthquake Spectra*, 30(3), 1087–1114. <https://doi.org/10.1193/062913EQS175M>

- Cantieni, R. (2005). Experimental methods used in system identification of civil engineering structures. *Proceedings of the 1st International Operational Modal Analysis Conference, IOMAC.*, 249–260.
- Carder, D. S. (1936). Observed vibrations of buildings. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 26(3), 245–277. <https://doi.org/10.1785/BSSA0260030245>
- Carreño, E., Bravo, B., Suárez, A., & Tordesillas, J. M. (1999). Registro y Tratamiento de Acelerogramas. *Física de La Tierra*, 1–31.
- Cavaleri, L., & Di Trapani, F. (2014). Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 65, 224–242. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.06.016>
- Chango, D. (2016). *Análisis teórico experimental de la variación del periodo fundamental durante el proceso de construcción de un edificio de acero*. Escuela Politécnica Nacional.
- Chiou, B., & Youngs, R. R. (2014). Updating the Chiou and Youngs NGA Model : Regionalization of Anelastic Attenuation. *15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon Portugal, 2008*, 2–9.
- Compan, V., Pachón, P., & Cámara, M. (2017). Ambient vibration testing and dynamic identification of a historical building. Basilica of the Fourteen Holy Helpers (Germany). *Procedia Engineering*, 199, 3392–3397. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.09.572>
- Cornell, C. A. (1968). Engineering seismic risk analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 58(5), 1583–1606. <https://doi.org/10.1785/BSSA0580051583>
- Crowley, H., & Pinho, R. (2009). Revisiting Eurocode 8 formulae for periods of vibration and their employment in linear seismic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 056, n/a-n/a. <https://doi.org/10.1002/eqe.949>
- CSI. (2008). *Technical Note Material Stress-Strain Curves*. 1–18.
- CSI. (2017). CSI Analysis Reference Manual. In *Computers & Structures*.



- D'Ambrisi, A., Mariani, V., & Mezzi, M. (2012). Seismic assessment of a historical masonry tower with nonlinear static and dynamic analyses tuned on ambient vibration tests. *Engineering Structures*. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.12.009>
- Darbre, G. R., De Smet, C. A. M., & Kraemer, C. (2000). Natural frequencies measured from ambient vibration response of the arch dam of Mauvoisin. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29(5), 577–586. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(200005\)29:5<577:AID-EQE924>3.0.CO;2-P](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(200005)29:5<577:AID-EQE924>3.0.CO;2-P)
- Diaferio, M., Foti, D., Mongelli, M., Giannoccaro, N. I., & Andersen, P. (2011). Operational modal analysis of a historic tower in Bari. *Conference Proceedings of the Society for Experimental Mechanics Series*. [https://doi.org/10.1007/978-1-4419-9316-8\\_31](https://doi.org/10.1007/978-1-4419-9316-8_31)
- Dooms, D., Degrande, G., De Roeck, G., & Reynders, E. (2006). Finite element modelling of a silo based on experimental modal analysis. *Engineering Structures*, 28(4), 532–542. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.09.008>
- Duménigo, C. (2015). *Métodos para la modelacion y el análisis experimental de puentes frente a cargas dinámicas*. Universidad Central Marta Abreu de Las Villas.
- Dunand, F., Gueguen, P., Bard, P.-Y., Rodgers, J., & Celebi, M. (2006). Comparison of the Dynamic Parameters Extracted from Weak, Moderate and Strong Motion Recorded in Buildings. *1st ECEES, May 2014*, 1021.
- Espinoza, F. (1999). *Determinación de características dinámicas de estructuras*. Universidad Politécnica de Cataluña.
- FANDOM: Catalogo de Arquitectura de Ecuador. (2022). *Ministerio de Agricultura y Ganaderia*. [https://catalogo-de-arquitectura-del-ecuador.fandom.com/es/wiki/Ministerio\\_de\\_Agricultura\\_y\\_Ganaderia](https://catalogo-de-arquitectura-del-ecuador.fandom.com/es/wiki/Ministerio_de_Agricultura_y_Ganaderia)
- FEMA. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA 440 FEMA NEHRP*.

