



**Análisis de fragilidad para la tipología de edificaciones de hormigón armado hecho en sitio con mampostería de relleno y losas planas macizas o alivianada (CR+CIP / LFLSINF + DUC: 4, 6) considerando efectos de torsión con base a métodos estáticos directos enmarcado en el proyecto TREQ-GEM**

Palacios Benavides, Patricio Xavier

Vicerrectorado de Investigación, Innovación y Transferencia de Tecnología

Centro de Posgrados

Maestría de Investigación en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras

Trabajo de Titulación, previo a la obtención del Título de Magíster en  
Ingeniería Civil con Mención en Estructuras

Msc. Celi Sánchez, Carlos Andrés

29 de octubre del 2022



TesisPatricioPalacios\_MaestriaESPE 21OCT2022.pdf

Scanned on: 0:17 October 29, 2022 UTC



Overall Similarity Score



Results Found



Total Words in Text

Identical Words	161
Words with Minor Changes	20
Paraphrased Words	74
Omitted Words	3622



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

**Certificación**

Certifico que el trabajo de titulación: **“Análisis de fragilidad para la tipología de edificaciones de hormigón armado hecho en sitio con mampostería de relleno y losas planas macizas o alivianada (CR+CIP / LFLSINF + DUC: 4, 6) considerando efectos de torsión con base a métodos estáticos directos enmarcado en el proyecto TREQ-GEM”** fue realizado por el señor/ **Palacios Benavides Patricio Xavier**; el mismo que cumple con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, además fue revisado y analizado en su totalidad por la herramienta de prevención y/o verificación de similitud de contenidos; razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que se lo sustente públicamente.

Sangolquí, 29 de octubre del 2022

Firma:

---

**Celi Sánchez Carlos Andrés**

**Cédula:** 1103938591



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

**Responsabilidad de Autoría**

Yo **Palacios Benavides, Patricio Xavier**, con cédula de ciudadanía No. 1104552847, declaro que el contenido, ideas y criterios del trabajo de titulación: **“Análisis de fragilidad para la tipología de edificaciones de hormigón armado hecho en sitio con mampostería de relleno y losas planas macizas o alivianada (CR+CIP / LFLSINF + DUC: 4, 6) considerando efectos de torsión con base a métodos estáticos directos enmarcado en el proyecto TREQ-GEM”** es de mí 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, 29 de octubre del 2022

Firma:

---

**Palacios Benavides Patricio Xavier**

**Cédula:** 1104552847



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

**Centro de Posgrados**

### **Autorización de Publicación**

Yo **Palacios Benavides, Patricio Xavier**, con cédula de ciudadanía No. 1104552847, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación: **“Análisis de fragilidad para la tipología de edificaciones de hormigón armado hecho en sitio con mampostería de relleno y losas planas macizas o alivianada (CR+CIP / LFLSINF + DUC: 4, 6) considerando efectos de torsión con base a métodos estáticos directos enmarcado en el proyecto TREQ-GEM”** en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi responsabilidad.

Sangolquí, 29 de octubre del 2022

Firma:

---

**Palacios Benavides Patricio Xavier**

**C.C.: 1104552847**

## Dedicatoria

A Joaquín y Juan José.

## **Agradecimiento**

A mi familia, mis padres y amigos.

A Carlos Celi, por sus consejos y dirección en esta tesis.

A José Poveda, por sus revisiones y colaboración.

Al Dr. Roberto Aguiar, por su apoyo en la investigación que he realizado en  
diferentes temas.

## Índice

Dedicatoria .....	6
Agradecimiento .....	7
Índice .....	8
Índice de Tablas .....	12
Índice de Figuras .....	13
Resumen .....	17
Abstract .....	18
Capítulo 1 Generalidades .....	19
Antecedentes .....	19
Planteamiento del Problema .....	20
Macro .....	20
Meso .....	21
Micro .....	21
Justificación de la Importancia de la Investigación .....	22
Alcance del Proyecto .....	23
Objetivos .....	24
Objetivo General .....	24
Objetivos Específicos .....	24
Hipótesis .....	25
Capítulo 2 Marco Teórico .....	26

Marco Legal.....	26
Marco Referencial .....	26
Modelos Constitutivos de Materiales .....	26
Trabajos Relacionados .....	45
Capítulo 3 Metodología de la Investigación .....	47
Descripción Geométrica y Topológica de la Tipología 4 .....	47
Secciones Transversales de los Elementos Estructurales .....	51
Columnas .....	51
Vigas .....	53
Losas.....	54
Distribución Irregular de Mamposterías .....	55
Variables sensibles para el cálculo de curvas de capacidad.....	56
Longitudes de Vanos.....	56
Hormigón.....	57
Descripción de Modelos Matemáticos por Analizar .....	58
Calibración de Modelo de Mampostería .....	58
Programas Realizados .....	59
Consideraciones de Cálculo .....	63
Niveles de Desempeño para Edificaciones.....	66
Niveles de Desempeño para Elementos Estructurales .....	68
Niveles de Desempeño para Elementos No Estructurales .....	69
Diagramas Momento Curvatura y Momento Rotación .....	69
Límites de Deformación y criterios para control de Daño .....	70

	10
Diagramas Momento Curvatura.....	70
Diagramas Momento Rotación .....	73
Curvas de Capacidad .....	78
Consideraciones para filtrado de curvas de capacidad .....	79
Espectros de Capacidad.....	83
Escenarios Sísmicos NEC15.....	84
Espectros de Amenaza.....	85
Curvas de Peligro Sísmico NEC15 .....	85
Transformación a Coordenadas ADRS.....	93
Puntos de Intersección de Espectro de Capacidad con Espectro de Amenaza .....	95
Método del Espectro de Capacidad.....	96
Amortiguamiento Viscoso Equivalente.....	99
Curvas de Fragilidad .....	103
Caracterización de Vulnerabilidad .....	104
Proceso de simulación Monte Carlo .....	105
Umbrales de daño .....	106
Matrices de Probabilidad de Daño.....	110
Superficies de Probabilidad de Daño.....	111
Capítulo 4 Resultados y Discusión .....	113
Resumen de Resultados .....	113
Análisis modal .....	113
Curvas de capacidad.....	115

Curvas máximas, medias y mínimas .....	119
Puntos de intersección entre espectro de capacidad y espectro de amenaza .....	125
Curvas de fragilidad.....	129
Fragilidad de Tipología 4 .....	130
Matrices de probabilidad de daño.....	137
Superficies de probabilidad de daño.....	146
Discusión de Resultados .....	147
Conclusiones.....	151
Recomendaciones.....	155
Referencias Bibliográficas .....	156
Apéndices .....	163

## Índice de Tablas

<b>Tabla 1</b> <i>Niveles de desempeño elementos estructurales y no estructurales.....</i>	67
<b>Tabla 2</b> <i>Datos para diagrama <math>M - \phi</math> .....</i>	73
<b>Tabla 3</b> <i>Valores de PGA para diferentes periodos de retorno. Quito .....</i>	90
<b>Tabla 4</b> <i>Valores de <math>k</math> .....</i>	101
<b>Tabla 5</b> <i>Valores mínimos para SRA y SRV .....</i>	102
<b>Tabla 6</b> <i>Umbrales de daño trabajos previos .....</i>	107
<b>Tabla 7</b> <i>Umbrales de daño propuestos.....</i>	108
<b>Tabla 8</b> <i>Umbrales de daño propuestos.....</i>	109
<b>Tabla 9</b> <i>Controles de derivas .....</i>	110
<b>Tabla 10</b> <i>Resultados de punto de intersección entre espectros Modelo 203-Masas X126</i>	
<b>Tabla 11</b> <i>Probabilidades de igualar o superar umbral de daño leve. Suelo Tipo C &amp; D.</i> .....	138
<b>Tabla 12</b> <i>Probabilidades de igualar o superar umbral de daño moderado. Suelo Tipo C &amp; D.</i> .....	140
<b>Tabla 13</b> <i>Probabilidades de igualar o superar umbral de daño severo. Suelo Tipo C &amp; D.</i> .....	143
<b>Tabla 14</b> <i>Probabilidades de igualar o superar umbral de daño completo. Suelo Tipo C &amp; D.</i> .....	145

## Índice de Figuras

<b>Figura 1</b> <i>Modelo de curva constitutiva propuesto por Popovics (1973)</i> .....	29
<b>Figura 2</b> <i>Mecanismo de confinamiento que provee el refuerzo transversal</i> .....	30
<b>Figura 3</b> <i>Modelo general para constitutiva de acero</i> .....	32
<b>Figura 4</b> <i>Modelo de puntales de Crisafulli (1997)</i> .....	35
<b>Figura 5</b> <i>Modelo calibrado para pórticos Pachano (2018)</i> .....	36
<b>Figura 6</b> <i>Modelo calibrado para pórticos Pachano (2018)</i> .....	37
<b>Figura 7</b> <i>Modelo de plasticidad distribuida SeismoStruct</i> .....	38
<b>Figura 8</b> <i>Interacción entre la fuerza de corte y de compresión</i> .....	40
<b>Figura 9</b> <i>Modelo de mampostería de rigidez equivalente</i> .....	42
<b>Figura 10</b> <i>Fotografías de la tipología 4 en el DMQ</i> .....	48
<b>Figura 11</b> <i>Tipología 4. Variación de modelos (Modelo 056 &amp; Modelo 233)</i> .....	49
<b>Figura 12</b> <i>Variación de proyectos ingresados a Entidad Colaboradora</i> .....	49
<b>Figura 13</b> <i>Permutaciones generales. (Modelo 097 &amp; Modelo 174)</i> .....	50
<b>Figura 14</b> <i>Secciones de columnas en planos facilitados por CAE-P</i> .....	52
<b>Figura 15</b> <i>Columnas de tipología</i> .....	53
<b>Figura 16</b> <i>Secciones de vigas en planos facilitados por CAE-P</i> .....	53
<b>Figura 17</b> <i>Vigas de tipología</i> .....	54
<b>Figura 18</b> <i>Losas de tipología</i> .....	55
<b>Figura 19</b> <i>Tipología 4. Variación de 5 pisos (Modelo 073)</i> .....	56
<b>Figura 20</b> <i>Variaciones de vanos. (Modelo 003 &amp; 030)</i> .....	57
<b>Figura 21</b> <i>Variación de curvas de capacidad en edificaciones con <math>f_c</math> reducidos. Modelo 260</i> .....	58
<b>Figura 22</b> <i>Calibración de resultados para mampostería</i> .....	59

<b>Figura 23</b> <i>Tipología 4. Variación de cinco pisos. Programación propia (Modelo 003) ...</i>	60
<b>Figura 24</b> <i>Tipología 4. Variación de cuatro pisos. SeismoStruct (Modelo 260).....</i>	61
<b>Figura 25</b> <i>Datos requeridos para rutinas.....</i>	62
<b>Figura 26</b> <i>Conexión de mampostería en rutinas .....</i>	62
<b>Figura 27</b> <i>Variación de cinco pisos. Curva de capacidad (Modelo 001, modelo 002 y modelo 003) .....</i>	64
<b>Figura 28</b> <i>Rotaciones en modelo 196 .....</i>	68
<b>Figura 29</b> <i>Mecanismo de confinamiento que provee el refuerzo transversal.....</i>	71
<b>Figura 30</b> <i>Ejemplo de diagrama <math>M - \phi</math> .....</i>	72
<b>Figura 31</b> <i>Relaciones carga-deformación .....</i>	74
<b>Figura 32</b> <i>Criterios de aceptación para vigas y columnas .....</i>	75
<b>Figura 33</b> <i>Diagrama <math>M - \theta</math>.....</i>	77
<b>Figura 34</b> <i>Distribución de fuerzas en nodos. (Modelo 129).....</i>	79
<b>Figura 35</b> <i>Curvas de capacidad para estructura de cuatro pisos. (Modelo 225 a 233 &amp; Modelo 235 a 244) .....</i>	80
<b>Figura 36</b> <i>Mapa de peligro sísmico del Ecuador .....</i>	86
<b>Figura 37</b> <i>Familia de espectros para diferentes tipos de suelo .....</i>	87
<b>Figura 38</b> <i>Microzonificación del DMQ .....</i>	88
<b>Figura 39</b> <i>Curvas de peligro sísmico para el DMQ.....</i>	89
<b>Figura 40</b> <i>Forma espectral NEC .....</i>	91
<b>Figura 41</b> <i>Familia de espectros para diferentes periodos de retorno (Suelo tipo C &amp; D) .....</i>	92
<b>Figura 42</b> <i>Espectros de aceleración y desplazamiento. <math>Z=0.4g</math>, Suelo D (Quito).....</i>	94
<b>Figura 43</b> <i>Espectros en sistema de coordenadas ADRS. <math>Z=0.4g</math>, Suelo D (Quito) .....</i>	94
<b>Figura 44</b> <i>Punto de intersección en la zona lineal.....</i>	96

<b>Figura 45</b> <i>Bilinealización de la curva de capacidad. <math>Z=0.4g</math>, Suelo D (Quito)</i> .....	98
<b>Figura 46</b> <i>Fluencia en elementos. (Modelo 191)</i> .....	99
<b>Figura 47</b> <i>Amortiguamiento equivalente para obtener el espectro de amenaza reducido</i> .....	100
<b>Figura 48</b> <i>Aplastamiento de elementos de hormigón</i> .....	106
<b>Figura 49</b> <i>Matrices de probabilidad de daño</i> .....	111
<b>Figura 50</b> <i>Superficie de probabilidad de daño</i> .....	112
<b>Figura 51</b> <i>Calibración de periodos elásticos estructurales</i> .....	113
<b>Figura 52</b> <i>Periodos elásticos y masa modal participativa para tipología de cuatro pisos</i> .....	114
<b>Figura 53</b> <i>Periodos elásticos y masa modal participativa para tipología de cinco pisos</i> .....	114
<b>Figura 54</b> <i>Periodos elásticos y masa modal participativa para tipología de seis pisos</i>	115
<b>Figura 55</b> <i>Curvas de capacidad para tipología de 4 pisos</i> .....	116
<b>Figura 56</b> <i>Curvas de capacidad para tipología de 5 pisos</i> .....	117
<b>Figura 57</b> <i>Curvas de capacidad para tipología de 6 pisos</i> .....	118
<b>Figura 58</b> <i>Curvas de capacidad máxima, mínima y media</i> .....	119
<b>Figura 59</b> <i>Puntos notables de curvas de capacidad. Variación de cuatro pisos.</i> .....	120
<b>Figura 60</b> <i>Puntos notables de curvas de capacidad. Variación de cinco pisos</i> .....	122
<b>Figura 61</b> <i>Puntos notables de curvas de capacidad. Variación de seis pisos</i> .....	124
<b>Figura 62</b> <i>Puntos de intersección espectro de capacidad y espectro de amenaza</i> .....	127
<b>Figura 63</b> <i>Curvas de fragilidad. Modelo 203-Masas X. Suelo tipo D</i> .....	130
<b>Figura 64</b> <i>Curvas de fragilidad para tipología 4. Tipo de suelo C</i> .....	131
<b>Figura 65</b> <i>Curvas de fragilidad tipología 4 Umbrales de daño. Modelo Máximo. Suelo tipo C.</i> .....	132

<b>Figura 66</b> <i>Curvas de fragilidad para tipología 4. Tipo de suelo D.</i> .....	134
<b>Figura 67</b> <i>Curvas de fragilidad para tipología 4. Tipo de suelo D.</i> .....	135
<b>Figura 68</b> <i>Matrices de probabilidad de daño Leve. Suelo Tipo C &amp; D</i> .....	137
<b>Figura 69</b> <i>Matrices de probabilidad de daño Moderado. Suelo Tipo C &amp; D</i> .....	139
<b>Figura 70</b> <i>Matrices de probabilidad de daño Severo. Suelo Tipo C &amp; D</i> .....	142
<b>Figura 71</b> <i>Matrices de probabilidad de daño Completo. Suelo Tipo C &amp; D</i> .....	144
<b>Figura 72</b> <i>Superficies de fragilidad para la tipología 4. Suelo Tipo C.</i> .....	146
<b>Figura 73</b> <i>Superficies de fragilidad para la tipología 4. Suelo Tipo D.</i> .....	147

## Resumen

Esta investigación presenta los resultados de los análisis estáticos no lineales de las distintas combinaciones probables para la evaluación de la vulnerabilidad de estructuras dentro la tipología determinada bajo la taxonomía del GEM (CR+CIP / LFLSINF + DUC: 4, 6) que en adelante será identificada como **tipología 4** y que describe estructuras con losas planas, conformadas por pórticos de hormigón hecho en sitio y rellenos con mampostería.

Se obtuvieron curvas de capacidad teóricas y estas fueron sometidas a varios escenarios sísmicos definidos en la Norma Ecuatoriana de Construcción, obtenidos a partir de los espectros con base a las aceleraciones máximas esperadas en el estrato competente PGA (Peak Ground Acceleration) por sus siglas en inglés, para los periodos de retorno comprendidos desde 25 hasta 475 años en intervalos de 10 años, con variaciones de suelo tipo C y D. No se utilizó un periodo de retorno de 2500 años debido a que se analizará una estructura de baja ductilidad, además en la bibliografía existente del Proyecto GEM-SARA se demostró que esta tipología no logra alcanzar este tipo de demanda.

Se tomó como referencia la propuesta realizada por Hazus para la caracterización de la vulnerabilidad, esta se presentó mediante curvas y superficies de probabilidad de daño utilizando el proceso de simulación de Monte Carlo.

*Palabras clave:* GEM, vulnerabilidad, espectro de capacidad, Monte Carlo, fragilidad.

## Abstract

This research presents the results of nonlinear static analyses of different probable combinations for vulnerability assessment of structures within the typology determined under the GEM taxonomy (CR+CIP / LFLSINF + DUC: 4, 6) which will be hereafter identified as **typology 4**, this refers to reinforced cast-in-place concrete buildings with in-fill masonry and solid flat slabs or relieved slabs.

Due to the epistemological uncertainty of seismic hazard, theoretical capacity curves will be obtained and these will be subjected to several seismic scenarios defined in the Ecuadorian Construction Code, obtained from the spectra based on the maximum expected accelerations in the PGA (Peak Ground Acceleration) for return periods ranging from 25 to 475 years at 10-year intervals, with soil variations type C and D. A return period of 2500 years was not used because a low ductility structure will be analyzed, in addition, the existing bibliography of the GEM-SARA Project showed that this typology does not achieve this type of demand.

The proposal made by Hazus for the characterization of vulnerability will be taken as a reference, this will be represented by curves and damage probability surfaces using the Monte Carlo process simulation with the data base of the intersection points between the capacity curves and the hazard curves.

*Key words:* GEM, vulnerability, capacity spectrum, Monte Carlo, fragility.

## Capítulo 1

### Generalidades

#### Antecedentes

En el proyecto de ***Comunicación y Formación en la Evaluación de Riesgos por Terremotos***, TREQ por sus siglas en inglés, de la Fundación Global Earthquake Model (GEM), existe la necesidad de realizar evaluaciones detalladas de amenaza y riesgo de tres ciudades latinoamericanas, como son Quito (Ecuador), Cali (Colombia) y Santiago de los Caballeros (República Dominicana), con el fin de que estas evaluaciones provoquen un impacto directo en las autoridades con respecto a la comunicación e implementación de medidas de reducción del riesgo de desastres, mediante la toma de decisiones y el desarrollo de políticas públicas de reducción del riesgo.

A pesar del progreso en esta materia con la evaluación de la amenaza y el riesgo sísmico en América del Sur con el proyecto SARA y en América Central y el Caribe con el proyecto CCA, es necesario continuar con la investigación que genere modelos de acceso libre en amenaza, exposición y vulnerabilidad, mismos que permitan la evaluación armonizada y transparente del riesgo en Latinoamérica, de tal forma que se considere pérdidas humanas y económicas a causa de los terremotos.

La evaluación de la ***tipología 4*** fue realizada para el proyecto SARA en la determinación de Vulnerabilidad Sísmica de Quito Fase I (Celi et al., 2018) y (Celi & Pantoja, 2017), en la que se analizó edificaciones de cuatro a seis pisos con una forma en planta rectangular y con entrepisos de hormigón, en este proyecto no se consideró la influencia de torsión en planta.

## **Planteamiento del Problema**

La Secretaría de Territorio, Hábitat y Vivienda (STHV) del DMQ indicó que para el período del 2001 al 2008 existían trescientos cincuenta y seis (356) barrios legalizados y trescientos cincuenta y siete (357) asentamientos informales, esto indica que al menos un 60% de estas edificaciones no poseen las etapas de ingeniería requeridas bajo normativa.

Debido a los daños estructurales y no estructurales acontecidos por los sismos recientes, se cuestiona la efectividad de las estructuras convencionales existentes en el medio ([Suntaxi, 2016](#)), por lo que es necesario estudios de evaluación estructural con el fin de que se desarrollen políticas de reducción del riesgo.

### ***Macro***

Una institución pública o privada que no disponga de un Plan de Gestión de Riesgos y Desastres simboliza una limitante en cuanto a la respuesta adecuada y oportuna para cualquier emergencia, debido a que en la sociedad existe una carencia de conocimientos en el área de gestión de riesgos, así como las respuestas ante las situaciones que ponen en peligro sus propias vidas ([Ortega, 2014](#)).

El riesgo sísmico presenta dos aspectos diferentes, uno científico ligado al peligro y a la vulnerabilidad y otro económico, este último está directamente relacionado con el primero mediante la relación que propuso la UNESCO en 1980, de este modo el riesgo engloba aspectos económicos cuya valorización corresponde a los gobiernos mediante sus autoridades competentes. Estos desastres naturales afectan diferentes ámbitos de la vida de la sociedad, entre los que destacan los aspectos la destrucción de las viviendas, de los activos productivos, de la infraestructura pública, la pérdida de inventarios y bienes patrimoniales, así como el incurrir en gastos adicionales debido al desastre ([Molina et al., 2017](#)).

Según el Proyecto Esfera ([Cruz Roja - Media Luna Roja, 2011](#)), la colaboración para reunir la información existente es valiosa para la evaluación inicial y la evaluación rápida previo la ocurrencia de un desastre, se detalla que en general existe una cantidad considerable de información sobre el contexto y también sobre las personas con el fin de realizar una oportuna toma de decisiones.

### **Meso**

La metodología que desarrolló la fundación GEM dentro del marco del proyecto SARA determinó un modelo de exposición para el DMQ en el que se evidencia un costo de reposición de \$57,579 millones de dólares correspondientes a un área de construcción en la zona urbana de 137 km<sup>2</sup>. Este modelo se basa en un catálogo de las diez y siete (17) tipologías estructurales, en las que existen en su mayoría los pórticos de hormigón armado con mampostería de relleno en viviendas de uno (1) a tres (3) pisos ([Chicaiza, 2017](#)).

### **Micro**

La **tipología 4** son estructuras utilizadas en la construcción formal, su sistema de pórticos con vigas embebidas y mampostería de relleno, compone el sistema resistente a carga lateral, estos se los encuentra generalmente en los conjuntos residenciales y representan un tres (3) por ciento de los levamientos analizados en la investigación de [Chicaiza, \(2017\)](#).

No considerar la influencia de la torsión accidental en un análisis estático no lineal puede provocar falsamente un criterio de aceptación basado en las deformaciones que se presentan ([Flores et al., 2018](#)), por lo que se consideró el efecto de torsión en la tipología analizada.