- FEMA. (2015). P-1050, NEHRP Recommended seismic provisions for new buildings and other structures. *Building Seismic Safety Council, I*, 515.
- FEMA. (2018). *FEMA P-2006*. June.
- Gentile, C., Saisi, A., & Gallino, N. (2009). Operational modal analysis and FE modelling of a masonry tower. *IOMAC 2009 - 3rd International Operational Modal Analysis Conference*, 499–506.
- Godfrey Montero, R., Schmidt Díaz, V., Esquivel Salas, L. C., & Liu Kuan, Y. C. (2020). Identificación De Modos De Torsión Empleando La Medición De Vibraciones Ambientales Y El Análisis Espectral En Dos Edificios De Concreto Reforzado. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 99(104), 72–99. <https://doi.org/10.18867/ris.104.552>
- Goel, R. K., & Chopra, A. K. (1997). Period Formulas for Moment-Resisting Frame Buildings. *Journal of Structural Engineering*, 123(11), 1454–1461. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1997\)123:11\(1454\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1997)123:11(1454))
- Grijalva, L., & Narváez, H. (2018). *Elaboración de curvas de fragilidad para ensayos experimentales realizados sobre mamposterías de bloques de concreto y ladrillos en Quito*.
- Guillier, B., Chatelain, J. L., Tavera, H., Perfettini, H., Ochoa, A., & Herrera, B. (2014). Establishing empirical period formula for RC buildings in Lima, Peru: Evidence for the impact of both the 1974 Lima earthquake and the application of the Peruvian seismic code on high-rise buildings. *Seismological Research Letters*, 85(6), 1308–1315. <https://doi.org/10.1785/0220140078>
- Gutenberg, B., & Richter, C. F. (1944). Frequency of earthquakes in California\*. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 34(4), 185–188. <https://doi.org/10.1785/BSSA0340040185>

- FEMA HAZUS 5.1. (2022). Hazus Earthquake Model User Guidance. Federal Emergency Management Agency <https://www.fema.gov/flood-maps/tools-resources/flood-map-products/hazus/user-technical-manuals>
- Jara, C., & Mancheno, S. (2009). *Evaluación y Rehabilitación sísmica aplicada a Edificios de Hormigón Armado*.
- Jose, M., Monterrosa, A., & Uribe, C. (2019). *Ensayo de tracción de probetas metálicas*. <https://www.researchgate.net/publication/331310495>
- Kodikara, K. A. T. L., Chan, T. H. T., Nguyen, T., & Thambiratnam, D. P. (2016). Model updating of real structures with ambient vibration data. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*. <https://doi.org/10.1007/s13349-016-0178-3>
- Konno, K., & Ohmachi, T. (1998). Ground-motion characteristics estimated from spectral ratio between horizontal and vertical components of microtremor. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 88(1), 228–241.
- Lakzaeian, F. H., & Cantieni, R. (2013). Dynamic investigation of a concrete footbridge using finite element modelling and modal analysis. *Structure and Infrastructure Engineering*. <https://doi.org/10.1080/15732479.2011.611147>
- Li, X., Ventura, C. E., Feng, Y., Pan, Y., Kaya, Y., Xiong, H., Zhang, F., Cao, J., & Zhou, M. (2016). Ambient vibration testing of two highly irregular tall buildings in Shanghai. *Conference Proceedings of the Society for Experimental Mechanics Series*, 2, 87–94. [https://doi.org/10.1007/978-3-319-29751-4\\_10](https://doi.org/10.1007/978-3-319-29751-4_10)
- MacGregor, & Bartlett. (1995). Equivalent Specified Concrete Strength from Core Test Data. *Concrete International*, 17(3).
- Magalhães, F., Caetano, E., & Cunha, Á. (2008). Operational modal analysis and finite element model correlation of the Braga Stadium suspended roof. *Engineering Structures*, 30(6), 1688–1698. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.11.010>