## Justificación de la Importancia de la Investigación

Para mejorar el diseño de las estructuras, [Rosángel Moreno & Jesús \(2010\)](#) indica que es necesario comenzar realizando estudios de fragilidad en zonas urbanas y calcular el daño que se puede presentar a causa de un evento sísmico, desde una perspectiva probabilista.

Para la evaluación de la vulnerabilidad de la **tipología 4** se reconoce que muchas de las variables involucradas son altamente aleatorias, como las características estructurales y la respuesta del sistema, especialmente cuando el comportamiento de este último es no lineal ([Vargas et al., 2013](#)), por lo que en la evaluación de la vulnerabilidad se consideró la aleatoriedad de las variables que describen el problema, lo que requirió el uso de técnicas avanzadas basadas en el proceso de simulación de Monte Carlo y en el análisis estático no lineal NSP, por sus siglas en inglés.

El aporte de la Entidad Colaborada de Proyectos del Colegio de Arquitectos del Ecuador, a través de su Director General, permitió obtener información estructural y arquitectónica sobre diez proyectos que ingresaron a revisión y que forman parte de la tipología en análisis con el fin de definir los márgenes de variación de las variables altamente aleatorias.

Se tomó como referencia la propuesta realizada por Hazus para la caracterización de la vulnerabilidad estructural mediante curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño, utilizando el proceso de Monte Carlo ([Montalvo, 2013](#)).

La obtención objetiva de los umbrales de daño son necesarias para generar estas curvas y matrices de fragilidad, donde se requiere la caracterización de la respuesta no lineal de las edificaciones y de esta forma realizar el cálculo del daño asociado al comportamiento sísmico aplicando procedimientos probabilistas a partir de resultados de análisis deterministas ([Vielma et al., 2007](#)).

Este trabajo contribuye al análisis de fragilidad, utilizando métodos estáticos directos, de las edificaciones pertenecientes a la **tipología 4** y aporta para la mejora de métricas dentro del riesgo sísmico en un área urbana situada en una zona de alta sismicidad enmarcado en el proyecto de la Fundación GEM.

### **Alcance del Proyecto**

La **tipología 4** hace referencia a edificaciones de hormigón armado hecho en sitio con mampostería de relleno y losas planas macizas o alivianadas en el DMQ con cuatro (4), cinco (5) y seis (6) pisos.

Para cumplir con el objetivo general y los específicos de la investigación, se realizó una cantidad de doscientos cincuenta y ocho (258) modelos matemáticos, que se dividieron en tres (3) grupos de ochenta y seis (86) modelos para estructuras de cuatro (4), cinco (5) y seis (6) pisos respectivamente; de esta cantidad se trabajó solamente con los modelos que permitieron encontrar una tendencia aceptable en la dispersión de los resultados.

Se consideró un modelo empotrado en su base y se realizaron variaciones a las longitudes de vanos y alturas de piso, variaciones de las propiedades mecánicas de los materiales como hormigón, acero y mamposterías, también se realizó variaciones de la ubicación en planta y elevación de la mampostería dentro de cada modelo, lo que generó los efectos de torsión. Este proceso fue iterativo hasta encontrar estabilidad en la variabilidad de las curvas de capacidad.

Se determinó gráficamente el punto de intersección del espectro de capacidad de la estructura con el espectro de capacidad; en el caso de existir este punto teórico, este tuvo su aporte para el análisis de fragilidad de la tipología analizada mediante la metodología Hazus ([Kircher et al., 2006](#)).

## Objetivos

### ***Objetivo General***

Realizar el análisis de fragilidad de la **tipología 4** considerando los efectos de torsión en planta con base a métodos estáticos directos.

### ***Objetivos Específicos***

- Generar las permutaciones necesarias que contemplen la variabilidad de la tipología (CR+CIP / LFLSINF + DUC: 4, 6) con la consideración del aporte no lineal de la mampostería dentro de la capacidad resistente lateral de la estructura.
- Calcular las curvas de capacidad resultantes de las permutaciones generadas con el fin de determinar las curvas características máximas, mínimas y medias.
- Determinar los espectros con base a las aceleraciones máximas esperadas en el estrato competente PGA (Peak Ground Acceleration), por sus siglas en inglés, para los periodos de retorno desde 25 a 475 años en intervalos de 10 años con variaciones de suelo tipo C y D.
- Verificar la existencia de la intersección entre el espectro de capacidad y espectro de capacidad para las diferentes intensidades determinadas.
- Realizar el análisis probabilístico empleando la metodología Hazus con base en el proceso de simulación de Monte Carlo para obtener el nivel de daño sísmico probable de la estructura y representarlo mediante curvas de fragilidad.

## Hipótesis

Considerar efectos de torsión en planta en la tipología (CR+CIP / LFLSINF + DUC: 4, 6) presenta mayores índices de daño en los umbrales moderado, extensivo y completo en comparación a una estructura con efectos de torsión bajos.

## Capítulo 2

### Marco Teórico

#### Marco Legal

- ACI-318 (2019), “Building Code Requirements for Structural Concrete” (Comité 318), Instituto Americano del Hormigón.
- ASCE/SEI. (2016). ASCE 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ASCE/SEI. (2017). ASCE 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers.
- ATC40. (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Seismic Safety Commission,
- FEMA Hazus MR4. (2003). Multi-hazard Loss Estimation Methodology. Federal Emergency Management Agency, Washington.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC – SE – CG 2015. Cargas (No sísmicas). Quito: Dirección de Comunicación Social MIDUVI.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC – SE – DS 2015. Peligro Sísmico, diseño sismo resistente. Quito: Dirección de Comunicación Social MIDUVI.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC – SE – HM 2015. Estructuras de Hormigón Armado. Quito: Dirección de Comunicación Social MIDUVI.

#### Marco Referencial

##### ***Modelos Constitutivos de Materiales***

Se presentan los resultados de la investigación realizada en el estado del arte actual para la caracterización de las propiedades mecánicas de los materiales,

presentando los parámetros a utilizar y el modelo adoptado para el hormigón, acero y mampostería. No fue la intención realizar una revisión cronológica de los modelos publicados y validados, sino utilizar los resultados concluyentes de las investigaciones realizadas y aplicables al medio.

Estas propiedades de elementos fueron utilizadas en la modelación que se realizó, donde se propuso que la plasticidad del miembro se distribuye a lo largo de cada una de las secciones de integración utilizadas y el nivel de esfuerzo y daño es determinado por la discretización de estas secciones.

### **Hormigón**

[Mohsen \(2012\)](#) indica que la mayoría de los modelos constitutivos para el concreto fueron obtenidas mediante el ensayo de probetas de especímenes pequeños y por lo tanto no representan el comportamiento real del elemento, por lo que se ha seleccionado para la presente investigación el modelo propuesto por [Mander et al. \(1988\)](#), además de que en las calibraciones de la investigación de [Pachano \(2018\)](#) utilizando este modelo, presentaron buenas aproximaciones a los modelos ensayados.

Este modelo incluye el denominado coeficiente de confinamiento que permite obtener la curva de hormigón confinado, donde el modelo de [Mander et al. \(1988\)](#) muestra los resultados más exitosos entre todos los analizados por [Palacios \(2017\)](#), donde se realizó una revisión cronológica de los modelos divididos en las siguientes categorías:

- Modelos basados en Sargin (1971): Wang et al. (1978), Ahmad and Shah (1982), El-Dash and Ahmad (1995), Attard and Setunge (1996), Assa et al. (2001).
- Modelos basados en Kent & Park (1971): Sheikh and Uzumeri (1982), Park et al. (1982), Scott et al. (1982), Samra (1990), Saatcioglu and Razvi (1992), Saatcioglu et al. (1995), Razvi and Saatcioglu (1999), Mendis et al. (2000), Shah et al. (1983).

- Modelos basados en Popovics (1973): Carreira and Chu (1985), Mander et al. (1988), Hsu and Hsu (1994), Cusson and Paultre (1995), Wee et al. (1996), Hoshikuma et al. (1997)

Karthik & Mander (2011) concluyen que este modelo es uno aceptable para el concreto, bajo los diferentes análisis de ensayo, resultados y comportamiento histerético. El modelo de Mander et al. (1988) utiliza las expresiones indicadas en la ecuación (1) hasta la ecuación (7).

$$f_c = \frac{f'_{cc} * x * r}{r - 1 + x^r} \quad (1)$$

$$f'_{cc} = k * f'_{co} \quad (2)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (3)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + R * \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (4)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (5)$$

$$E_c = 5000 * \sqrt{f'_{co}} \quad (6)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (7)$$

Donde:

$f'_{co}$  = Esfuerzo del concreto en una deformación unitaria determinada.

$f'_{cc}$  = Resistencia a la compresión del concreto confinado.

$f'_{co}$  = Resistencia a la compresión del concreto no confinado.

$k$  = Factor de confinamiento efectivo del hormigón.

$x$  = Relación entre una deformación unitaria determinada y la deformación unitaria cuando se alcanza un esfuerzo de  $f'_{cc}$ .

$\varepsilon_{co}$  = Deformación unitaria correspondiente al esfuerzo  $f'_{co}$ .

$\varepsilon_{cc}$  = Deformación unitaria correspondiente al esfuerzo  $f'_{cc}$ .

$R$  = Parámetro de calibración que está basado en ensayos de laboratorio.

$r$  = Relación relativa entre módulo inicial de elasticidad y el módulo secante de elasticidad.

$E_c$  = Módulo de elasticidad inicial del hormigón

$E_{sec}$  = Módulo secante de elasticidad del concreto cuando se alcanza el esfuerzo máximo.

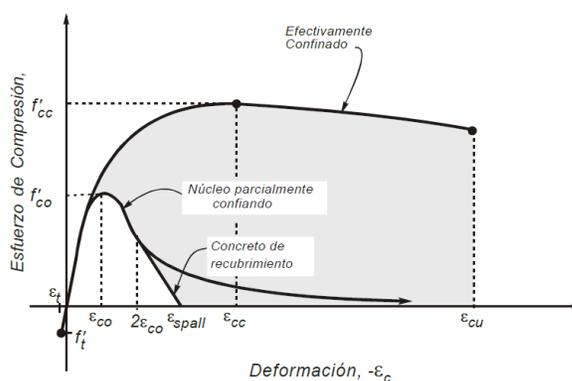
$\varepsilon_{spall}$  = Deformación unitaria cuando se produce el desprendimiento del recubrimiento.

$\varepsilon_{cu}$  = Deformación unitaria última.

La curva constitutiva del concreto, utilizando las variables previamente indicadas se puede visualizar en la **Figura 1**

**Figura 1**

*Modelo de curva constitutiva propuesto por Popovics (1973)*



*Nota:* Tomado de Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1988)114:8(1804))

### **Propiedades del Hormigón**

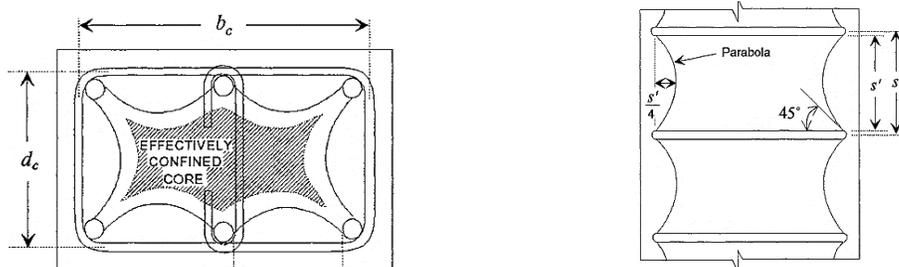
El modelo seleccionado en el programa SeismoStruct (Seismosoft, 2020) para el hormigón fue el no lineal de Mander (con\_ma), mismo que trata de un modelo de confinamiento constante no lineal uniaxial que sigue la relación de constitutiva de Mander

et al. (1988) y las definiciones cíclicas propuestas por Enrique Martínez-Rueda & Elnashai (1997).

La principal ventaja para usar la curva constitutiva para concreto no confinado estudiada por Mander et al. (1988), y que está basada en el modelo analizado por Popovics (1973), es la facilidad de obtener la curva del hormigón confinado con el uso del coeficiente de confinamiento  $k$ , este asume una presión de confinamiento constante a lo largo de todo el rango tensión-deformación que se alcanzará en la zona del núcleo confinado, como se indica en la **Figura 2**, donde se ilustra el teórico núcleo confinado alcanzado por el refuerzo transversal.

**Figura 2**

*Mecanismo de confinamiento que provee el refuerzo transversal*



a) Vista en planta de sección

b) Vista en elevación de sección

*Nota:* Tomado de Chang, G. A., & Mander, J. B. (1994). Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns : part 1 - evaluation of seismic capacity. National Center for Earthquake Engineering Research, 230. <https://doi.org/Technical Report NCEER-94-0006>

Fue necesario definir 5 parámetros de calibración del modelo para describir completamente su comportamiento mecánico, estos se indican seguidamente:

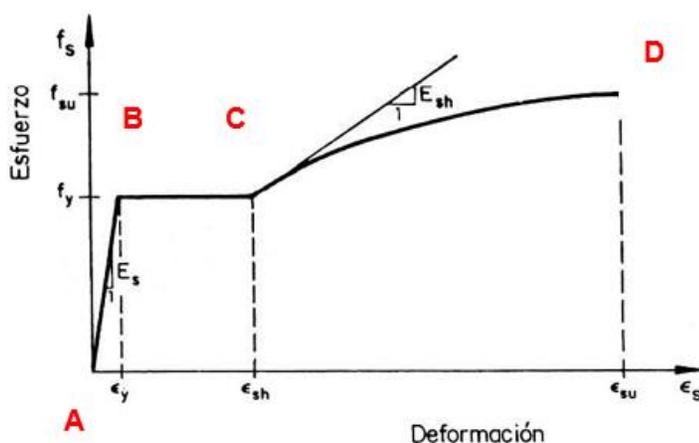
- Resistencia máxima a la compresión  $f'_{co}$  de concreto no confinado: Es la resistencia a compresión cilíndrica del material, para el modelo empleado, su valor puede oscilar entre los 15 [Mpa] y los 45 [Mpa] como recomendación de (Seismosoft, 2020). Para esta investigación se toma un valor medio de 21 [Mpa] como referencia de la documentación facilitada por CAE-P, a partir de este dato se realizarán las permutaciones al modelo.
- Resistencia a la tracción  $f_t$ : Este valor fue impuesto con base en las recomendaciones de Pachano (2018), donde la magnitud fue determinada de manera empírica entre los márgenes de 2 [Mpa] y 3 [Mpa] según recomienda Priestley et al. (1996). Para esta investigación se toma el valor por defecto recomendado por (Seismosoft, 2020) con un valor de 2.2 [Mpa]
- Módulo de elasticidad  $E_c$ : Dado que las ecuaciones que se indican en el ACI Committee 318 (2019) referente al módulo de elasticidad, resultan no aplicables para el uso para materiales presentes en el medio del DMQ, por este motivo fue necesario establecer esta magnitud para los materiales locales y así obtener resultados reales (Alejandro, 2014). Similares conclusiones se obtuvieron por parte de la investigación de Herrería & Villegas (2008) y Pachano (2018). Para esta investigación se toma un valor medio de 21.26 [Gpa] mismo que depende de la capacidad a compresión del concreto.
- Deformación unitaria  $\varepsilon_{co}$  correspondiente al esfuerzo  $f'_{co}$ : Es la deformación unitaria que corresponde al esfuerzo a la compresión del hormigón no confinado. Para esta investigación se toma un valor medio de 0.003 [mm/mm].
- Peso específico  $\gamma$ : Es el peso específico del material y para esta investigación se toma un valor de 24 [kN/m<sup>3</sup>].

## Acero

La principal diferencia para los modelos de las curvas constitutivas para el acero de refuerzo prevalece en la zona de endurecimiento (Suntaxi, 2016). Se utilizan parámetros mecánicos para caracterizar un modelo de acero como se ve en la **Figura 3**, donde se tiene la zona AB, conocida como zona de rango elástico donde la Ley de Hooke se cumple bajo una relación lineal entre el esfuerzo y la deformación unitaria, la pendiente de esta recta representa el módulo de elasticidad del acero. La zona BC muestra el esfuerzo constante de fluencia del acero entre las deformaciones unitarias de fluencia y la del inicio de la zona de endurecimiento. La zona CD está dada por una curva de grado dos o tres, según la investigación que se utilice.

### Figura 3

*Modelo general para constitutiva de acero*



*Nota:* Tomado de Palacios, P. (2017). Análisis de la variación de ductilidad en columnas cuadrangulares de hormigón armado debido a su comportamiento biaxial usando el diagrama momento-curvatura [Escuela Politécnica Nacional]. <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/17517>

Donde:

$f_s$  = Resistencia del acero de refuerzo en un punto dado.

$\varepsilon_s$  = Deformación unitaria del acero de refuerzo en un punto dado.

$f_y$  = Resistencia a la fluencia de acero de refuerzo.

$\varepsilon_y$  = Deformación unitaria de fluencia del acero.

$\varepsilon_{sh}$  = Deformación unitaria del acero donde finaliza el esfuerzo de fluencia.

$f_{su}$  = Resistencia última del acero.

$\varepsilon_{su}$  = Deformación unitaria última del acero.

$E_s$  = Módulo de elasticidad del acero.

$E_{sh}$  = Módulo de elasticidad del acero cuando se da el inicio del endurecimiento.

### **Propiedades del Acero**

El modelo seleccionado en el programa SeismoStruct ([Seismosoft, 2020](#)) para el acero fue el no lineal de Dodd y Restrepo (stl\_dr), ya que este mostró las mejores aproximaciones en los ensayos realizados por [Pachano \(2018\)](#) y [Albuja & Pantoja \(2017\)](#). Este modelo de acero uniaxial formulado por [Dodd & Restrepo-Posada \(1995\)](#) considera en sus formulaciones la reducción del módulo de elasticidad con la deformación unitaria plástica.

Fue necesario definir 8 parámetros de calibración del modelo para describir completamente su comportamiento mecánico, estos se indican seguidamente:

- Módulo de elasticidad  $E_s$ : Es la rigidez elástica inicial del material. Su valor suele oscilar entre 200 [Gpa] y 210 [Gpa]. Para esta investigación se toma un valor de 20.6 [Gpa] mismo que fue corroborado en los ensayos de [Pachano \(2018\)](#), [Albuja & Pantoja \(2017\)](#) y [Lima & Paredes \(2017\)](#)
- Esfuerzo de fluencia del acero  $f_y$ : Es el esfuerzo en el cual el acero alcanza la fluencia. Su valor puede variar entre 230 [Mpa] y 650 [Mpa]. Para esta investigación se toma un valor de 411.8 [Mpa] como magnitud del acero comercial en el medio.

- Esfuerzo máximo del acero  $f_{su}$ : Es el esfuerzo de carga máximo. Para esta investigación se toma un valor de 617.8 [Mpa] como magnitud del acero comercial en el medio.
- Esfuerzo intermedio en la curva de endurecimiento del acero  $f_{sh}$ : Es el esfuerzo en el punto medio de la curva de endurecimiento. Para esta investigación se toma un valor de 550 [Mpa] como magnitud del acero comercial en el medio.
- Deformación unitaria en el endurecimiento  $\varepsilon_{sh}$ : Se toma los resultados de la investigación de [Pachano \(2018\)](#) donde se obtuvieron calibraciones exitosas en comparación al comportamiento del ensayo ejecutado. Para esta investigación se toma un valor de 0.0165 [mm/mm]
- Deformación unitaria en el esfuerzo máximo del acero  $\varepsilon_{su}$ : Se toma los resultados de la investigación de [Pachano \(2018\)](#) donde se obtuvieron calibraciones exitosas en comparación al comportamiento del ensayo ejecutado. Para esta investigación se toma un valor de 0.2259 [mm/mm]
- Deformación unitaria en el esfuerzo intermedio en la curva de endurecimiento del acero  $\varepsilon_{su}$ : Se toma los resultados de la investigación de [Pachano \(2018\)](#) donde se obtuvieron calibraciones exitosas en comparación al comportamiento del ensayo ejecutado. Para esta investigación se toma un valor de 0.1003 [mm/mm]
- Peso específico  $\gamma$ : Es el peso específico del material y para esta investigación se toma un valor de 78 [kN/m<sup>3</sup>].

### **Mamposterías**

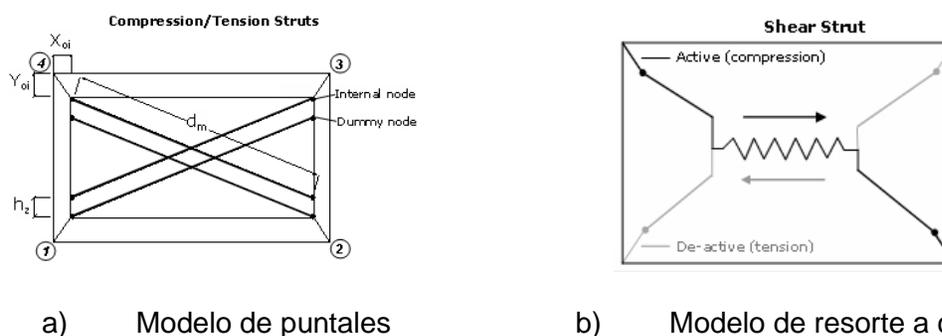
El modelo adoptado para las mamposterías de relleno se basa en la investigación realizada por [Pachano \(2018\)](#) y [Albuja & Pantoja \(2017\)](#) donde se utilizan los resultados obtenidos en las calibraciones de modelos mediante el software SeismoStruct v2020

(Seismosoft, 2020) y el empleo del modelo de puntales de Crisafulli (1997), este modelo se ilustra en la **Figura 4**.

Estas simplificaciones son válidas desde un análisis global de la edificación, ya que el puntal que utilizado no tiene la capacidad de reproducir los efectos que tiene la zona de contacto panel-marco. Aun así, este modelo cumple con el alcance del presente trabajo de investigación, ya que no interesa verificar la especificidad de los modos de falla locales, sino la capacidad de la estructura a nivel global, por lo que, el modelo que se describe seguidamente fue adecuado.

#### Figura 4

Modelo de puntales de Crisafulli (1997)



*Nota:* Tomado de Seismosoft. (2020). SeismoStruct. A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures, 1–578. <https://seismosoft.com/product/seismostruct/>

Las investigaciones de por Pachano (2018) y Albuja & Pantoja (2017) realizaron solamente el modelamiento del marco estructural, utilizando una viga equivalente T que se representó mediante un elemento la viga superior la franja de losa colaborante y las columnas de apoyo, como se indica en la **Figura 5**.

**Figura 5**

*Modelo calibrado para pórticos Pachano (2018)*



*Nota:* Adaptado de Pachano, F. (2018). Determinación de parámetros mecánicos para modelos no lineales de mampostería de relleno en pórticos de hormigón armado obtenidos de manera experimental [Escuela Politécnica Nacional]. <https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/19734/1/CD-9135.pdf>

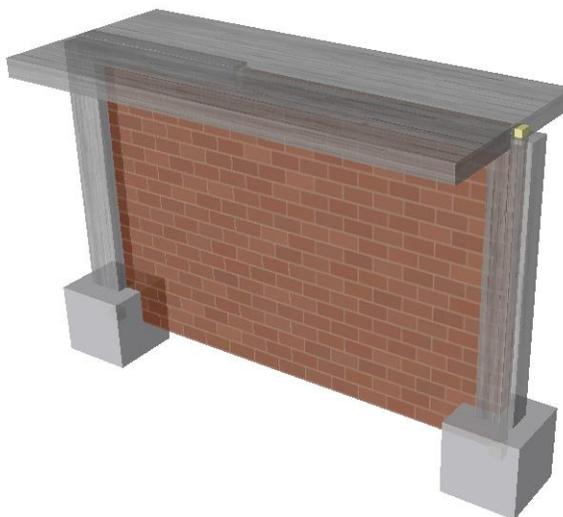
Los elementos estructurales fueron concebidos como elementos inelásticos basados en fuerzas con siete (7) secciones de integración y con doscientos cuatro (204) fibras. Los materiales fueron modelados según las especificaciones de los ensayos y se fueron ajustando hasta obtener las calibraciones necesarias, estas calibraciones se basaron principalmente en la modificación de magnitud del módulo de elasticidad del concreto y del módulo de rigidez a corte.

El modelo de puntales de Crisafulli (1997) se encuentra implementado en el programa y se indica en la **Figura 6**, este permitió obtener resultados con buenas aproximaciones al material y comportamiento de mamposterías locales. Este modelo no

puede expresar la interacción entre el pórtico y la mampostería de forma local, ya que la losa puede deformarse sin restricción vertical en el medio del vano.

### Figura 6

*Modelo calibrado para pórticos Pachano (2018)*



*Nota:* Adaptado de Pachano, F. (2018). Determinación de parámetros mecánicos para modelos no lineales de mampostería de relleno en pórticos de hormigón armado obtenidos de manera experimental [Escuela Politécnica Nacional]. <https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/19734/1/CD-9135.pdf>

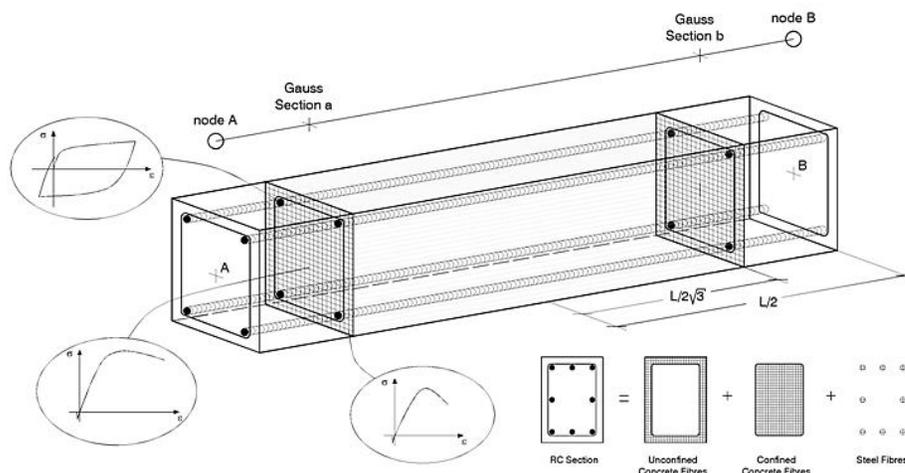
La ejemplificación de la consideración de varias secciones de integración y la discretización de estas en fibras para un elemento de hormigón armado se indica en la **Figura 7**, donde se puede observar la discretización del concreto confinado, no confinado y el acero de refuerzo. Cada una de las secciones de integración se compone por elementos y estos responden de forma independiente según el nivel daño acumulado que tengan, también considera sus esfuerzos internos Pachano (2018).

La cantidad de secciones de integración y las fibras internas de cada elemento son utilizados con base en la experimentación en el Centro de Investigación de la Vivienda

de la Escuela Politécnica Nacional, de los trabajos de investigación de Pachano (2018) y Albuja & Pantoja (2017), estos modelos fueron calibrados según los resultados obtenidos.

### Figura 7

*Modelo de plasticidad distribuida SeismoStruct*



*Nota:* Tomado de Seismosoft. (2020). SeismoStruct. A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures, 1–578. <https://seismosoft.com/product/seismostruct/>

### **Propiedades de la Mampostería**

Se realizó la modelación de la mampostería mediante el uso del macroelemento tipo panel de Crisafulli (1997), donde se reemplaza el panel de relleno por 3 puntales para una sola dirección, dos (2) que actúan a compresión y uno (1) que actúa con un comportamiento de resorte de corte interactuando de extremo a extremo del pórtico de hormigón. SeismoStruct (Seismosoft, 2020) utiliza 6 puntales debido a la aplicación de carga cíclica bidireccional (Albuja & Pantoja, 2017). Algunos de los parámetros que requieren definirse para el modelo de mampostería de relleno no tienen un significado físico, pero sirven para calibrar el comportamiento histerético del panel (Pachano, 2018).

Fue necesario definir los parámetros de calibración del modelo del puntal, estos se indican seguidamente:

- Módulo de elasticidad inicial de la mampostería  $E_m$ : Representa la pendiente inicial de la curva esfuerzo deformación. Para esta investigación se toma un valor de 1.71 [GPa].
- Resistencia a compresión de la mampostería  $f'_m$ : Es la capacidad a compresión de la mampostería, para esta investigación se toma un valor de 0.94 [MPa].
- Resistencia a tensión de la mampostería  $f'_{mt}$ : Es la resistencia a la tensión que tiene la unión entre el pórtico y el panel de mampostería. Para esta investigación se toma un valor de 0.22 [MPa].

A partir de este punto, se toma los resultados de la investigación de [Pachano \(2018\)](#) donde se obtuvieron calibraciones exitosas en comparación al comportamiento del ensayo ejecutado.

- Deformación unitaria en la resistencia a compresión de la mampostería  $\varepsilon_m$ : Se toma un valor de 0.0012 [mm/mm]
- Deformación unitaria ultima  $\varepsilon_{mu}$ : Se toma un valor de 0.0026 [mm/mm]
- Deformación unitaria de cierre de grietas  $\varepsilon_{cl}$ : Se toma un valor de 0.0004 [mm/mm]
- Deformación unitaria de reducción del área del puntal  $\varepsilon_1$ : Se toma un valor de 0.0006 [mm/mm]
- Deformación unitaria de reducción de área residual  $\varepsilon_2$ : Se toma un valor de 0.0010 [mm/mm]
- Factor de rigidez de la descarga  $\gamma_{un}$ : Se toma un valor de 1.25 [-]
- Factor de deformación unitaria de recarga  $\alpha_{re}$ : Se toma un valor de 0.20 [-]
- Factor de deformación unitaria de inflexión  $\alpha_{ch}$ : Se toma un valor de 0.20 [-]
- Factor de descarga completa  $\beta_a$ : Se toma un valor de 1.50 [-]
- Factor de esfuerzo de inflexión  $\beta_{ch}$ : Se toma un valor de 0.61 [-]
- Factor de rigidez a esfuerzo cero  $\gamma_{ptu}$ : Se toma un valor de 0.60 [-]

- Factor de rigidez de recarga  $\gamma_{plr}$ : Se toma un valor de 1.00 [-]
- Factor descarga inelástica  $\varepsilon_{x1}$ : Se toma un valor de 1.75 [-]
- Factor de repetición de ciclo  $\varepsilon_{x2}$ : Se toma un valor de 1.25 [-]

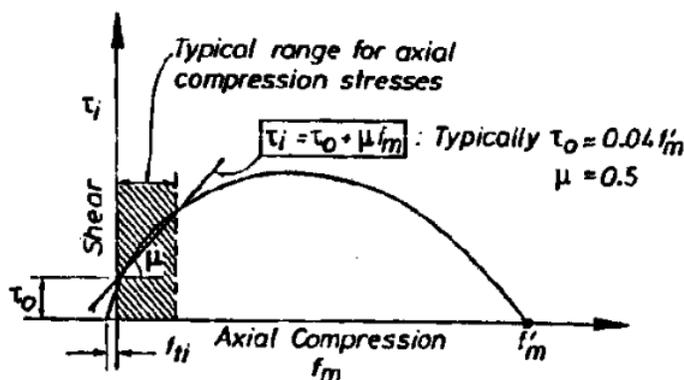
Referente al modelo del resorte a corte, fue necesario definir estos parámetros que se indican seguidamente y que fueron obtenidos de los resultados experimentales de Pachano (2018).

- Resistencia al corte por adherencia  $\tau_o$ : Se toma un valor de 0.10 [MPa], esta depende del mampuesto y según Paulay & Priestley (1992) este valor oscila entre los 0.10 [MPa] y los 1.5 [MPa].
- El coeficiente de fricción  $\mu$ : Se toma un valor de 0.5825 [-]

Resistencia máxima a corte  $\tau_{max}$ : Se toma un valor de 0.24 [MPa], esta es la interacción de la resistencia a la adherencia y la fricción existente entre el mortero y mampuesto, como se indica en la **Figura 8**.

**Figura 8**

*Interacción entre la fuerza de corte y de compresión*



*Nota:* Tomado de Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. In Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering (Vol. 25, Issue 4). <https://doi.org/10.5459/bnzsee.25.4.362>

- Factor de reducción el corte  $\alpha_s$ : Se toma un valor de 1.50 [-]

Fue necesario definir estos parámetros de calibración del modelo para describir completamente su comportamiento mecánico, estos son directamente proporcionales a la geometría de cada pared y se indican seguidamente:

- Espesor del panel  $t$ : Se toma un valor de 0.151 [m]
- Porcentaje de deriva fuera del plano: No se considera que la mampostería tenga aporte fuera de su plano. Se toma un valor de 5 [%]
- Área 1 del puntal  $A_1$ : Se toma como el resultado de la multiplicación de la ecuación **(8)**.

$$A_1 = b_w * t \quad \textbf{(8)}$$

Este espesor del puntal es directamente proporcional de la rigidez relativa entre los elementos del pórtico, el nivel de carga y las características de los materiales ([Albuja & Pantoja, 2017](#)).

El análisis de [Pachano \(2018\)](#) determina concluyentemente que los resultados de los análisis para cada modelo de mampostería analizado en su investigación, no pueden ser aplicadas de forma universal y por esta razón se estudia la metodología de [Papia et al. \(2003\)](#) donde esta se basa en la equiparación de un micro modelo de mampostería con la idealización del puntal equivalente para determinar el ancho de este.

1. Se establece la igualdad de la ecuación **(9)**.

$$D_i = \bar{D}_i \quad \textbf{(9)}$$

Donde

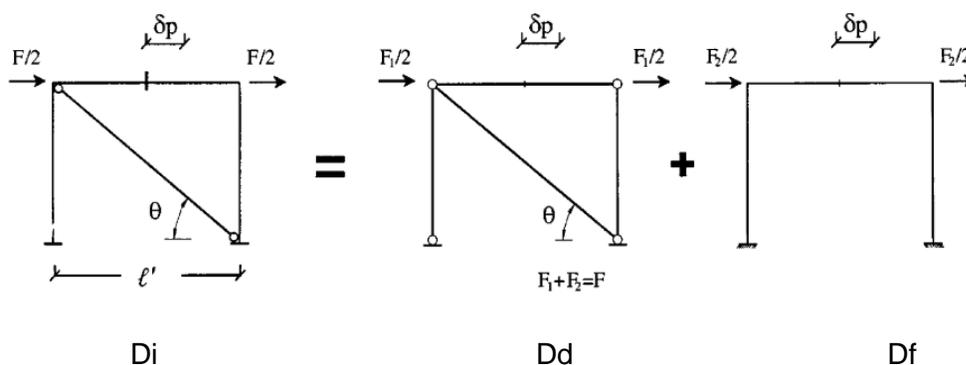
$D_i$  = Rigidez inicial del sistema equivalente

$\bar{D}_i$  = Rigidez inicial “exacta” del sistema

2. La rigidez exacta  $\bar{D}_i$  se puede determinar utilizando un modelo a precisión del sistema.
3. La rigidez exacta  $D_i$  se puede determinar con base a las formulaciones y esquemas presentados en la **Figura 9**.

**Figura 9**

*Modelo de mampostería de rigidez equivalente*



*Nota:* Tomado de Papia, M., Cavaleri, L., & Fossetti, M. (2003). Infilled frames: Developments in the evaluation of the stiffening effect of infills. *Structural Engineering and Mechanics*, 16(6), 675–693. <https://doi.org/10.12989/sem.2003.16.6.675>

Donde la rigidez  $D_i$  está compuesta por los aportes de las rigideces del sistema articulado arriostrado  $D_d$  y del pórtico  $D_f$ , como indica la ecuación (10).

$$D_i = D_d + D_f \quad (10)$$

4. La rigidez  $D_d$  está dada por la ecuación (11).

$$D_d = \frac{k_d * \cos^2 \theta}{1 + \frac{k_d}{k_c} * \sin^2 \theta + \frac{k_d}{2 * k_b} * \cos^2 \theta} \quad (11)$$

Donde

$k_d$  = Rigidez axial del puntal diagonal

$k_c$  = Rigidez axial de las columnas

$k_b$  = Rigidez axial de las vigas

Estas se presentan en la ecuación **(12)** a la ecuación **(14)**, respectivamente.

$$k_d = \frac{E_m * t * w}{d} \quad (12)$$

$$k_c = \frac{E_f * A_c}{H} \quad (13)$$

$$k_b = \frac{E_f * A_b}{L} \quad (14)$$

5. La rigidez  $D_f$  se determina mediante la ecuación **(15)**

$$D_f = \frac{24 * E_f * I_c}{H^3} * \left(1 + \frac{I_c * L}{I_b * H}\right)^{-1} \quad (15)$$

6. Mediante la combinación de la ecuación **(11)** y ecuación **(10)**, se puede obtener la relación w/d, para lo cual fue necesario definir el parámetro  $\lambda^*$ , este utiliza las propiedades del pórtico y del panel para determinar el ancho teórico del puntal. Este parámetro queda definido por la ecuación **(16)**

$$\lambda^* = \frac{E_d * t * H}{E_f * A_c} * \left(\frac{H^2}{L^2} + \frac{A_c * L}{4 * A_b * H}\right) \quad (16)$$

A partir de estos parámetros, la relación w/d se ajusta a la ecuación **(17)**

$$\frac{w}{d} = k * \frac{c}{z'} * \frac{1}{(\lambda^*)^\beta} \quad (17)$$

Donde la definición de las variables se indica en la ecuación **(18)** a la ecuación **(21)**.

$$k = 1 + (18 * \lambda^* + 200) * \varepsilon_v \quad (18)$$

$$c = 0.249 - 0.0116 * v + 0.567 * v^2 \quad (19)$$

$$\beta = 0.146 - 0.0073 * v + 0.126 * v^2 \quad (20)$$

$$z' = \begin{cases} 1 & \text{para } \frac{L}{H} = 1.0 \\ 1.125 & \text{para } \frac{L}{H} = 1.5 \end{cases} \quad (21)$$

- Área 2 del puntal  $\%A_1$ : es un porcentaje del Área 1 del puntal  $A_1$  que adquiere la pared debido a las fisuras producidas por el desprendimiento de la mampostería y el pórtico, producto del desplazamiento lateral (Albuja & Pantoja, 2017). Se toma un valor de 30 [%]
- Longitud de contacto como porcentaje de  $h_m$   $h_z$ : Este parámetro es un porcentaje de la longitud vertical de la mampostería, se lo utiliza para evaluar la rigidez en el pórtico con el panel de relleno Crisafulli (1997). Esta altura se determina con la ecuación (22).

$$h_z = \frac{\pi * h}{2 * \lambda} \quad (22)$$

Donde:

$h$  = Altura total del pórtico

$\lambda$  = Se calcula con la ecuación (23)

$$\lambda = h * \sqrt[4]{\frac{E_m * t * \sin(2\theta)}{e * E_c * I_c * h_m}} \quad (23)$$

Todas las variables han sido definidas, excepto:

$\theta$  = Ángulo que toma la diagonal del panel.

$I_c$  = Inercia de la columna.

$h_m$  = Altura considerada del panel.

- Compensación horizontal  $x_{o_i}$ : Se toma un valor de 4.42 [%]
- Compensación vertical  $y_{o_i}$ : Se toma un valor de 4.35 [%]
- Porcentaje de asignación de la rigidez a corte  $\gamma_s$ : Se toma un valor de 9.5 [%]

- Peso específico  $\gamma$ : Es el peso específico del material y para esta investigación se toma un valor de 17.15 [kN/m<sup>3</sup>].

### Trabajos Relacionados

Se ha citado los trabajos más relevantes en el estado del arte relacionados a las investigaciones relacionadas con la determinación de fragilidad en estructuras.

- El trabajo de investigación “Vulnerabilidad sísmica de Quito Ecuador, Fase I: Curvas de capacidad de las tipologías estructurales, Proyecto GEM – SARA” (Celi et al., 2018) y en “Final Report: Capacity Curves and Fragility Curves of Residential Buildings for the City of Quito” (Celi & Pantoja, 2017) se presentaron los resultados del análisis estático no lineal de las diferentes edificaciones multifamiliares del DMQ.
- La “Evaluación del riesgo sísmico de viviendas de Barrancabermeja (Colombia)” (Hinestroza, 2018) utilizó curvas de fragilidad y modelos de consecuencias para representar la vulnerabilidad sísmica, esto permitió calcular estados de daños y pérdidas económicas.
- En el CIV-EPN se realizaron los ensayos necesarios para el trabajo “Determinación de parámetros mecánicos para modelos no lineales de mampostería de relleno en pórticos de hormigón armado obtenidos de manera experimental” (Pachano & Singaicho, 2018) que permitirá calibrar los modelos matemáticos.
- El trabajo “The Influence of Accidental Torsion on the Inelastic Dynamic Response of Buildings During Earthquakes” (Flores et al., 2018) indica la influencia de la torsión accidental en un análisis estructural, donde se hace énfasis en que se puede provocar falsamente un criterio de aceptación basado en las deformaciones que se han presentado.
- La investigación “Seismic damage evaluation in urban areas using the capacity spectrum method: Application to Barcelona” (Barbat et al., 2008) determinó los

umbrales de daño en función de del desplazamiento de fluencia y el desplazamiento último de la estructura.

- La publicación “Development of a fragility and vulnerability model for global seismic risk analyses” ([Martins & Silva, 2020](#)) describe un modelo analítico de fragilidad y vulnerabilidad que desarrolló cerca de quinientas funciones para cubrir la mayoría de las combinaciones de material de construcción, altura, sistema de resistencia de carga lateral y nivel de diseño sísmico.

## Capítulo 3

### Metodología de la Investigación

#### Descripción Geométrica y Topológica de la Tipología 4

La tipología 4 comprende edificaciones de cuatro a seis pisos con un sistema resistente a carga lateral basado en pórticos de hormigón, estos se encuentran rellenos en su mayoría por mampostería, la cual provoca un comportamiento estructural diferente al que se obtendría si se considera solamente el aporte de los pórticos; el sistema de entrepiso está basado en losas macizas de hormigón donde se encuentran las vigas embebidas. Esta tipología presenta predominantemente una falla frágil en la base de las columnas toda vez que las mamposterías alcanzan su capacidad límite ante la sollicitación sísmica, debido a la baja relación de rigidez entre vigas y columnas, la reducida capacidad a cortante de las secciones y la distribución irregular de mamposterías en planta, según indica [Celi & Pantoja \(2017\)](#). Se puede atribuir este comportamiento también a las consideraciones tradicionales de que el pórtico estructural es quien gobierna el comportamiento global de la estructura, cuando realmente es la mampostería quien tiene una gran influencia en el resultado final de desempeño estructural.

En la investigación realizada por [Chicaiza \(2017\)](#) se determinó que esta tipología son estructuras utilizadas para la construcción formal y que representan el 3% de los 12957 levantamientos realizados, encontrándolas generalmente en conjuntos residenciales.

En la **Figura 10** se puede observar fotografías tomadas en el DMQ para esta investigación, donde se busca representar gráficamente la tipología estudiada, resaltando el sistema aporricado y las mamposterías de relleno.

**Figura 10**

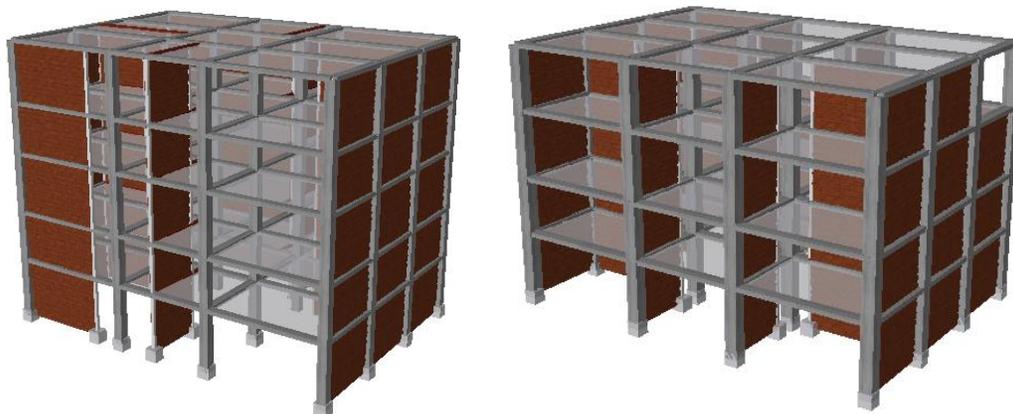
*Fotografías de la tipología 4 en el DMQ.*



En la **Figura 11** se puede observar algunas de las variaciones de los modelos matemáticos que fueron realizadas; se colocó una distribución irregular de la mampostería con el fin de capturar los efectos de torsión en planta. Esta distribución obedece a parámetros aleatorios de colocación de los paneles de relleno, por lo que, luego de un proceso de filtrado se escogió las curvas que se apeguen a una realidad y presenten un comportamiento sin decaimientos de capacidad bruscos.

**Figura 11**

*Tipología 4. Variación de modelos (Modelo 056 & Modelo 233)*

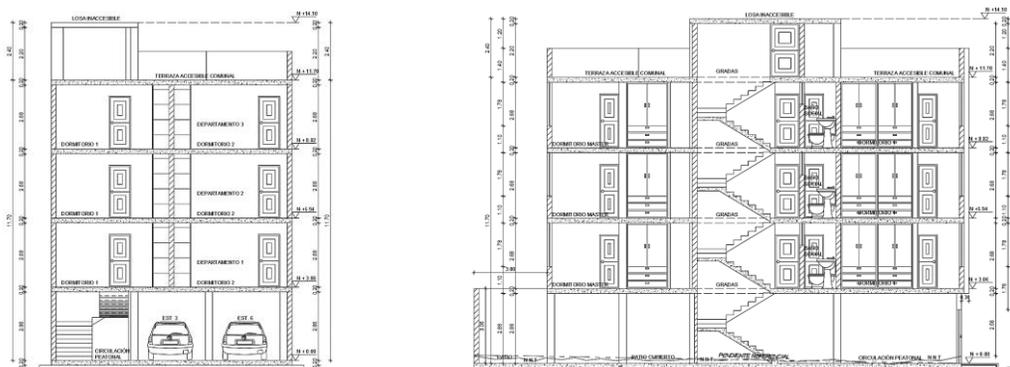


La información facilitada por la CAE-P permitió corroborar la geometría y topología de los modelos analizados y de esta forma obtener resultados muy cercanos a la realidad del DMQ.

En la **Figura 12** se muestra dos edificaciones y sus cortes transversales y longitudinales, con el fin de verificar la distribución de espacios a la que se refiere la tipología 4.