- Mander J, M Priestley M, & Park R. (1989). Theoretical stress strain model for Confined Concrete. *J. Struct. Eng.*, 114(8), 1804–1826.
- Medina, C., & Galarza, D. (2020). Análisis sísmico comparativo de una estructura irregular torsionalmente flexible aplicando NSP, MPA, NLRHA. *Revista Ingeniería de Construcción*, 35(3), 257–274. <https://doi.org/10.4067/s0718-50732020000300257>
- Michel, C., Guéguen, P., & Bard, P. Y. (2008). Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements: An aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic hazard regions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(8), 593–604. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2007.10.002>
- Midorikawa, S. (1990). *Ambient vibration tests of buildings in Santiago and Viña del Mar. A Report on the Chile-Japan Joint Study Project on Seismic Design of Structures, The Japan International Co-operation Agency.*
- Milutinovic, Z. & Trendafiloski, G. (2003). Risk-UE An Advanced Approach to Earthquake Risk Scenarios with Applications to Different European Towns.
- NEC-SE-CG Cargas (No Sísmicas), Capítulo 1 1689 (2015).
- Montalva, G. A., Bastías, N., & Rodríguez-Marek, A. (2017). Ground-motion prediction equation for the Chilean subduction zone. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 107(2), 901–911. <https://doi.org/10.1785/0120160221>
- Mora, E., Aguirre, J., Parra, G., Bone, J., & Baquero, R. (2020). Modelling and calibration of infill frame-buildings, using ambient vibration tests and genetic algorithms. *International Journal of Structural Engineering*, 10(4), 330–352.
- NEC. (2015). *NEC SE HM, Estructuras de hormigón armado.*
- NEC-SE-DS. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción. NEC-SE-DS Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente.*
- NIST. (2010). *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design (Issue 4).*

- NIST. (2017). Guidelines for nonlinear structural analysis and design of buildings. Part I - General. In *NIST GCR 17-917-46v1*.
- Oliveira, C. S., & Navarro, M. (2010). Fundamental periods of vibration of RC buildings in Portugal from in-situ experimental and numerical techniques. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(3), 609–642. <https://doi.org/10.1007/s10518-009-9162-1>
- Ordaz, M., Salgado-Gálvez, M. A., & Giraldo, S. (2021). R-CRISIS: 35 years of continuous developments and improvements for probabilistic seismic hazard analysis. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19(7), 2797–2816. <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01098-w>
- Pachano, F. A. (2018). *Determinación de parámetros mecánicos para modelos no lineales de mampostería de relleno en pórticos de hormigón armado obtenidos de manera experimental*. October. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.31359.05280>
- Palacios, P. (2022). *Estudio de Peligro Sísmico Edificio MAG*.
- Pan, Y., Ventura, C. E., Feng, Y., Li, X., Kaya, Y., Xiong, H., Zhang, F., Cao, J., & Zhou, M. (2016). Ambient Vibration Testing of a Super Tall Building in Shanghai. In *Conference Proceedings of the Society for Experimental Mechanics Series* (Vol. 2, pp. 155–162). [https://doi.org/10.1007/978-3-319-29751-4\\_16](https://doi.org/10.1007/978-3-319-29751-4_16)
- Paredes, R. (2015). *Influencia de los elementos no estructurales en la respuesta dinámica de un edificio. Aproximación Teórica-Experimental*. Escuela Politécnica Nacional.
- Parra, G., & Sarango, J. (2016). *Análisis estadístico del periodo experimental de vibración en edificios aporticados de hormigón armado en el distrito metropolitano de quito*.
- Paulay, T., & Priestly, M. J. N. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. In *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons, Inc. <https://doi.org/10.1002/9780470172841>
- PCB Group. (2017). *Model 393B04 Installation and Operating Manual*. <https://www.pcb.com/products?model=393B04>