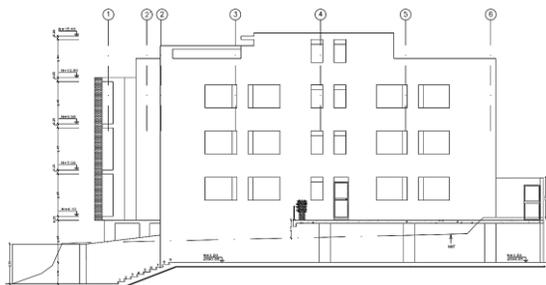
**Figura 12**

*Variación de proyectos ingresados a Entidad Colaboradora*



a) Corte transversal. Edificio 1

b) Corte longitudinal. Edificio 1



c) Corte transversal. Edificio 2



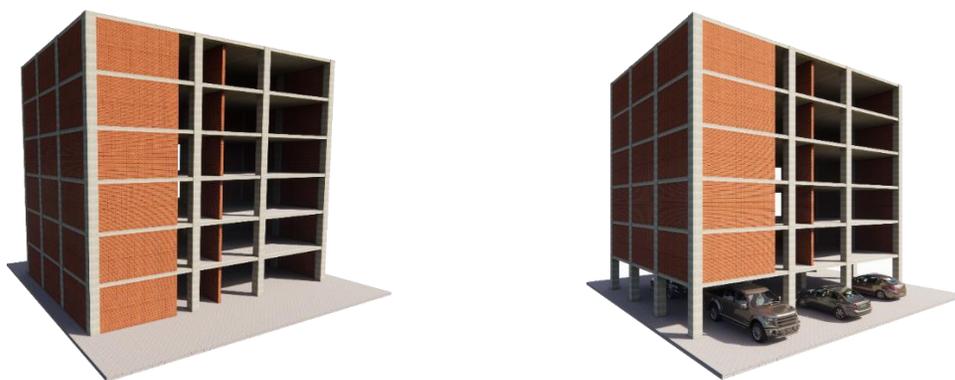
d) Corte longitudinal. Edificio 2

*Nota:* Tomado de Entidad Colaboradora – CAE-P, información solicitada mediante Oficio PXPB-ECCA-2020-0001.

Algunas de las consideraciones para las variaciones en las permutaciones son las que se viven en las edificaciones y su uso habitual. Como se ve en la **Figura 13**, existen edificaciones que destinan su primera planta para estacionamientos de vehículos. En otras ocasiones se generan mamposterías que inducen un comportamiento irregular en las edificaciones debido a la presencia de oficinas o negocios comerciales.

### Figura 13

*Permutaciones generales. (Modelo 097 & Modelo 174)*



## **Secciones Transversales de los Elementos Estructurales**

La información que se presenta a continuación fue extraída de la documentación facilitada por el CAE-P, observando tendencias en secciones de elementos estructurales y utilizando estas como secciones principales en los modelos matemáticos. Se extrajo las dimensiones de las columnas, vigas y losas y sus correspondientes armados, sin realizar comprobaciones sobre si estas cumplen con las normativas, ya que el propósito de la investigación fue determinar el estado actual de la tipología en cuanto a vulnerabilidad sísmica mediante curvas de fragilidad.

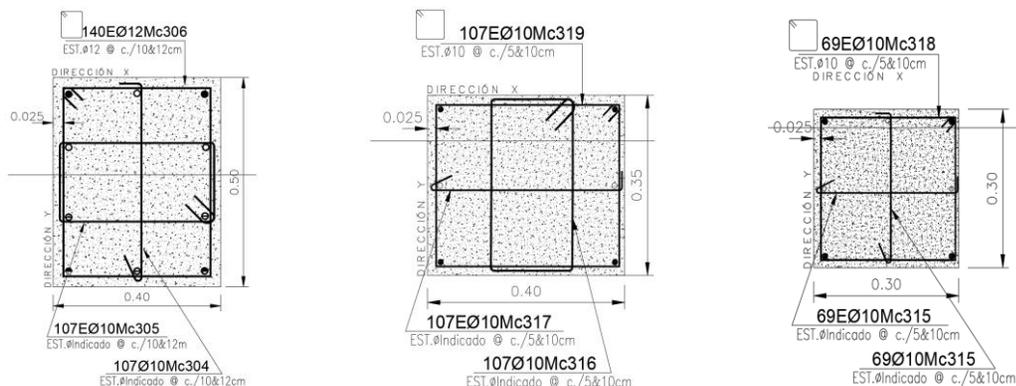
Las dimensiones de estas secciones se fueron variado para capturar de forma objetiva la mayor cantidad de permutaciones de la tipología analizada, con el fin de representar el comportamiento estructural bajo una perspectiva paramétrica; el proceso de determinación de permutaciones de tipología se indica más adelante.

### ***Columnas***

La información facilitada por el CAE-P en edificaciones consideradas dentro de la tipología 4, muestran elementos columna con una sección igual en todos los pisos y en todas las columnas de la planta, por lo que, los modelos matemáticos seguirán esta tendencia. Algunas de las secciones utilizadas en los diseños estructurales de la documentación facilitada por el CAE-P se pueden visualizar en la **Figura 14**

**Figura 14**

*Secciones de columnas en planos facilitados por CAE-P*



a) Sección Col 1

b) Sección Col 1

c) Sección Col 1

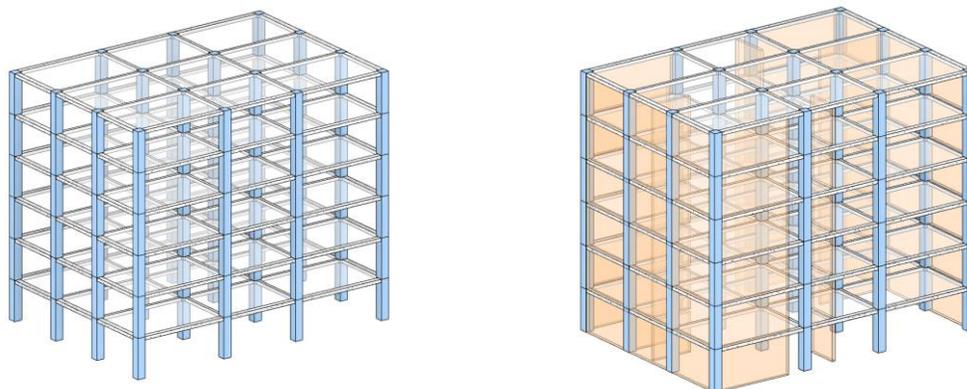
*Nota:* Tomado de Entidad Colaboradora – CAE-P, información solicitada mediante Oficio PXPB-ECCA-2020-0001.

El armado de las columnas fue considerado como el 1% del área bruta de hormigón, distribuyéndolo simétricamente con varillas de 14mm y con un sistema de estribos que se compone de varillas de 10mm con gancho sísmicos a 135° cada 15cm de espaciamiento. De esta forma se trata de modelar la incertidumbre de armado de columnas con experiencias previas de evaluación estructural y con la comprobación del desempeño sísmico que se ha evidenciado en el DMQ bajo las acciones sísmicas pasadas.

El sistema de columnas ha sido modelado con el fin de presentar una referencia precisa y este puede ser observado en la **Figura 15**. Se presenta la permutación con un modelo basado en pórticos de hormigón y otra permutación con mamposterías de relleno, distribuyéndolas de tal forma que generen efectos torsionantes en planta.

**Figura 15**

*Columnas de tipología*

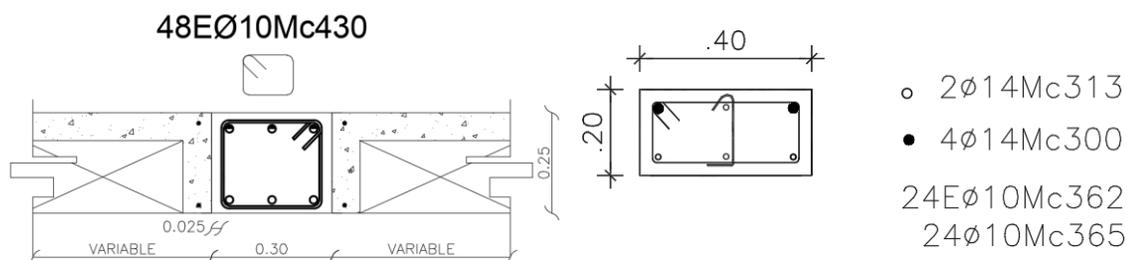


### **Vigas**

En la investigación de [Chicaiza \(2017\)](#), se indica que las secciones de las vigas son embebidas en las losas, por lo que, las alturas de estas serán de la misma altura de la losa de hormigón armado, como se observa en la **Figura 16**.

**Figura 16**

*Secciones de vigas en planos facilitados por CAE-P*



a) Sección Vig 1

b) Sección Vig 1

*Nota:* Tomado de Entidad Colaboradora – CAE-P, información solicitada mediante Oficio PXPB-ECCA-2020-0001.

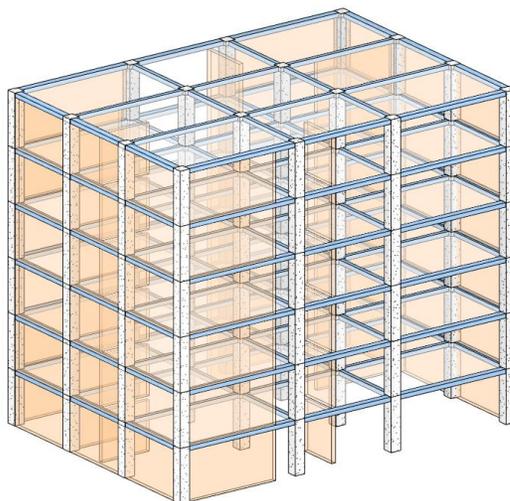
Para el armado de las vigas, este fue considerado como el mínimo a flexión, es decir con dos varillas de 14mm tanto para el acero superior como para el inferior. El

sistema de estribaje se compone de varillas de 10mm con gancho sísmicos de 135° cada 15cm de espaciamiento.

En la **Figura 17** se puede observar la distribución de las vigas en la permutación seleccionada, se puede observar que son vigas embebidas en las losas.

### **Figura 17**

*Vigas de tipología*



### **Losas**

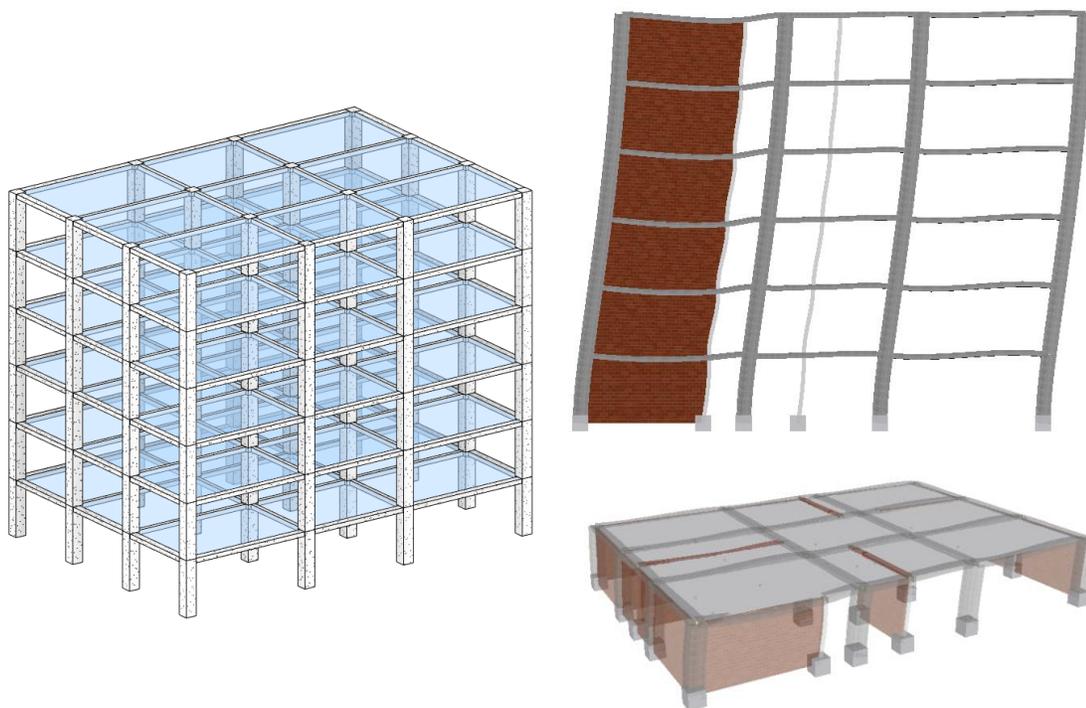
El sistema de entrepiso fue considerado como una losa maciza de hormigón de 20cm de espesor, esta permite que el piso entero tenga desplazamientos iguales en las direcciones horizontales ortogonales como un cuerpo rígido. No se ha considerado el armado de este elemento ya que el propósito no fue obtener la contribución de la capacidad de la losa, sino modelar la influencia de este sistema de entrepiso en la respuesta estructural global referente a efectos torsionales.

El sistema de losas se presenta en la **Figura 18** donde se puede observar que todo este diafragma permite el mismo desplazamiento lateral con los nudos que se entran en el nivel de la losa. Como indica [Pachano \(2018\)](#) el modelo no fue capaz de representar

la interacción local entre el pórtico y la mampostería, ya que la losa se deforma sin ningún tipo de restricción vertical en el centro de los vanos.

### Figura 18

*Losas de tipología*

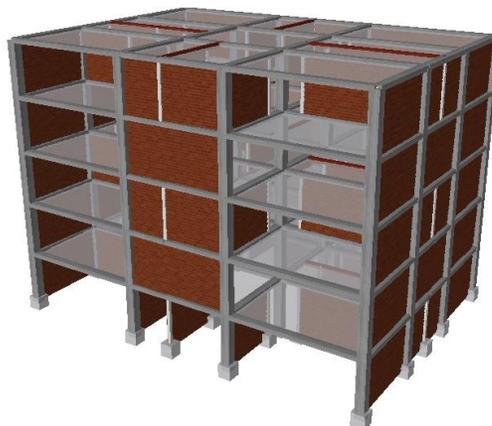


### Distribución Irregular de Mamposterías

Se buscó determinar la influencia de las mamposterías de relleno en el análisis de fragilidad de la tipología analizada, por lo que fue necesario considerar los efectos torsionales que provoca la distribución irregular de estas en la estructura. Se puede observar en la **Figura 19** una variación de los modelos realizados donde se propone una distribución irregular en planta de la mampostería de relleno.

**Figura 19**

*Tipología 4. Variación de 5 pisos (Modelo 073)*

**Variables sensibles para el cálculo de curvas de capacidad**

Se realizaron variaciones a las longitudes de vanos y alturas de piso, variaciones de las propiedades mecánicas de los materiales como hormigón, acero y mamposterías, también se realizó variaciones de la ubicación en planta y elevación de la mampostería dentro de cada modelo y se verifica que las variables sensibles a las curvas de capacidad son:

***Longitudes de Vanos***

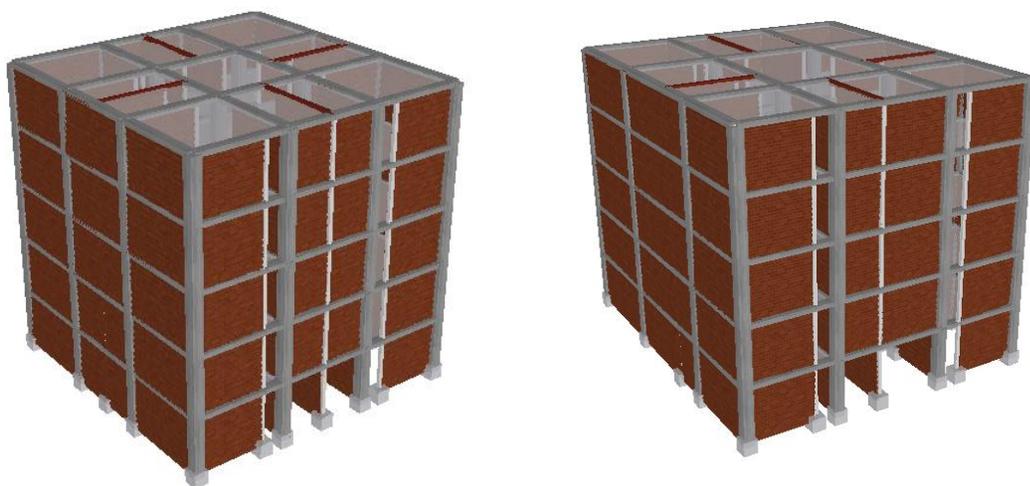
Se realizó variaciones a las longitudes de los vanos con el fin de determinar la incidencia en las curvas de capacidad de las estructuras. Para esto los modelos genéricos han sido modificados y se han generado varios modelos como se observa en la **Figura 20**. El modelo 003 tiene vanos de longitud de 4.0m y el modelo 030 tiene vanos de longitud de 6.0 y 5.0m.

Los demás modelos han sido modificados de similar forma para lograr capturar la alta variabilidad de la tipología en análisis, recalcando que no se consideraron los modos

de falla a corte que se pueden presentar debido al aumento de longitudes de vanos sin modificación de armados.

### Figura 20

*Variaciones de vanos. (Modelo 003 & 030)*

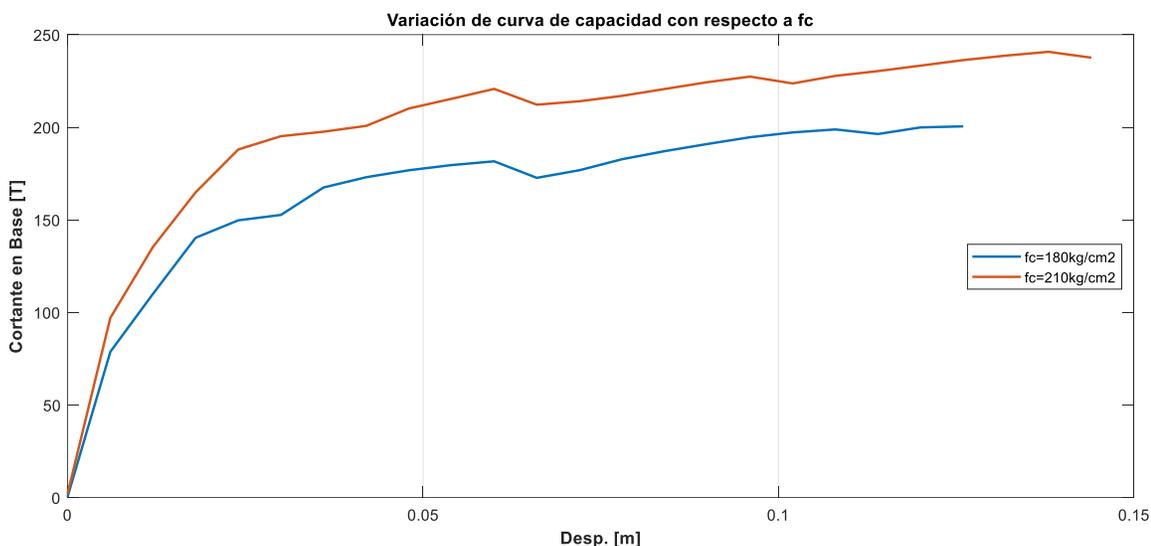


### Hormigón

Una de las variables que mostraron mayor sensibilidad en las curvas de capacidad fue la resistencia del hormigón, ya que esta afecta directamente el módulo de elasticidad del concreto, por lo que la rigidez lateral se vio afectada. Una disminución notable de la resistencia cilíndrica del hormigón a magnitudes de 180 [kg/cm<sup>2</sup>] permitió obtener resultados de curvas de capacidad donde la ductilidad y capacidad se reduce de forma importante como se muestra en la **Figura 21**, lo que supondría daños importantes en elementos estructurales. Esto no refleja la realidad de las edificaciones enmarcadas en la tipología 4, ya que se observa que físicamente no existen tales daños y por lo tanto las capacidades del concreto deben oscilar entre márgenes normales, es decir de 200 [kg/cm<sup>2</sup>] a 240 [kg/cm<sup>2</sup>].

## Figura 21

Variación de curvas de capacidad en edificaciones con  $f_c$  reducidos. Modelo 260



## Descripción de Modelos Matemáticos por Analizar

Para el uso de las propiedades de los materiales anteriormente indicados se realizó varios modelos matemáticos con base en los resultados obtenidos experimentalmente para las mamposterías y se formuló un algoritmo que tenga la capacidad de representar la variabilidad de la realidad de las edificaciones enmarcadas en la tipología 4 en el DMQ. Se presenta a continuación los resultados finales de los análisis realizados.

### Calibración de Modelo de Mampostería

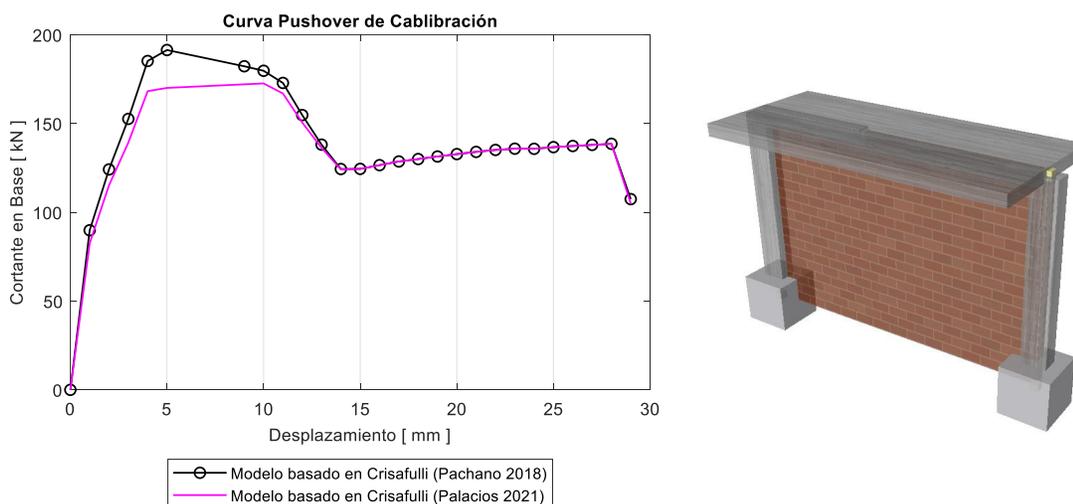
Para el uso de los resultados de la investigación de [Pachano \(2018\)](#) y [\(Albuja & Pantoja, 2017\)](#) fue necesario realizar una serie de calibraciones al modelo estructural con el fin de obtener resultados aceptables y de esta forma utilizarlos en las variantes de la tipología analizada.

Para esto se modeló el pórtico indicado en la **Figura 5** y **Figura 6** y se obtuvo la curva de capacidad con las consideraciones indicadas en la sección anterior. Como

resultado se obtuvo la **Figura 22**, donde se puede apreciar que el modelo realizado para esta investigación guarda una relación relativa de error baja con respecto al modelo obtenido de forma experimental de Pachano (2018) en cuanto a fuerza máxima y desplazamientos alcanzados; por este motivo, el modelo realizado fue aceptado para su uso en la estructura global, teniendo en cuenta las restricciones del modelo original con respecto a dimensiones.

**Figura 22**

*Calibración de resultados para mampostería*



### **Programas Realizados**

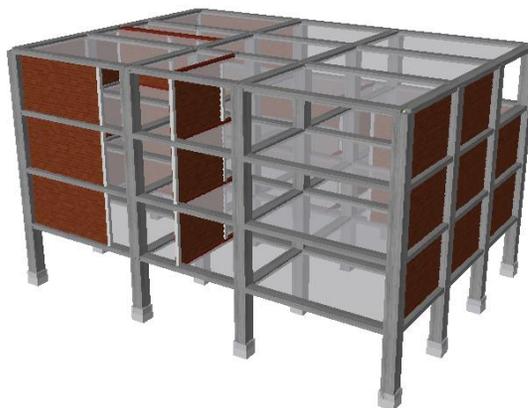
Para la generación de los modelos matemáticos se empleó una serie de rutinas programadas que permite generar las líneas de datos requeridas por el software estructural utilizado, estos son para materiales, secciones, tipo de elementos, nudos, conectividad de elementos, elementos horizontales como losas, apoyos, cargas aplicadas y control de desempeño mediante rotaciones para columnas y vigas.

En la **Figura 23** se muestran los resultados gráficos de la programación empelada, donde se observa que para el modelo 003, de cinco pisos de altura, se puede obtener la configuración con mamposterías de relleno y la configuración con los pórticos



## Figura 24

Tipología 4. Variación de cuatro pisos. SeismoStruct (Modelo 260)



El algoritmo desarrollado y que se indica en la sección Apéndices, considera la alta variabilidad de la tipología y fue basado en el ingreso de variables simples que permiten obtener toda la información estructural para analizarla en el software SeismoStruct (Seismosoft, 2020) como se indica en la **Figura 25**, donde:

$L_x$  = Vector con la dimensión de vanos en sentido x

$L_y$  = Vector con la dimensión de vanos en sentido y

$H$  = Vector con las alturas de piso

$t$  = Espesor de mampostería

$bc, hc$  = Base y altura de columnas

$bb, hb$  = Base y altura de vigas

$f_c, E_c$  = Resistencia a la compresión y módulo de elasticidad del hormigón

$f_y, E_s$  = Fluencia y módulo de elasticidad del acero

$f_m, E_m$  = Resistencia a la compresión y módulo de elasticidad de la mampostería

## Figura 25

### Datos requeridos para rutinas

```

%% Datos
Lx=[4 4 4];
Ly=[4 4 4];
H=[2.5 2.5 2.5 2.5 2.5];
t=0.151;
% Geometria columnas
bc=0.45;
hc=0.45;
% Geometria vigas
bb=0.2;
hb=0.40;

% Materiales
fc=210*10;           % fc (tonf/m2)
Ec=14000*10*(fc/10)^0.5; % Ec (tonf/m2)
fy=4200*10;         % fy (tonf/m2)
Es=2.1e6*10;        % Es (tonf/m2)

fm=95.85;           % fm (tonf/m2)
Em=174983.27;      % Em (tonf/m2)

```

Para las condiciones topológicas de mamposterías, este algoritmo fue desarrollado con el ingreso del nudo inicial y del nudo final que compone el puntal, seguido de la distancia a la cual se encuentra la mampostería con respecto al pórtico y finalmente un indicador sobre si esta mampostería tiene un recorte y no forma parte completa del marco estructural. Estos ejemplos se verifican en la **Figura 26**.

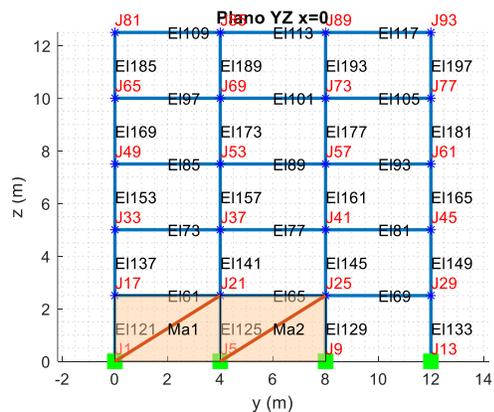
## Figura 26

### Conexión de mampostería en rutinas

```

%% Mamposterias
mamp=[
    1  21  0  0  1
    5  25  0  0  1 ];

```

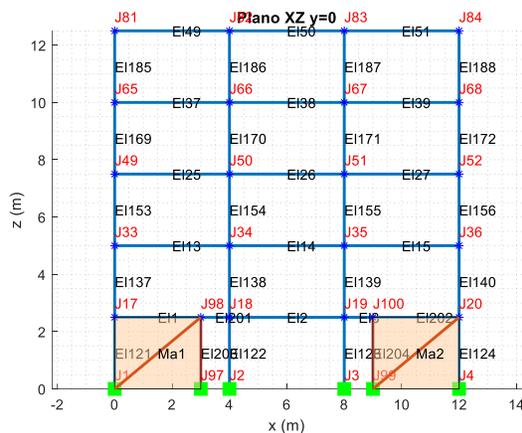


Mampostería completa

```

%% Mamposterías
mamp= [
        1   18   0   3   -1
        3   20   0   1    1];

```

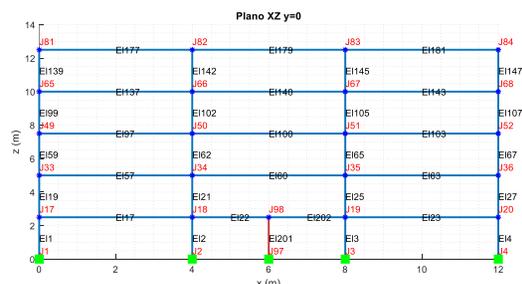


Mampostería con recorte

```

%% Mamposterías
mamp= [
        2   22   2   3   -1
        10  30   2   1    1];

```



Mampostería desplazada del marco estructural

### Consideraciones de Cálculo

Para los modelos matemáticos generados no fue necesario considerar una viga tipo T como se lo realizó en las simulaciones de Pachano (2018) y (Albuja & Pantoja, 2017), ya que la estructura tridimensional provee la interacción entre la losa y la viga embebida mediante las consideraciones de piso rígido.

Se incluyó elementos verticales y horizontales elásticos con el fin de obtener estabilidad estática matemática, permitiendo la transmisión de cargas hacia la cimentación. Estos elementos no aporten rigidez lateral al sistema y tienen dimensiones de 0.20x0.20 [mxm], de esta forma se obtuvo propiedades dinámicas y de rigidez coherentes entre los modelos.

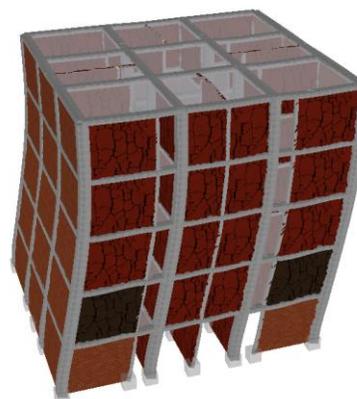
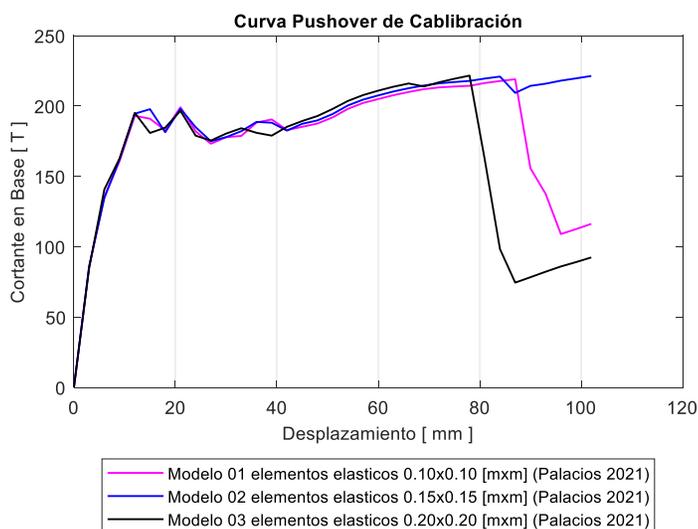
En la **Figura 27** se puede observar las curvas de capacidad de calibración obtenidas para el modelo 001, donde fue considerado un elemento elástico de 0.10x0.10 [mxm], el modelo 002 donde fue considerado un elemento elástico de 0.15x0.15 [mxm] y para el modelo 003 donde fue considerado uno de 0.20x0.20 [mxm]. Se verifica similar rigidez elástica de la estructura, similares capacidades máximas y similares desplazamientos laterales, por lo que se concluye que el elemento elástico no interfiere en el comportamiento estructural lateral y su uso fue apto para la presenta investigación.

Se puede observar en la en la **Figura 27** que existe una caída de capacidad súbita, esto se debe a que las mamposterías han alcanzado su capacidad a desplazamiento y ya no aportan rigidez lateral a la estructura. Este comportamiento fue modelado de tal forma que la mampostería no genere ningún aporte a la estructura al momento de alcanzar sus límites en cuanto a desplazamiento o fuerzas analizadas en laboratorio.

El desplazamiento último fue verificado en un análisis posterior con el fin de definir la curva de capacidad hasta su punto último, realizando las revisiones pertinentes sobre el estado de los elementos estructurales en cuanto a niveles de desempeño.

### Figura 27

*Variación de cinco pisos. Curva de capacidad (Modelo 001, modelo 002 y modelo 003)*



Como resultado de la investigación estadística de [Parra & Sarango \(2016\)](#), se concluyó que la ecuación simplificada para determinar el periodo fundamental aproximado de 152 edificios de hormigón armado, regulares y no adosados del DMQ es la ecuación **(24)**

$$TL = \frac{H}{51} \quad TT = \frac{H}{45} \quad \text{(24)}$$

Esta ecuación está limitada a 60m de altura en las edificaciones y una relación de dimensiones en planta mayor a 1/3, la aplicación de esta ecuación.

Para el modelo 003, que posee una altura de 12.5 [m] resulta en 0.245 [seg] como periodo para el modelo analizado en la dirección longitudinal y 0.277 [seg] para la dirección transversal.

Por otro lado, la ecuación de la NEC ([NEC-SE-DS, 2015](#)) que se muestra en la ecuación **(25)**, con  $C_t = 0.055$  y  $\alpha = 0.9$ , resulta un valor de 0.534 segundos para el modelo 003, mismo que no refleja la realidad de las edificaciones medidas en el estudio de [Parra & Sarango \(2016\)](#).

$$T = C_t h_n^\alpha \quad \text{(25)}$$

En esta investigación no se realizó ninguna toma de datos para la calibración del periodo estructural mediante ensayos de vibraciones ambientales, ya que el propósito fue realizar un análisis que permita absorber la variabilidad de toda la tipología en cuanto a materiales, secciones y geometría. Si se comprobó que las relaciones de rigidez y masas sean consistentes con la realidad del DMQ, comparando los periodos elásticos teóricos con los ensayados y tabulados por [Perrault et al., \(2020\)](#), con el fin de permanecer en un rango teórico aceptable para la caracterización de los modelos realizados, considerando la variabilidad introducida en la modelación estructural.

## Niveles de Desempeño para Edificaciones

La metodología de diseño actual se fundamenta en un evento de diseño con un único nivel de intensidad o aceleración, donde la filosofía de diseño busca evitar el colapso, pero no evita sufrir daños estructurales. Este criterio no está representado de forma adecuada y esto constituye uno de los puntos más débiles de la ingeniería sísmoresistente (Mamani, 2018).

El ATC40 (1996) establece el diseño basado en desempeño, es la metodología de diseño que expresa en términos de selección de un objetivo de desempeño el criterio estructural y este está basado en la comparación de la demanda con la capacidad.

Las características del desempeño sísmoresistente son relacionadas directamente al grado de daño presente en la edificación, como la seguridad que existe para los ocupantes pre y post evento sísmico, los costos y facilidades para la reposición de la edificación, considerando el periodo durante el cual la estructura se encuentra fuera de uso (Mamani, 2018).

Los niveles de desempeño para estructuras definidos en el ATC40 (1996) corresponden a una combinación de niveles utilizados para elementos estructurales y no estructurales, ambos son definidos de forma independiente, como se indica en la **Tabla 1**.

**Tabla 1**

*Niveles de desempeño elementos estructurales y no estructurales*

<i>Niveles de Desempeño Estructural</i>						
<i>Niveles de desempeño no estructural</i>	<b>SP-1</b> Ocupación Inmediata	<b>SP-2</b> Daño Controlado	<b>SP-3</b> Seguridad de Vida	<b>SP-4</b> Seguridad Limitada	<b>SP-5</b> Prevención del Colapso	<b>SP-6</b> No Considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación Inmediata	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad de Vida	1-C	2-C	3-C Seguridad de Vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza Reducida	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Prevención de Colapso	NR

	Usados comúnmente para los niveles de desempeño de edificios
	Otra posible combinación de SP-NP
	Combinaciones no recomendadas de SP-NP

*Nota:* Adaptado de ATC40. (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Seismic Safety Commission, 1, 334. <https://doi.org/10.1193/1.1586093>

Esta investigación consideró los niveles de desempeño de elementos estructurales de Seguridad de Vida y Prevención de Colapso para definir los desplazamientos de la edificación y caracterizar los umbrales de daño.

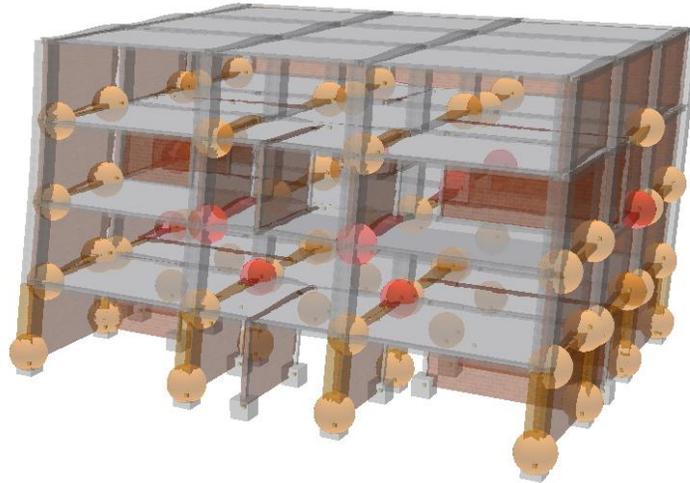
Para definir cuando se ha alcanzado cualquier nivel de desempeño, se caracterizó a los elementos estructurales con los diagramas momento – rotación y se evaluó paso a paso de incremento de carga cada uno de ellos.

En la **Figura 28** se observa que las vigas de color naranja han alcanzado la rotación que define el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, mientras que las rojas han alcanzado el nivel de desempeño de Prevención de Colapso.

Se considera que esta estructura ya incursionó en el nivel de Prevención de Colapso y los desplazamientos monitoreados son almacenados en una matriz para definir los umbrales de daño.

### **Figura 28**

*Rotaciones en modelo 196*



### ***Niveles de Desempeño para Elementos Estructurales***

El [ASCE 41 \(2017\)](#) plantea tres niveles de daño discretos, estos son ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural, estos pueden ser utilizados en procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras. Adicional a esto se plantearon dos rangos de niveles intermedios, como daño controlado y seguridad limitada. Estos rangos permiten establecer una diferenciación de forma más adecuada del nivel de desempeño de la estructura. Los seis niveles de desempeño definidos en el [ATC40 \(1996\)](#) son Ocupación Inmediata (SP-1), Daño Controlado (SP-2), Seguridad (SP-3), Seguridad Limitada (SP-4), Prevención de Colapso (SP-5) y No Considerado (SP-6).

### **Niveles de Desempeño para Elementos No Estructurales**

El [ASCE 41 \(2017\)](#) establece cinco niveles de desempeño para los estados discretos de daño de los elementos no estructurales, estos son Operacional (NP-A), Ocupación Inmediata (NP-B), Seguridad (NP-C), Amenaza Reducida (NP-D) y No considerado (NP-E). Estos niveles de desempeño no fueron considerados en esta investigación, ya que se caracterizó a la mampostería, en términos de desplazamiento y capacidad admisible, con la información obtenida a partir de resultados experimentales.

### **Diagramas Momento Curvatura y Momento Rotación**

El gráfico que relaciona las variables momento-curvatura denominada  $M - \phi$ , permite calcular la ductilidad y las capacidades a flexión de la sección en análisis, con el fin de comparar estas magnitudes con la demanda ([Palacios, 2017](#)). De forma matemática, se establece como  $M - \phi$  a la relación entre la deformación unitaria del hormigón y la distancia que existe desde la fibra más comprimida de la sección hasta el extremo del bloque de compresión, como indica la ecuación **(26)**

$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{c} \quad (26)$$

Donde:

$\phi$  =Curvatura de la sección analizada.

$\varepsilon_c$  =Deformación unitaria del hormigón.

$c$  =Profundidad del bloque de compresión de la sección.

Para el análisis no lineal e obligatorio establecer la relación  $M - \phi$ , ya que permite calcular la rigidez en cada una de las ramas del diagrama para definir la no linealidad de los materiales planteados en la sección analizada ([Medina, 2015](#)).

La deducción del diagrama  $M - \phi$ , a partir de la hipótesis de Navier-Bernoulli que supone que dos secciones planas y paralelas se mantienen planas a lo largo de un

proceso de deformación, pero no paralelas, es mostrado en completitud en la investigación de [Palacios \(2017\)](#), resultando como conclusión la ecuación (27)

$$M = E * \phi * I \quad \Rightarrow \quad \phi = \frac{M}{EI} \quad (27)$$

### ***Límites de Deformación y criterios para control de Daño***

Los siguientes límites de deformación basados en las propiedades de la materialidad y la presencia de daño, son especificados por [Palacios \(2017\)](#) y se ocupan los mismos criterios en esta investigación.

- **Fluencia:** Es cuando el acero de refuerzo, bajo efectos de tracción empieza a desarrollar el esfuerzo de fluencia  $f_y$ .
- **Límite de servicio para compresión:** Es cuando el material alcanza el límite de deformación para el hormigón. Algunos de los resultados de probetas experimentales de [Priestley et al. \(2007\)](#) mostraron una magnitud de  $\varepsilon_c = 0.005$ .
- **Límite de servicio para tensión:** Se presenta cuando el acero se aproxima a una deformación unitaria  $\varepsilon_s = 0.015$  para elementos que soportan cargas axiales, mientras que para elementos que no soportan cargas de tipo axial, es apropiado considerar un valor de deformación  $\varepsilon_s = 0.010$  ([Medina, 2015](#)).

### ***Diagramas Momento Curvatura***

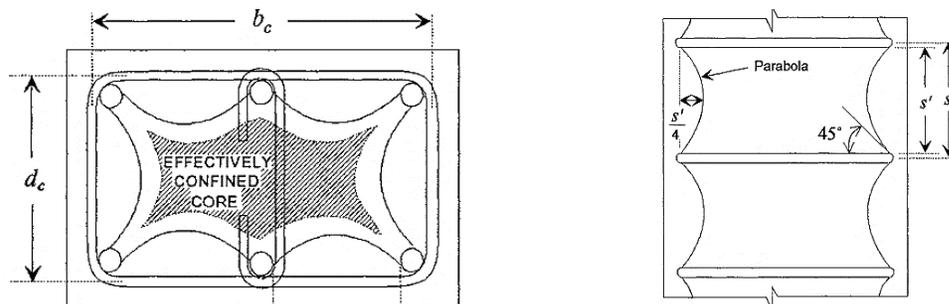
Con las consideraciones antes expuestas se realizó el diagrama  $M - \phi$  para diferentes secciones estructurales, el coeficiente de confinamiento fue calculado con las expresiones indicadas por [Mander et al. \(1988\)](#), donde se calcula el grado de confinamiento del hormigón en la zona de núcleo confinado por la presencia de refuerzo transversal, como indica la **Figura 29**.

El confinamiento existente en una sección trasversal está relacionado directamente con el refuerzo transversal, del espaciado que existe entre los estribos

y del espaciamiento de varillas longitudinales, en conjunto con el porcentaje que se encuentra en compresión en la sección [Palacios \(2017\)](#).

**Figura 29**

*Mecanismo de confinamiento que provee el refuerzo transversal*



*Nota:* Tomado de Chang, G. A., & Mander, J. B. (1994). Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns : part 1 - evaluation of seismic capacity.

National Center for Earthquake Engineering Research, 230.

<https://doi.org/Technical Report NCEER-94-0006>

Donde:

$d_c$  = Dimensión vertical del núcleo confinado

$b_c$  = Dimensión horizontal del núcleo confinado

$s$  = Separación de estribos, medido desde las caras exteriores de la varilla.

$s'$  = Separación de estribos, medido desde las caras interiores de la varilla.

Las expresiones propuestas por [Chang & Mander \(1994\)](#) son las indicadas en la ecuación (28) a la ecuación (31).

$$K = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1 + A\bar{x} \left( 0.1 + \frac{0.9}{1 + B\bar{x}} \right) \quad (28)$$

$$\bar{x} = \frac{f'_{l1} + f'_{l2}}{2 * f'_c} \quad (29)$$

$$\bar{r} = \frac{f'_{l1}}{f'_{l2}}, \text{ donde } f'_{l2} \geq f'_{l1} \quad A = 6.8886 - (0.6069 + 17.275 * r) * e^{-4.89*r} \quad (30)$$

$$B = \frac{4.5}{\frac{5}{A} * (0.9849 - 0.6306 * e^{-3.8939*r}) - 0.1} - 5 \quad (31)$$

Donde:

$k$  = Factor que indica en confinamiento efectivo del hormigón.

$f'_{lx}$  = Confinamiento lateral de una sección en la dirección  $x$ .

$f'_{ly}$  = Confinamiento lateral de una sección en la dirección  $y$ .

$f'_{l1}$  = Menor valor entre  $f'_{lx}$  y  $f'_{ly}$ .

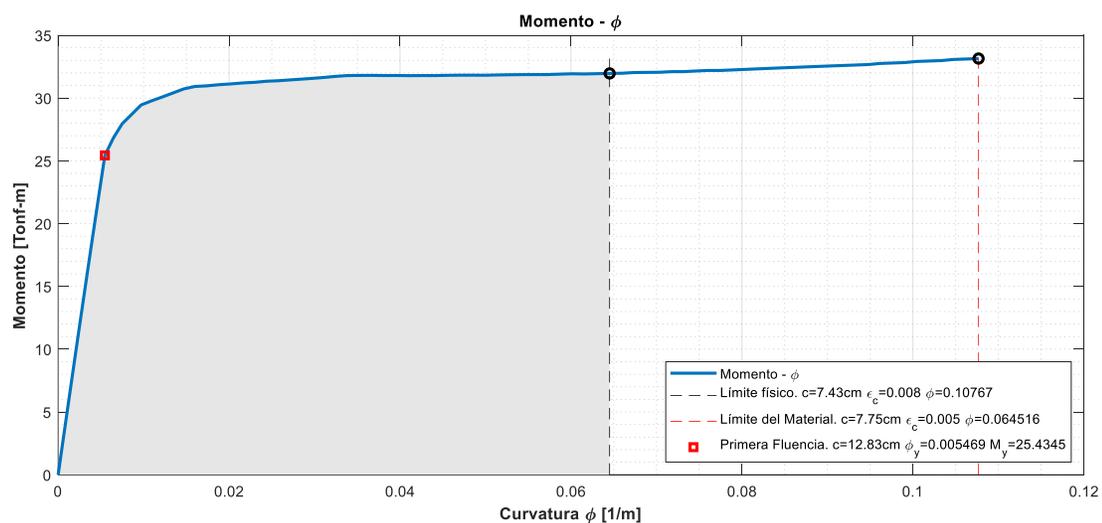
$f'_{l2}$  = Mayor valor entre  $f'_{lx}$  y  $f'_{ly}$ .