- Perrault, M., Gueguen, P., Aldea, A., & Demetriu, S. (2013). Using experimental data to reduce the single-building sigma of fragility curves: Case study of the BRD tower in Bucharest, Romania. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 12(4), 643–658.  
<https://doi.org/10.1007/s11803-013-0203-z>
- Perrault, M., Guéguen, P., Parra, G., & Sarango, J. (2020). Modification of the data - driven period / height relationship for buildings located in seismic - prone regions such as Quito. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 0123456789. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00840-0>
- Poveda, J. (2020). *Ingeniería Sísmica Basada en desempeño*.
- Reynders, E. (2012). System Identification Methods for (Operational) Modal Analysis: Review and Comparison. *Archives of Computational Methods in Engineering*.  
<https://doi.org/10.1007/s11831-012-9069-x>
- Rivas Medina, A. (2014). Contribución metodológica para incorporar fallas activas en la modelización de la fuente dirigida a estimaciones de peligrosidad sísmica. Aplicación al sur de España (Doctoral dissertation, Topografía).
- SEAOC. (1988). *Recommended lateral force requirements and tentative commentary*.
- SeismoStruct. (2018). SeismoStruct User Manual. *SeismoStruct*, 325.
- Son, J., & Lee, C.-H. (2020). Hysteresis Model for the Cyclic Response of Existing Reinforced Concrete Frames. *Journal of The Korean Association For Spatial Structures*, 20(3), 81–89.  
<https://doi.org/10.9712/KASS.2020.20.3.81>
- Tomás Guendelman B., Mario guendelman, & jorge lindenberg. (2010). *Perfil bio-sísmico de edificios*. 17, 44–51. <http://biblioteca.cchc.cl/datafiles/22358.pdf>
- Van Overschee, P., & De Moor, B. (1996). Subspace Identification for Linear Systems. In *Subspace Identification for Linear Systems* (Issue January). <https://doi.org/10.1007/978-1-4613-0465-4>

- Ventura, C. E., Brincker, R., Dascotte, E., & Andersen, P. (2001). FEM updating of the heritage court building structure. *Proceedings of the International Modal Analysis Conference - IMAC*.
- Vidal, F., Navarro, M., Aranda, C., & Enomoto, T. (2014). Changes in dynamic characteristics of Lorca RC buildings from pre- and post-earthquake ambient vibration data. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12(5), 2095–2110. <https://doi.org/10.1007/s10518-013-9489-5>
- Wathelet, M., Chatelain, J., Cornou, C., Giulio, G. Di, Guillier, B., Ohrnberger, M., & Savvaidis, A. (2020). *Geopsy: A User-Friendly Open- Source Tool Set for Ambient Vibration Processing*. <https://doi.org/10.1785/0220190360>
- Westfall, P., & Henning, K. S. S. (2013). Understanding Advanced Statistical Methods. In *Understanding Advanced Statistical Methods*. <https://doi.org/10.1201/b14398>
- Yoo, J. M. (2015). *Modal analysis of buildings: Quantification of uncertainties and model updating*.
- Zahid, F. Bin, Ong, Z. C., & Khoo, S. Y. (2020). A review of operational modal analysis techniques for in-service modal identification. *Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering*, 42(8). <https://doi.org/10.1007/s40430-020-02470-8>
- Zhao, J. X., Liang, X., Jiang, F., Xing, H., Zhu, M., Hou, R., Zhang, Y., Lan, X., Rhoades, D. A., Irikura, K., Fukushima, Y., & Somerville, P. G. (2016). Ground-motion prediction equations for subduction interface earthquakes in Japan using site class and simple geometric attenuation functions. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 106(4), 1518–1534. <https://doi.org/10.1785/0120150034>
- Zhao, J. X., Zhou, S., Zhou, J., Zhao, C., Zhang, H., Zhang, Y., Gao, P., Lan, X., Rhoades, D., Fukushima, Y., Somerville, P. G., & Irikura, K. (2016). Ground-motion prediction equations for shallow crustal and upper-mantle earthquakes in Japan using site class and simple geometric attenuation functions. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 106(4), 1552–1569. <https://doi.org/10.1785/0120150063>