En el diagrama  $M - \phi$  que se indica en la **Figura 30**, se ubicó los puntos notables como la primera fluencia de la sección, esta fue considerada cuando las fibras de acero alcanzan la deformación unitaria correspondiente al esfuerzo de fluencia.

Se prestan los límites de curvatura con base en las propiedades de materiales, como deformaciones unitarias máximas y propiedades físicas de la sección, como la máxima profundidad del bloque de compresión.

**Figura 30**

*Ejemplo de diagrama  $M - \phi$*



En la **Tabla 2** se observan los datos producto del cálculo para el diagrama  $M - \phi$ , indicando los puntos notables de deformación de acero y hormigón.

**Tabla 2**

*Datos para diagrama  $M - \phi$*

$\epsilon_c$ (-)	$\phi$ (1/m)	M (tonf-m)	c (cm)	fs (kg/cm <sup>2</sup> )	es (-)	Error Relativo	Fuerzas Compresión (tonf)	Fuerzas Tensión (tonf)
0.000702	0.0055	25.43	12.83	-4200.00	-0.0020	0.991	59.02	-59.54
0.0030	0.0352	31.80	8.53	-4212.69	-0.0144	0.991	89.79	-90.64
0.0050	0.0645	31.96	7.75	-4311.22	-0.0269	0.990	90.89	-91.77
0.0080	0.1077	33.14	7.43	-4631.96	-0.0452	0.990	94.72	-95.65

### **Diagramas Momento Rotación**

El procedimiento no lineal empleado utiliza una relación carga-deformación que deberá ser evaluado en cada componente estructural en concordancia con los requerimientos de [ASCE 41 \(2017\)](#), estas relaciones se indican en la **Figura 31**, donde se puede observar el criterio de aceptación para acciones controladas por deformación.

Esta figura muestra una relación lineal desde el punto A hasta el punto B, luego de esto se produce una reducción de rigidez lineal como se observa entre el punto B y C, seguidamente se produce una reducción de resistencia a la carga en el punto D, continuando hasta una resistencia reducida en el punto E y una pérdida de resistencia a partir de este punto ([Celi, 2014](#)).

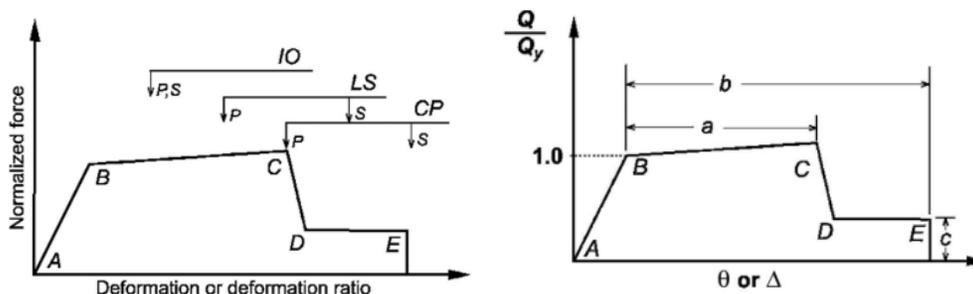
Los límites IO, LS y CP son usados como límites de aceptación de formación de rótulas para Seguridad de Vida (Life Safety), Prevención de Colapso (Collapse Prevention) y Ocupación Inmediata (Immediate Occupancy), respectivamente.

Las relaciones indicadas en la **Figura 31** puede ser definidas de dos formas, el tipo 1, que fue la utilizada en esta investigación, es cuando puede ser expresada en términos

de distorsión, rotación o elongamiento; los parámetros  $a$  y  $b$  representan la zona de deformación para un comportamiento no lineal de la sección analizada, y el parámetro  $c$  representa la última capacidad teórica; el tipo 2 es cuando se definen las relaciones de deformación en términos del ángulo cortante y la relación de deriva tangencial.

**Figura 31**

*Relaciones carga-deformación*



*Nota:* Tomado de ASCE 41. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. In Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. <https://doi.org/10.1061/9780784414859>

Los criterios de límites IO, LS y CP se obtienen a partir de una clasificación de las rotaciones en los puntos de control, donde teóricamente se encuentran las rótulas plásticas. Estos límites son obtenidos a partir de las expresiones del ASCE 41 (2017) donde se muestran tablas para elementos tipo viga y columnas estructurales como se indica en la **Figura 32**.

Figura 32

Criterios de aceptación para vigas y columnas

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>		
	Plastic Rotation Angle (radians)	Residual Strength Ratio	c	Plastic Rotation Angle (radians)		
				Performance Level		
				IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure <sup>b</sup> $\frac{V_u d}{M_u}$ Transverse reinforcement <sup>c</sup> $\frac{V_u d}{M_u \sqrt{f_c}}$	a	b	c	IO	LS	CP
$\leq 0.0$ C $\leq 3$ (0.25) 0.025 0.05 0.2 0.010 0.025 0.05 $\leq 0.0$ C $\geq 6$ (0.5) 0.02 0.04 0.2 0.005 0.02 0.04 $\geq 0.5$ C $\leq 3$ (0.25) 0.02 0.03 0.2 0.005 0.02 0.03 $\geq 0.5$ C $\geq 6$ (0.5) 0.015 0.02 0.2 0.005 0.015 0.02 $\leq 0.0$ NC $\leq 3$ (0.25) 0.02 0.03 0.2 0.005 0.02 0.03 $\leq 0.0$ NC $\geq 6$ (0.5) 0.01 0.015 0.2 0.0015 0.01 0.015 $\geq 0.5$ NC $\leq 3$ (0.25) 0.01 0.015 0.2 0.005 0.01 0.015 $\geq 0.5$ NC $\geq 6$ (0.5) 0.005 0.01 0.2 0.0015 0.005 0.01						
Condition ii. Beams controlled by shear <sup>b</sup> Stirrup spacing $\leq d/2$ 0.0030 0.02 0.2 0.0015 0.01 0.02 Stirrup spacing $> d/2$ 0.0030 0.01 0.2 0.0015 0.005 0.01						
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span <sup>b</sup> Stirrup spacing $\leq d/2$ 0.0030 0.02 0.0 0.0015 0.01 0.02 Stirrup spacing $> d/2$ 0.0030 0.01 0.0 0.0015 0.005 0.01						
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint <sup>b</sup> 0.015 0.03 0.2 0.01 0.02 0.03						

Note:  $f_c$  in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.  
<sup>a</sup> Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.  
<sup>b</sup> Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.  
<sup>c</sup> "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at  $\leq d/3$ , and  $f_t$  for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops ( $V_h$ ) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.  
<sup>d</sup>  $V$  is the design shear force from NSP or NDP.

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) Residual Strength Ratio, <i>c</i>	IO	LS	CP
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>a</sup> $a = \left( 0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{C0IOE}} \right) \geq 0.0$ $b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f_{cE}}{f_{yIE}}} - 0.01 \geq a^a$ $c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \geq 0.0$	0.15 <i>a</i> $\leq 0.005$	0.5 <i>b</i> <sup>b</sup>	0.7 <i>b</i> <sup>b</sup>
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>c</sup> $a = \begin{cases} \frac{1}{8} \rho_t \frac{f_{yIE}}{f_{yIE}} \geq 0.0 \\ \frac{1}{8} \rho_t \frac{f_{yIE}}{f_{yIE}} \leq 0.025^d \end{cases}$ $b = \begin{cases} \left( 0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 12 \rho_t^e \right) \geq 0.0 \\ \leq 0.06 \end{cases}$ $c = 0.15 + 36 \rho_t \leq 0.4$	0.0	0.5 <i>b</i>	0.7 <i>b</i>

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.  
 $V_{yE}/V_{C0IOE}$  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 41. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. In Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

<https://doi.org/10.1061/9780784414859>

Con las consideraciones mostradas en la **Figura 32**, [Celi \(2014\)](#) indica las siguientes consideraciones para vigas:

- Cuando más de una de las condiciones i, ii, iii y iv ocurren para un mismo componente se usará el mínimo valor.
- “C” y “NC” son las abreviaturas para refuerzo transversal confinado y no confinado. Se considera confinado si los estribos están espaciados a una distancia  $s \leq d/3$  y si la componente requiere de una moderada a alta demanda de ductilidad, la fuerza proveniente de los estribos ( $V_s$ ) es por lo menos tres cuartas partes del diseño por cortante, de otra forma se considera no confinado.
- Se permite una interpolación lineal entre los valores.

Por otro lado, para columnas se calcularon los parámetros indicados en el [ASCE 41 \(2017\)](#) y se definió si el elemento es controlado por un adecuado o inadecuado desarrollo o espaciamiento de refuerzo en altura.

Las capacidades a corte de los elementos estructurales fueron calculadas según indica el [ACI Committee 318 \(2019\)](#), para la capacidad que aporta el acero según la sección 22.5.8.5.3 y para la capacidad que aporta el concreto según la sección 22.5.6.2, como indica la ecuación **(32)** y ecuación **(33)**.

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} \quad (32)$$

$$V_c = \left( 0.16 * \lambda * \sqrt{f'_c} + 49 * \frac{V_u * d}{M_u} \right) * b_w * d$$

$$V_c = (0.16 * \lambda * \sqrt{f'_c} + 49) * b_w * d \quad (33)$$

$$V_c = 1.33 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

Donde:

$V_s$  = Capacidad a corte provista del acero.

$A_v$  = Área de refuerzo transversal que aporta con capacidad a cortante.

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

$f'_c$  = Resistencia máxima a la compresión.

$d$  = Peralte efectivo.

$s$  = Espaciamiento de acero de refuerzo transversal.

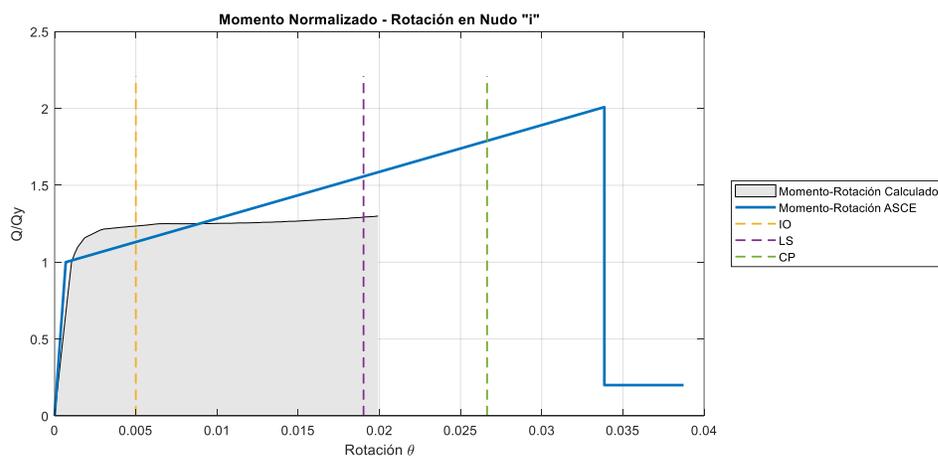
$\lambda$  = Factor calculado mediante  $\lambda = \sqrt{\frac{2}{1+0.04*d}} \leq 1.0$

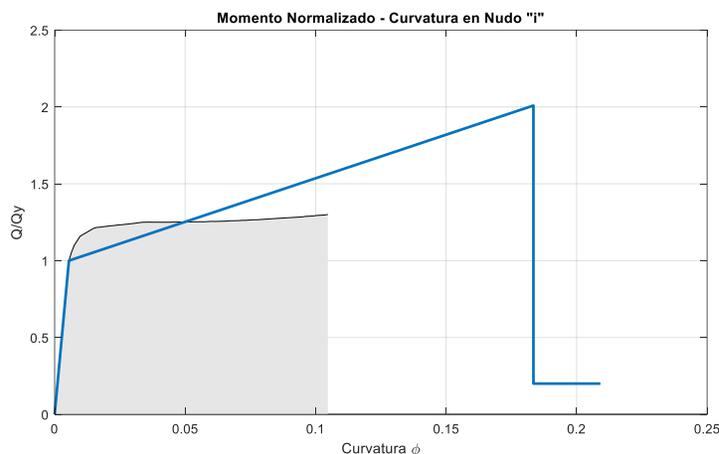
Con estos parámetros de cálculo se pueden elaborar los diagramas  $M - \theta$  y  $M - \phi$  con los límites de desempeño IO, LS y CP, como se indican en la **Figura 33**. También se colocó los diagramas que resultaron del cálculo manual y se observa que el punto teórico último difiere de los especificado en la normativa, esto debido a que se considera las propiedades de los materiales en las curvas constitutivas de los materiales.

La capacidad global estructural dependerá directamente de estas propiedades, por lo que estas fueron ajustadas a las estructuras analizadas con el fin de obtener resultados que sean coherentes con las edificaciones que se tienen actualmente el grado de daño observable.

**Figura 33**

*Diagrama  $M - \theta$*





### Curvas de Capacidad

La capacidad de una estructura es la competencia de soportar la demanda a la cual es sometida, donde la capacidad global de la edificación depende de las capacidades individuales y las relaciones esfuerzo-deformación [Celi \(2014\)](#).

Esta curva permite representar la respuesta de la edificación considerando la forma de distribución de fuerzas que indica el primer modo de vibración, bajo la hipótesis de que este modo de vibración concierne a la respuesta predominante del sistema estructural [\(Silva, 2018\)](#). Esto es aplicable cuando el periodo elástico de vibración de la edificación es menor que un segundo, por lo que, para estructuras más flexibles, es importante considerar la influencia de otros modos de vibración [\(Mamani, 2018\)](#).

Este procedimiento tiene limitaciones que deben ser consideradas en la aplicación e interpretación de los resultados obtenidos [\(Bonnet, 2003\)](#) como se indica a continuación:

- El procedimiento considera que el daño estructural depende de la deformación lateral de la estructura.
- El procedimiento considera únicamente la energía de deformación de la estructura y se desprecia la energía cinética y la energía de amortiguamiento viscoso.

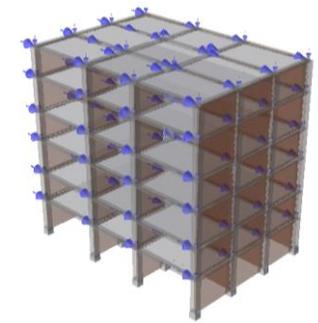
- El patrón de cargas considerada fuerzas sísmicas laterales con una forma específica y no fuerzas sísmicas verticales.

Al tener una contribución alta de torsión por la forma irregular de distribución de mampostería, esta investigación fue realizada utilizando un patrón de cargas definido no solo por el primer modo de vibración, sino que se realizó las modelaciones correspondientes para encontrar la respuesta con la forma de fuerzas del segundo modo de vibración y las formas de fuerzas que sean directamente proporcionales a las masas asignadas en dirección X y dirección Y; de esta forma se considerará los comportamientos posibles de la tipología analizada debido a la alta variabilidad que se maneja desde el enfoque de comportamiento estructural con el fin de escoger las curvas de capacidad que se encuentren dentro de un rango probable de ocurrencia.

Esta distribución de fuerzas fue aplicada a cada nodo de la estructura como se ve en la **Figura 34**, de esta forma se captura el comportamiento torsional en la edificación y se lo refleja en la curva de capacidad.

#### **Figura 34**

*Distribución de fuerzas en nodos. (Modelo 129)*



#### ***Consideraciones para filtrado de curvas de capacidad***

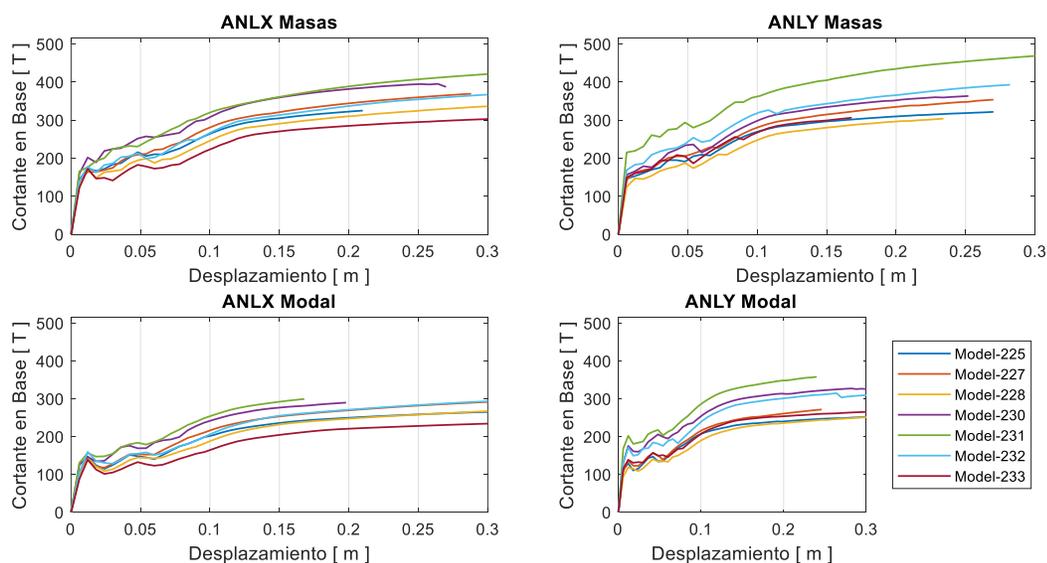
Luego del proceso de cálculo de todas las curvas de capacidad, fue necesario excluir ciertos modelos, ya que estos no poseen un comportamiento apegado a la realidad

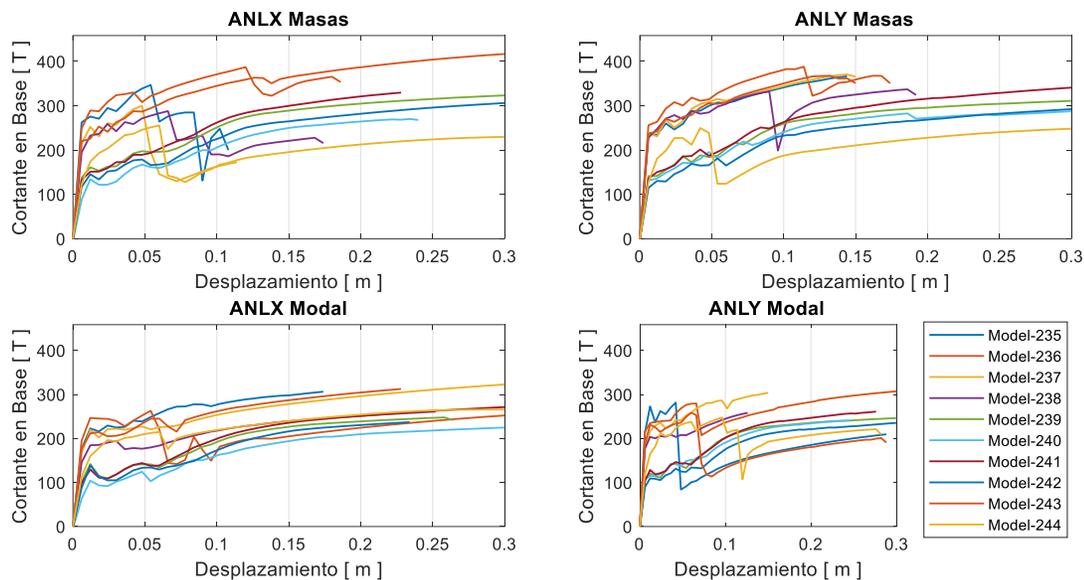
visible en el DMQ, esto significa que tienen una alta fragilidad o un comportamiento de decaimiento de capacidad por una inestabilidad matemática. En términos de fragilidad, esto significaría que los modelos base existentes en nuestra realidad, debieron haber cedido ante bajas aceleraciones del terreno y existiría grande destrucción a nivel local en el DMQ.

En la **Figura 35** se puede observar que para la familia de curvas de capacidad de los modelos 225 a 233 existe un comportamiento razonablemente estable, donde no se aprecian caídas súbitas de capacidad. Caso contrario es el fenómeno visible en las familias de curvas de los modelos 235 a 244, donde la gran mayoría presenta decaimientos bruscos, estos pueden ser originados por la alta fragilidad existente en la edificación debido la pobre relación de rigidez entre pórtilo y panel de relleno o simplemente estar ligado a un proceso matemático iterativo no convergente, por estos motivos se procede a revisar estas curvas con el fin de verificar si es pertinente o no conservarlas para el cálculo final.

### Figura 35

*Curvas de capacidad para estructura de cuatro pisos. (Modelo 225 a 233 & Modelo 235 a 244)*





Los criterios utilizados para analizar la pertinencia del uso de las curvas de capacidad dentro del análisis de fragilidad de la tipología fueron los siguientes:

- Mampostería alcanza su desplazamiento lateral ultimo ( $D_u$ ) o su capacidad lateral última ( $F_u$ ):* al momento de alcanzar los límites a desplazamiento o capacidad lateral establecidos por Pachano (2018), se produjeron caídas repentinas de capacidad global a desplazamiento bajos, observando que los paneles de relleno no pudieron continuar aportando a la rigidez de la edificación y se produjo una redistribución de fuerzas en los marcos resistentes y en los paneles que quedan. No se observó en las muestras visitadas in situ este tipo de comportamiento, por lo que las curvas que presentan decaimientos de capacidad a bajos desplazamientos se han eliminado.
- Inestabilidad matemática:* en varios casos se han planteado geometrías irregulares en planta y elevación de forma aleatoria, estas presentaron afecciones a la capacidad global estructural a bajos desplazamientos, lo que provocó que el algoritmo previamente programado, no pueda realizar

iteraciones convergentes en los nudos del modelo matemático; las tolerancias establecidas no fueron suficientes para encontrar convergencia matemática y se alcanzaron desplazamientos laterales globales bajos.

- *Caída súbita de capacidad:* se verificó modelos estructurales que presentaron caídas de capacidad debido a pérdida de aporte de rigidez de algunos paneles de relleno localizados, las razones fueron netamente matemáticas del software utilizado. Este fenómeno se mantuvo presente aún después de modificar las propiedades del algoritmo de iteración y convergencia, por lo que estas curvas no fueron parte del análisis final.
- *Geometría no convencional:* con el fin de capturar los efectos torsionales provocados por la irregularidad de mamposterías en planta y elevación, se generaron modelos de forma aleatoria que distribuyan la mampostería dentro de un cuadro delimitado que se apegue a la realidad del DMQ. Algunos de estos modelos presentaron accesos cortos, espacios reducidos y arquitectura no convencional, debido a la aleatoriedad programada, esto se ve reflejado en la curva de capacidad estructural, donde los decaimientos de capacidad y los desplazamientos laterales bajos son las características de estos modelos, por lo que no son usados en la base de datos final.
- *Sistemas de rotulación:* con los cálculos de rotación según el [ASCE 41 \(2017\)](#) para cada rótula plástica en la estructura, se verifica iterativamente que estas no alcancen los límites planteados, comprobando la congruencia entre la realidad física observable y el modelo matemático. Cuando la estructura alcanza límites peligrosos de rotulación en columnas o vigas a bajos desplazamientos, estas curvas no se las utiliza, ya que en el DMQ

no se han observado comportamientos de este tipo en la tipología en análisis.

### ***Espectros de Capacidad***

Con base en lo especificado por [Rosangel Moreno \(2006\)](#), con el fin de obtener el espectro de capacidad de una estructura es necesario transformar la curva de capacidad a coordenadas espectrales.

Este espectro es la representación gráfica de la curva de capacidad en un espacio de coordenadas espectrales conocido como ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra) por sus siglas en inglés.

Para realizar esta transformación es necesario determinar las propiedades dinámicas de la estructura provenientes de un análisis modal de la estructura. El [ATC40 \(1996\)](#) indica la ecuación **(34)** y ecuación **(35)** para transformar las coordenadas de la curva de capacidad a el sistema coordenado ADRS.

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (34)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 * \phi_{1,techo}} \quad (35)$$

Donde:

$V$  = Cortante en la base.

$W$  = Masa total.

$\alpha_1$  = Masa efectiva del primer modo de vibración.

$\Delta_{techo}$  = Desplazamiento en el último piso.

$PF_1$  = Factor de participación modal.

$\phi_{1,techo}$  = Desplazamiento modal en la última planta del edificio

Estas ecuaciones indican la aceleración de la masa desplazada según el modo fundamental de la estructura y también el desplazamiento generalizado del mismo modo, cuando el desplazamiento del techo es  $\Delta_{techo}$ .

La ecuación (36) y ecuación (37) indican el cálculo de la masa efectiva del primer modo de vibración y el factor de participación modal.

$$PF_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]}{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (36)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N \frac{(w_i \phi_{i1})}{g} \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i) / g \right] \left[ \sum_{i=1}^N \frac{(w_i \phi_{i1})}{g} \right]} \quad (37)$$

Donde:

$w_i/g$  = Masa asignada al nivel i.

$\phi_{i1}$  = Amplitud del modo 1 en el nivel i.

$N$  = El nivel más alto de la estructura.

### Escenarios Sísmicos NEC15

La demanda es representada por los movimientos fuertes del terreno sobre el cual se implanta la edificación en análisis, esta produce complejas sollicitaciones en la estructura durante el evento.

Al no contar con un estado del arte profundo sobre la compleja tectónica que gobierna el escenario sísmico del Ecuador y de las fallas que existen, se utiliza la forma espectral especificada en la [NEC-SE-DS, \(2015\)](#) con los valores tabulados de PGA existentes en el mismo cuerpo normativo y las amplificaciones de sitio correspondientes a los suelos tipo C y D, según la clasificación de la norma.

### ***Espectros de Amenaza***

Según Mamani (2018) el análisis sísmico necesita del espectro de capacidad, considerando únicamente el amortiguamiento inherente de la estructura sin aplicar reducciones de capacidad. La amenaza sísmica se puede representar mediante un espectro de respuesta, el cual representa la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad (Bonnet, 2003).

Tradicionalmente se han utilizado espectros de respuesta de aceleraciones para procedimientos de análisis y diseño de estructuras basados en fuerzas, sin embargo, durante los últimos años se han identificado que los parámetros más relevantes son los desplazamientos y deformaciones, por este motivo se ha promovido el uso de los espectros en el sistema coordinado ADRS (Bonnet, 2003).

### ***Curvas de Peligro Sísmico NEC15***

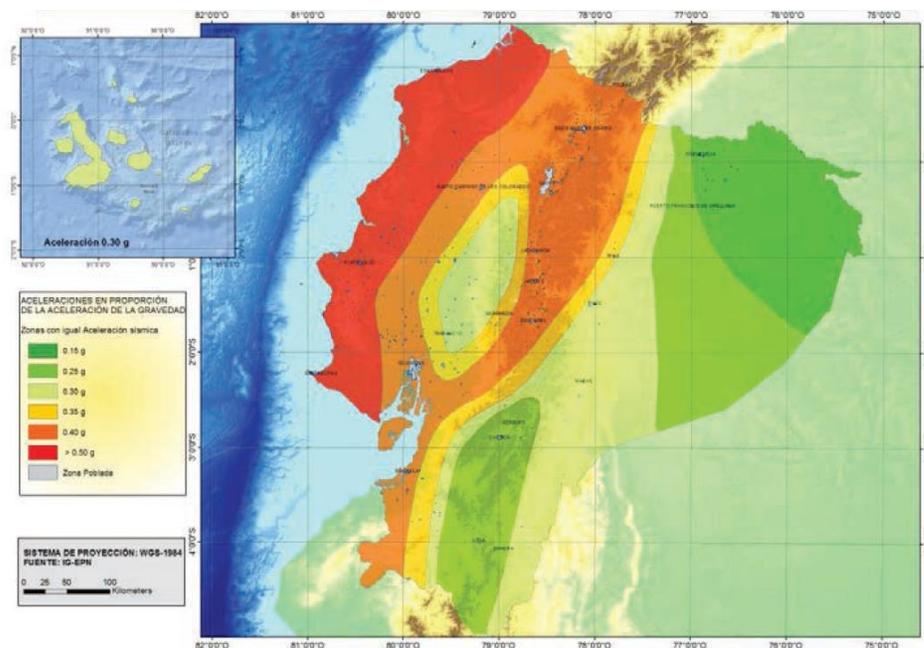
Para las edificaciones en análisis se utilizará el valor de  $Z$ , conocido como PGA, como representación de la máxima aceleración en el estrato competente y esta fue expresada como fracción de la gravedad NEC-SE-DS, (2015).

Se utiliza estos valores de intensidades para representar la amenaza en un espectro no uniforme con la forma espectral y los parámetros que se indican en la NEC-SE-DS, (2015).

El DMQ se encuentra ubicado en una zona de alta amenaza sísmica, según se muestra en la NEC-SE-DS, (2015) y en la **Figura 36**, donde se visualiza una zonificación para un periodo de retorno de 475 años, este incluye una saturación a 0.5g de los valores de aceleración sísmica en el litoral ecuatoriano.

**Figura 36**

*Mapa de peligro sísmico del Ecuador*

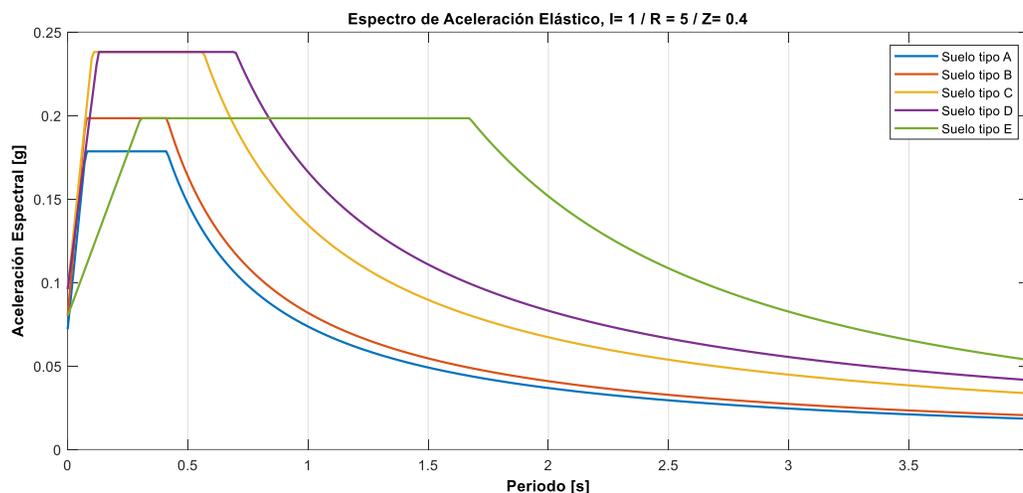


*Nota:* Tomado de NEC-SE-DS. (2015). Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente. Norma Ecuatoriana de La Construcción. <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-Sísmico-parte-1.pdf>

En la **Figura 37** se puede observar diferentes espectros para diferentes tipos de suelos, todos estos con un PGA igual a 0.4g. Estos espectros presentan respuestas diferentes ante las edificaciones por lo que fue necesario definir el tipo de con el que se realizará el análisis de fragilidad de la estructura con el fin de generar una caracterización de la amenaza adecuada.

**Figura 37**

*Familia de espectros para diferentes tipos de suelo*

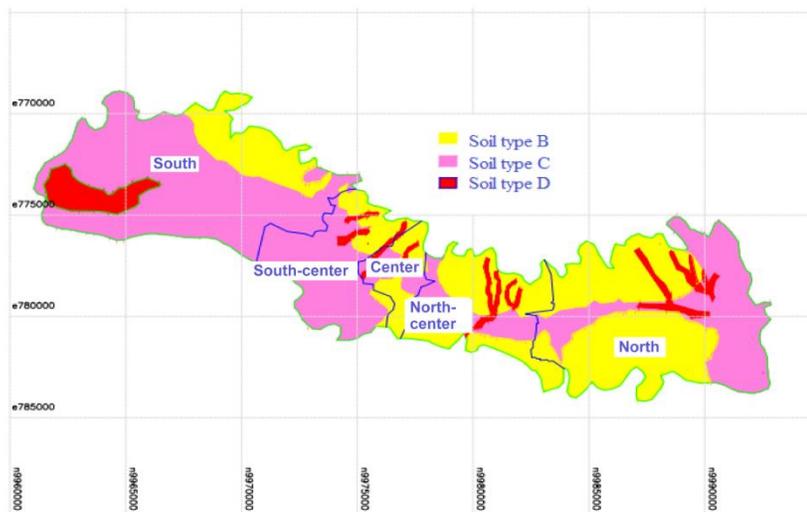


El estudio de [Aguiar et al. \(2017\)](#) mostró la microzonificación del DMQ y esta es presentado en la **Figura 38**, donde se puede apreciar que predominantemente existen suelos tipo C y tipo D, según la clasificación de la [NEC-SE-DS \(2015\)](#), este motivo permite considerar las dos tipologías de suelos en el territorio de análisis.

El estudio de [Valverde et al., \(2001\)](#) muestra similares resultados, donde fue zonificada la ciudad de Quito con la Zona Norte, Central y Sur. Se logró identificar en el estudio 3 zonas básicas primarias que dieron idea acerca de la conformación de los depósitos de los suelos y su distribución tridimensional a lo largo de la ciudad.

## Figura 38

### Microzonificación del DMQ



*Nota:* Tomado de Aguiar, R., Rivas-Medina, A., Caiza, P., & Quizanga, D. (2017). Control spectra for Quito. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 17(3), 397–407. <https://doi.org/10.5194/nhess-17-397-2017>

Con estas consideraciones se pudieron utilizar las curvas de peligro sísmico de la [NEC-SE-DS, \(2015\)](#) indicada en la **Figura 39** con el fin de determinar las aceleraciones máximas en roca para diferentes periodos de retorno. Para esta investigación se ha plantado variaciones del periodo de retorno desde 25 a 475 años en intervalos de 10 años con variaciones de suelo tipo C y D.

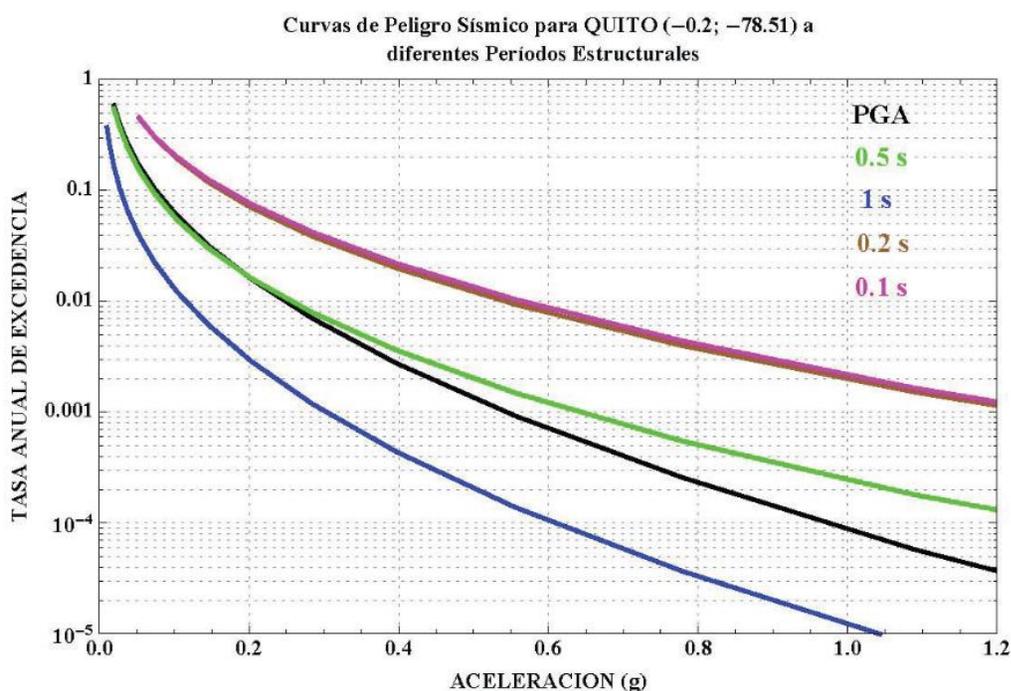
No se utilizó un periodo de retorno de 2500 años debido a que se analizará una estructura de baja ductilidad y se demostró en los estudios de [Celi & Pantoja, \(2017\)](#) que esta tipología no logra alcanzar este tipo de demanda.

La **Figura 39** muestra diferentes curvas de peligro sísmico para diferentes periodos estructurales, en este caso se selecciona PGA ya que se busca elaborar los espectros de aceleración a partir de este parámetro.

Las consideraciones de los diferentes tipos de suelos son tomadas en cuenta con los factores de amplificación de suelo en zonas de periodo corto, factores de ampliación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta y los factores de comportamiento no lineal en los suelos.

### Figura 39

Curvas de peligro sísmico para el DMQ



Nota: Tomado de NEC-SE-DS. (2015). Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente. Norma Ecuatoriana de La Construcción. <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-Sísmico-parte-1.pdf>

La **Tabla 3** muestra los datos extraídos de aceleración de la **Figura 39** para diferentes periodos de retorno y sus respectivas tasas anuales de excedencia.

**Tabla 3***Valores de PGA para diferentes periodos de retorno. Quito*

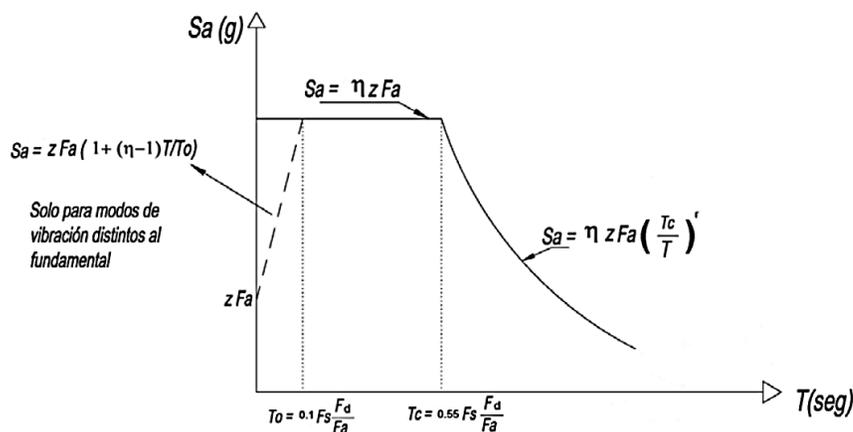
<b>Tr</b>	<b>Tasa</b>	<b>PGA</b>	<b>Tr</b>	<b>Tasa</b>	<b>PGA</b>
<b>(años)</b>	<b>Anual Ex.</b>	<b>(g)</b>	<b>(años)</b>	<b>Anual Ex.</b>	<b>(g)</b>
25	0.0400	0.139	255	0.0039	0.354
35	0.0286	0.160	265	0.0038	0.359
45	0.0222	0.178	275	0.0036	0.364
55	0.0182	0.197	285	0.0035	0.368
65	0.0154	0.216	295	0.0034	0.372
75	0.0133	0.230	305	0.0033	0.376
85	0.0118	0.240	315	0.0032	0.380
95	0.0105	0.248	325	0.0031	0.383
105	0.0095	0.255	335	0.0030	0.387
115	0.0087	0.263	345	0.0029	0.394
125	0.0080	0.272	355	0.0028	0.400
135	0.0074	0.281	365	0.0027	0.406
145	0.0069	0.288	375	0.0027	0.412
155	0.0065	0.294	385	0.0026	0.418
165	0.0061	0.299	395	0.0025	0.423
175	0.0057	0.307	405	0.0025	0.428
185	0.0054	0.315	415	0.0024	0.433
195	0.0051	0.323	425	0.0024	0.437
205	0.0049	0.329	435	0.0023	0.441
215	0.0047	0.335	445	0.0022	0.446
225	0.0044	0.340	455	0.0022	0.450

235	0.0043	0.345	465	0.0022	0.453
245	0.0041	0.350	475	0.0021	0.457

La forma espectral que se utiliza es la indicada en la **Figura 40**, establecida en la [NEC-SE-DS, \(2015\)](#).

### Figura 40

Forma espectral NEC



*Nota:* Tomado de NEC-SE-DS. (2015). Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente. Norma Ecuatoriana de La Construcción. <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-Sísmico-parte-1.pdf>

Donde:

$\eta$ : Razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T = 0.1$  s) y el PGA para  $T_r$ .

$F_a$ : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

$F_s$  y  $F_d$ : Coeficiente de amplificación de suelo.

$S_a$ : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones. Depende del período estructural.

$T$ : Período fundamental de vibración de la estructura.

$T_0$  y  $T_c$ : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

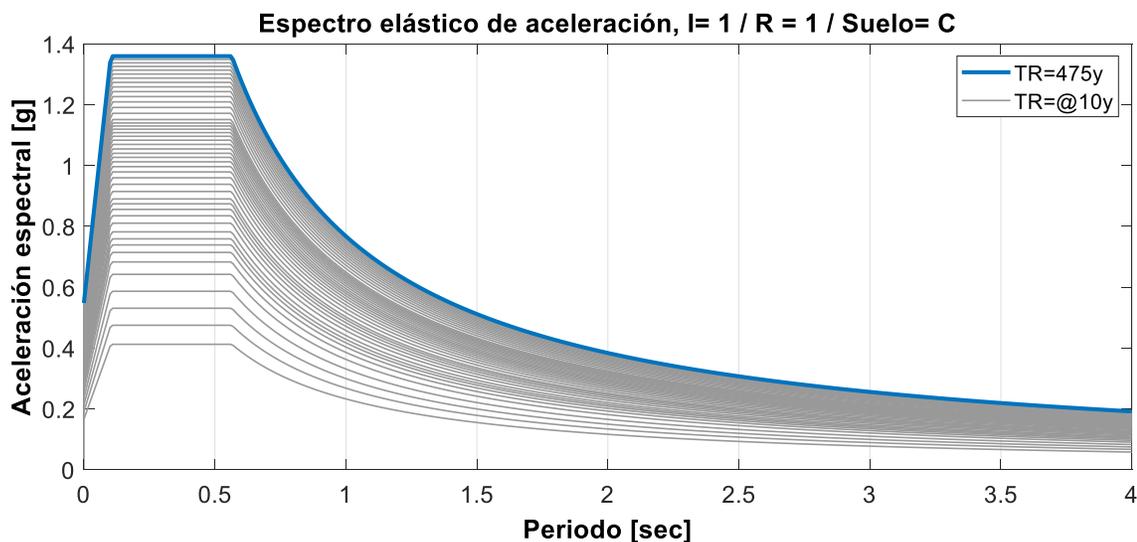
Z: Aceleración máxima en roca para el sismo de diseño, expresada como fracción de la gravedad.

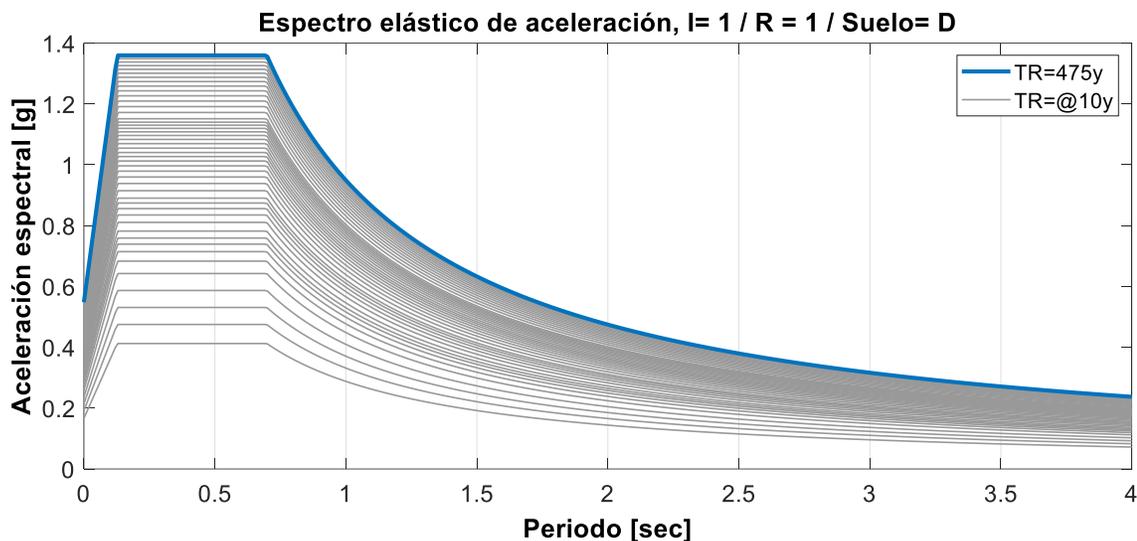
Según Celi et al. (2016) el evento de 475 años de periodo de retorno es el evento sísmico de demanda para la filosofía de diseño sismorresistente ecuatoriana y el evento de 100 años de periodo de retorno es uno de los eventos sísmicos más probables dentro de la sismicidad histórica Quiteña, estos escenarios son considerados en los intervalos presentados en la **Tabla 3**.

Se realizaron variaciones al periodo de retorno para obtener diferentes valores de Z y el resultado de todos estos espectros se indica en la **Figura 41** para el tipo de suelo C y D.

### Figura 41

*Familia de espectros para diferentes periodos de retorno (Suelo tipo C & D)*





### **Transformación a Coordenadas ADRS**

La principal ventaja del formato ADRS es que la capacidad y la demanda pueden superponerse en un mismo gráfico, lo que permite una solución teórica del nivel de desempeño de una estructura. Este método no aporta información adicional, solamente es una representación en coordenadas diferentes. El procedimiento para obtener el espectro de amenaza sísmica en formato ADRS es el siguiente:

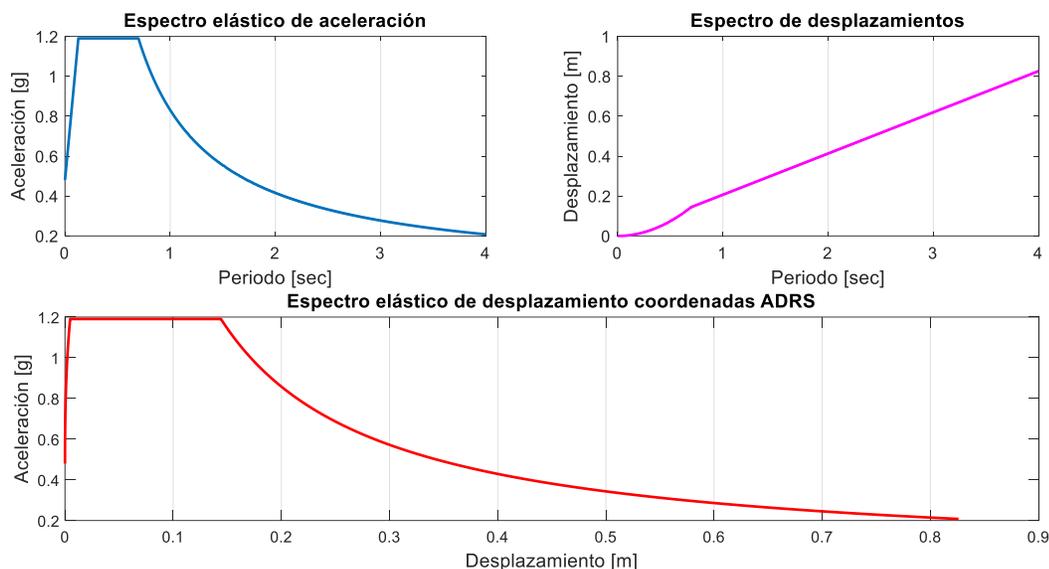
- Determinar del espectro elástico de aceleraciones  $S_a$ , normalizado.
- Determinar mediante la ecuación **(38)** el espectro elástico de desplazamientos  $S_d$ .

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} * S_a \quad (38)$$

Los espectros de aceleración y desplazamiento se indican en la **Figura 42**

**Figura 42**

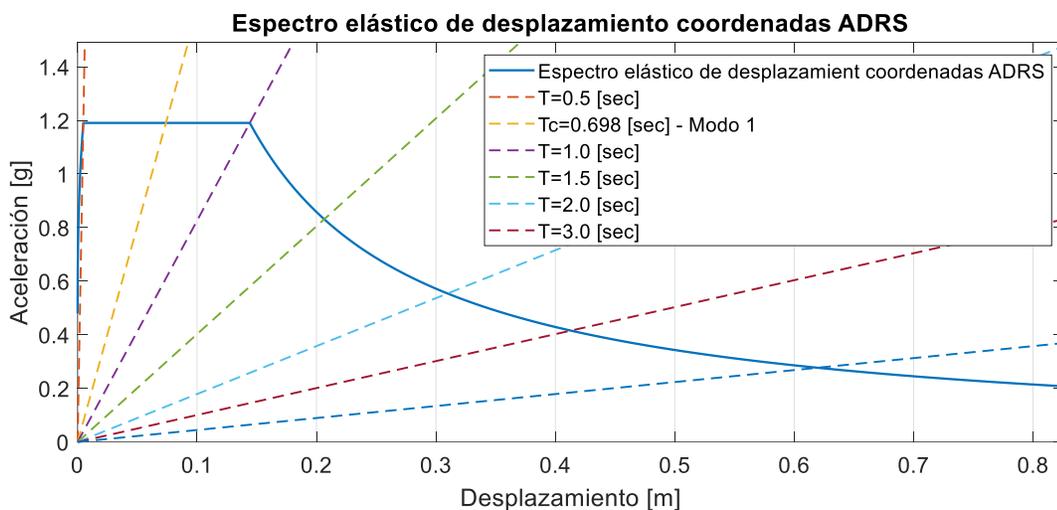
*Espectros de aceleración y desplazamiento. Z=0.4g, Suelo D (Quito)*



En la **Figura 43** se puede observar la transformación del espectro ejemplo y también se ha graficado cada una de las rectas con pendiente proporcional a  $\frac{1}{T^2}$  para diferentes periodos.

**Figura 43**

*Espectros en sistema de coordenadas ADRS. Z=0.4g, Suelo D (Quito)*



El espectro inelástico se obtiene a partir de la reducción del espectro elástico lineal considerando el amortiguamiento histerético equivalente  $\beta_{eq}$ . Para determinar el punto de desempeño teórico de la estructura se superpuso los espectros de amenaza y de capacidad sísmica. Este punto debe cumplir con las siguientes condiciones:

- Debe encontrarse sobre el espectro de capacidad y de esta forma poder representar a la estructura en un determinado desplazamiento.
- Debe encontrarse sobre el espectro de amenaza reducido, ya que representa la demanda no lineal en el mismo desplazamiento estructural.

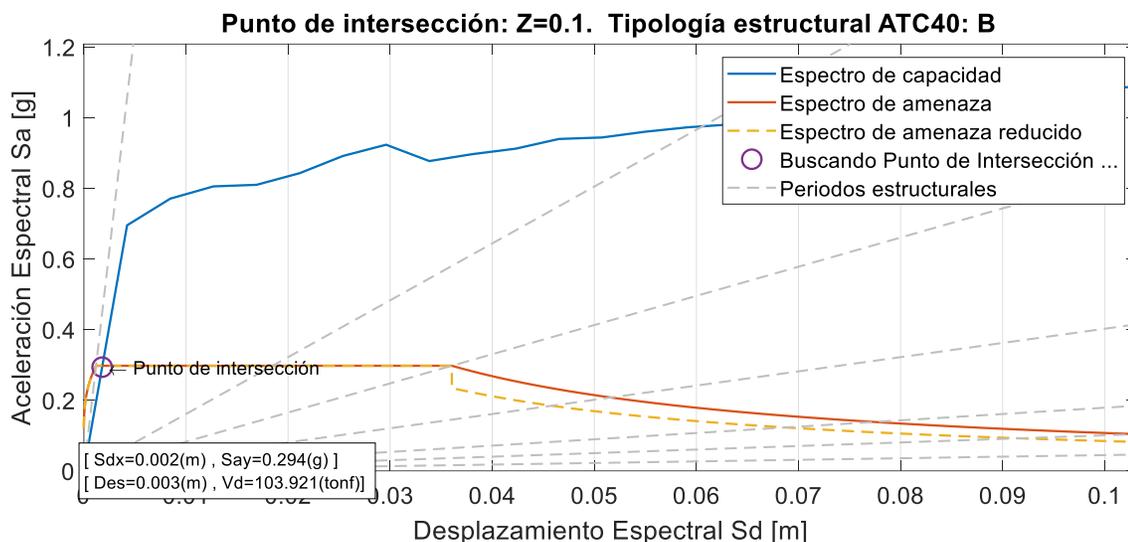
### **Puntos de Intersección de Espectro de Capacidad con Espectro de Amenaza**

La representación gráfica de la intersección de la curva de capacidad y el espectro de respuesta reducido, proporciona una idea clara de cómo la edificación responderá al movimiento del terreno por las fuerzas de origen sísmico y este fue considerando como el parámetro de medición dentro del desplazamiento espectral ([Martinez, 2012](#))

El punto teórico encontrado puede darse en el rango elástico del espectro de capacidad como se indica en la **Figura 44** y este resultado puede ser interpretado de dos formas, ya que la demanda del sismo es pequeña y permite que la estructura tenga aún un comportamiento elástico, o que la estructura es bastante resistente y puede mantenerse en el rango elástico para el nivel de intensidad de la sollicitación ([Silva, 2018](#)).

Figura 44

Punto de intersección en la zona lineal



Si el punto teórico de intersección se encuentra en la zona de comportamiento inelástico del espectro de capacidad, se debe considerar la disipación histerética de energía mediante la reducción del espectro de amenaza, para lo cual se requiere un proceso matemático que considere esta disipación.

### ***Método del Espectro de Capacidad***

El método del espectro de capacidad fue propuesto como un método rápido para la evaluación del riesgo sísmico por [Freeman \(1975\)](#), luego fue modificado para correlacionar movimientos telúricos con las observaciones del desempeño según el [ATC40 \(1996\)](#).

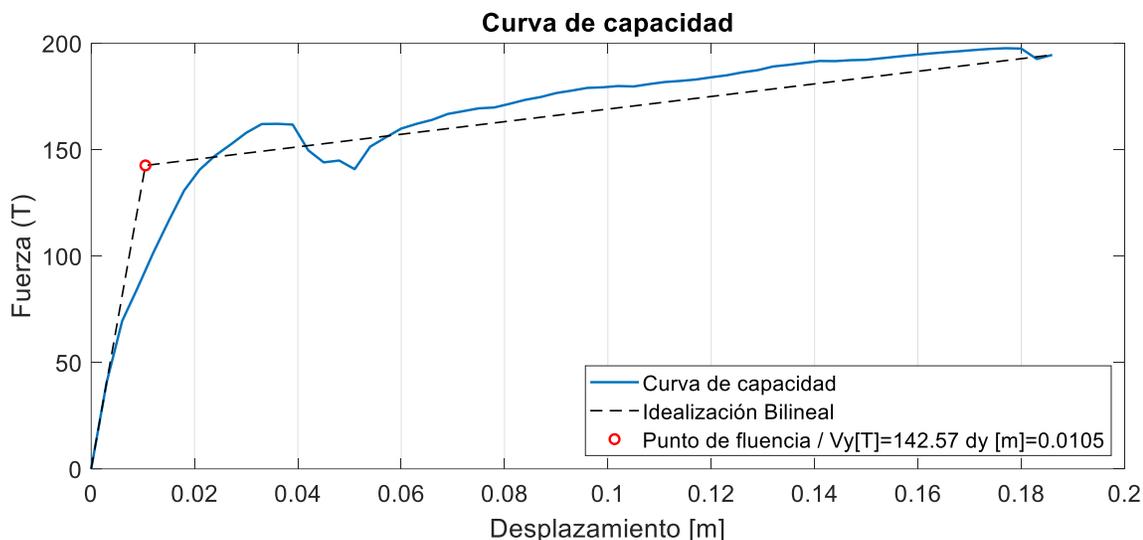
Este método es un procedimiento gráfico y simple, se compara la capacidad con la amenaza, y de esta forma se determina el punto de desempeño de la edificación cuando es sometida a movimientos sísmicos bajo diferentes magnitudes de intensidad.

El método utiliza una representación bilineal de la curva de capacidad para calcular el amortiguamiento viscoso equivalente  $\beta_{eq}$ , se deben seguir los pasos que se indican y que se representan en la **Figura 45**.

- Se traza una línea recta que se conecta desde el origen con una pendiente de magnitud igual a la rigidez inicial  $K_i$  de la estructura en el rango lineal. El subíndice “i” indica el número de iteración en la que se encuentra el proceso.
- Fue necesario definir un punto de desempeño aleatorio con coordenadas  $(d_{pi}, a_{pi})$  expresado por la letra B.
- Se traza una línea recta que se conecta desde el punto B hasta cortar la línea definida en el paso 1, la pendiente de la segunda línea debe satisfacer la condiciones tal que cuando interseque a la primera en el punto A, de coordenadas  $(d_y, a_y)$ , las áreas A1 y A2 sean iguales. Esta condición es necesaria para que la curva de capacidad y su forma bilineal tengan la misma energía. El punto A representa la fluencia de la estructura antes de incursionar en el rango no lineal en su formato bilineal.
- La curva bilineal queda representada por los puntos donde no existe carga, el punto O, el punto A de fluencia y el punto B de coordenadas últimas que coincide con el punto final de la curva de capacidad teórica determinada bajo los métodos estáticos directos.

**Figura 45**

*Bilinealización de la curva de capacidad.  $Z=0.4g$ , Suelo D (Quito)*



El proceso de bilinealización de Freeman (1975) no se puede ejecutar en curvas de capacidad de marcos estructurales frágiles, donde la relación de rigidez con la mampostería es baja debido a que la tipología presenta un comportamiento de decaimiento de capacidad caracterizada por picos, que es lo que se busca cuando se representa la fragilidad de la mampostería a nivel global.

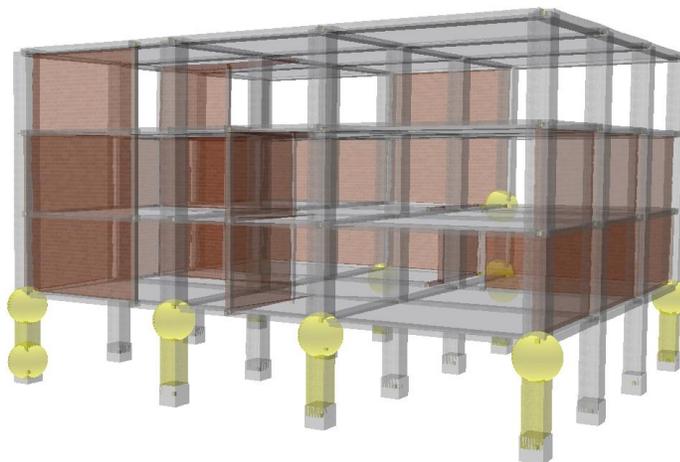
Debido a esta consideración, el proceso seguido para la obtención del punto de fluencia se basa en el análisis punto a punto de la curva de capacidad, hasta identificar la fluencia de los elementos estructurales.

La definición de la fluencia en los elementos estructurales fue basada en el análisis de las fibras de acero de los elementos cuando estos alcanzan la deformación unitaria correspondiente a la fluencia del acero, según especifica la curva constitutiva.

De forma gráfica se presenta los elementos que alcanzaron la fluencia en la **Figura 46**, este modelo está basado en la asignación de fuerzas laterales con base en la distribución de la forma de vibración del modo 2.

**Figura 46**

*Fluencia en elementos. (Modelo 191)*



### ***Amortiguamiento Viscoso Equivalente***

Según el [ATC40 \(1996\)](#), el amortiguamiento presente cuando una edificación incursiona en el rango inelástico, queda representado por la combinación del amortiguamiento viscoso inherente a la estructura, generalmente igual al 5% y un amortiguamiento histerético  $\beta_0$ , este está relacionado con el área interior que se forma cuando se grafica la fuerza sísmica con el desplazamiento de la estructura. El amortiguamiento viscoso equivalente  $\beta_{eq}$  es representado por la ecuación **(39)**.

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad \text{(39)}$$

El amortiguamiento histerético  $\beta_0$  es calculado con la ecuación **(40)**.

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S_0}} \quad \text{(40)}$$

Donde:

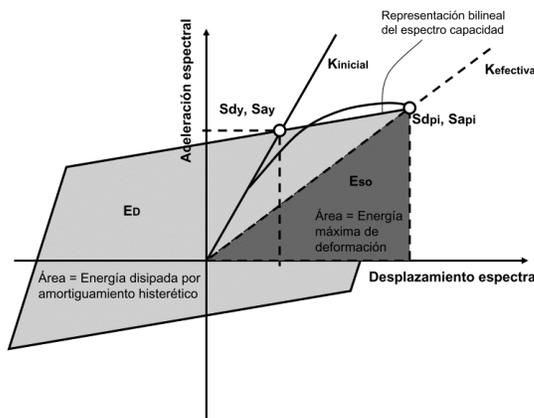
$E_D$  = Energía disipada por el amortiguamiento.

$E_{S_0}$  = Energía máxima de deformación.

Las dos energías se pueden calcular con los puntos que caracterizan la representación bilineal de la curva de capacidad según se indica en la **Figura 47**.

**Figura 47**

*Amortiguamiento equivalente para obtener el espectro de amenaza reducido*



*Nota:* Tomado de Moreno, Rosangel. (2006). Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona [Universidad Politécnica de Cataluña]. <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/93559#.X3oLEnWQw0A.mendeley%0A>  
<https://upcommons.upc.edu/handle/2117/93559>

La energía disipada por el amortiguamiento, que es la energía que disipa la estructura en un ciclo de movimiento, se calcula con la ecuación (41) y la energía máxima de deformación se calcula con la ecuación (42).

$$E_D = 4 * (a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \quad (41)$$

$$E_{S_0} = \frac{a_{pi} d_{pi}}{2} \quad (42)$$

Reemplazando la ecuación (41) y la ecuación (42) con la ecuación (40) y la ecuación (39), se obtiene la ecuación (43). Esta ecuación es aplicable para sistemas

estructurales con periodos de vibración cortos. A esta ecuación se le incluye un factor  $k$  de que tiene en cuenta el comportamiento estructural en función de la capacidad del sistema resistente y del periodo elástico de vibración.

$$\beta_{eq} = \frac{0.637 * k * (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 0.05 \quad (43)$$

En la **Tabla 4** se presentan los valores de  $k$  para diferentes comportamientos estructurales bajo las consideraciones del **ATC40 (1996)**, estos varían para estructuras con disipación de energía aceptable (Tipo A) hasta las estructuras que tienen un comportamiento deficiente (Tipo C).

**Tabla 4**

Valores de  $k$

Tipo de comportamiento estructural	$\beta_0$ (%)	$k$
	$\leq 16.25$	1.0
Tipo A	$> 16.25$	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
	$\leq 25$	0.67
Tipo B	$> 25$	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Cualquier valor	0.33

*Nota:* Adaptado de ATC40. (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Seismic Safety Commission, 1, 334. <https://doi.org/10.1193/1.1586093>

La tipología 4 debió cumplir ciertos requerimientos dados por la normativa vigente en el tiempo de construcción, pero esto no significa que la tipología posea un

comportamiento con una buena disipación de energía debido a varias consideraciones: el código de construcción utilizado no refleja los avances de investigación en cuanto a buen comportamiento estructural que se manejan hasta la fecha actual, existe alta incertidumbre en la definición de las capacidades de los materiales estructurales y el armado que se realizó in situ y finalmente, se desconoce si existió algún control en obra. Por este motivo, se maneja un comportamiento estructural medio según las especificaciones del [ATC40 \(1996\)](#), es decir uno Tipo B.

El espectro de amenaza reducido se obtiene a partir de los factores de reducción espectral, que son función del amortiguamiento viscoso equivalente, para la aceleración constante como indica la ecuación (44) y para velocidad constante como indica la ecuación (45).

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 * \ln(\beta_{eq})}{2.12} \quad (44)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 * \ln(\beta_{eq})}{1.65} \quad (45)$$

Los valores para la aceleración y velocidad reducida deben ser mayores que los que se indican en la **Tabla 5**.

**Tabla 5**

*Valores mínimos para  $SR_A$  y  $SR_V$*

<b>Tipo de comportamiento estructural</b>	<b><math>SR_A</math></b>	<b><math>SR_V</math></b>
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

*Nota:* Adaptado de ATC40. (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Seismic Safety Commission, 1, 334. <https://doi.org/10.1193/1.1586093>

## Curvas de Fragilidad

Las curvas de fragilidad representan una herramienta aceptable para evaluar la vulnerabilidad estructural, se las determina calculando la probabilidad de exceder un límite de daño planteado cuando se produce una acción sísmica con una determinada intensidad (Pérez et al., 2014).

Estas curvas se obtienen a partir de los lineamientos indicados en Multi-hazard Loss Estimation Methodology (FEMA Hazus MR4, 2003) para definir los límites de umbrales de daño; Hazus es un proyecto de investigación impulsado por FEMA, esta es una agencia encargada de investigar el riesgo de desastres alrededor del territorio en Estados Unidos. La misión de esta organización es desarrollar estrategias para preparar, prevenir y mitigar los efectos de amenazas naturales y antrópicas (Hinestroza, 2018).

Las curvas de fragilidad, mediante la metodología Hazus, se definen mediante la ecuación (46). Para esto, previamente fueron calculados los puntos de intersección entre espectro de capacidad con el de amenaza.

$$P[ds | S_d] = \phi \left[ \frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left( \frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right) \right] \quad (46)$$

Donde

$\bar{S}_{d,ds}$  = Valor medio del desplazamiento espectral, en el cual la estructura alcanza el estado límite de daño,  $ds$

$\beta_{ds}$  = Desviación estándar del logaritmo natural de los desplazamientos espectrales para el estado de daño,  $ds$

$\phi$  = Función de distribución log-normal de la desviación estándar acumulada

Se asumen las siguientes hipótesis:

1) En los desplazamientos espectrales de los umbrales de daño calculados de cada curva de capacidad, la probabilidad de que se iguale o exceda el estado de daño es del 50%.

2) Las curvas de fragilidad siguen una función de probabilidad log-normal acumulativa.

La metodología Hazus discretiza los umbrales de daño en ligeros, moderados, extensivos y completos para cualquier tipo de respuesta, ya sea pseudo desplazamientos o pseudo aceleraciones (Celi & Pantoja, 2017), por este motivo se ejecutó de la similar forma la determinación de estos umbrales en esta investigación.

Una vez que se han graficado las curvas de fragilidad, se determinó a partir del tipo de respuesta seleccionado, la probabilidad de excedencia de un estado de límite de daño específico, estos valores permitirán tomar la decisión de la necesidad de reforzamiento para reducir la probabilidad de alcance de estados de daño (Pérez et al., 2014) y para poder establecer políticas de mitigación y prevención de riesgos, además de la instauración de políticas públicas y privadas para el desarrollo de planes de actuación ante amenazas sísmicas.

### ***Caracterización de Vulnerabilidad***

El análisis de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones y su contribución al riesgo sísmico fue calculado desde un punto de vista probabilista, donde se consideró la interacción de los diferentes elementos que lo constituyen como aspectos relativos a la amenaza de sitio y aspectos de la estructura.

Acorde a Pérez et al. (2014), la respuesta de la estructura depende fundamentalmente de la ductilidad global, reserva de resistencia, regularidad en planta y elevación, entre otros aspectos, es decir la vulnerabilidad sísmica es un parámetro intrínseco de la estructura.

Los aspectos inherentes a la amenaza sísmica presentan una alta variabilidad, razón por la cual es necesario aplicar enfoques probabilistas en la definición de esta combinados con enfoques de corte deterministas (Pérez et al., 2014).

El análisis de vulnerabilidad puede ser realizado por medio de curvas de fragilidad, para lo cual existen dos enfoques, el primero basado en el supuesto de que la respuesta estructural obedece a una distribución lognormal o el segundo, utilizando técnicas de análisis de fiabilidad para el cálculo de la probabilidad de excedencia de varios umbrales de daño, para lo cual se utiliza la Simulación de Monte Carlo (Martinez, 2012)

### ***Proceso de simulación Monte Carlo***

Es una técnica de simulación considerada como el método de análisis de confiabilidad más consistente para aproximar expresiones matemáticas complejas (Martinez, 2012). Se basa en una amplia clase de algoritmos computacionales que se basan en el muestreo aleatorio repetido para obtener resultados numéricos, la única limitación que este proceso presenta es el esfuerzo computacional requerido, que aumenta ampliamente cuando se aplica para el cálculo de probabilidades bajas.

Una simulación de Monte Carlo se centra en la repetición constante de muestras aleatorias para conseguir determinados resultados. Se tomó la variable asignada y que posee niveles altos de incertidumbre y se le asignó un valor aleatorio, en este caso se utilizó los rangos de valores de desplazamiento obtenidos en la intersección de los espectros de capacidad con los de amenaza, definido por los umbrales de daño.

Luego se ejecutó el modelo y se obtuvo un resultado; este proceso se repite “n” veces asignando a la variable en cuestión muchos valores diferentes, siempre que se contengan dentro del rango que caracteriza un umbral de daño.

Las frecuencias de los diferentes resultados generados por esta simulación resultan en una distribución normal, por este motivo se puede definir el resultado mediante la media y la desviación estándar para describir como varían los resultados.

### ***Umbral de daño***

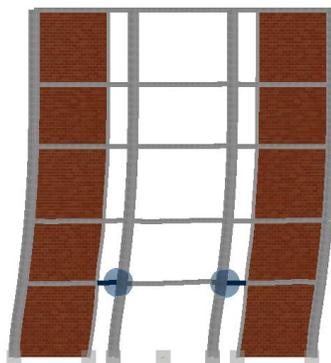
El daño esperado en una tipología depende esencialmente de su capacidad al desplazamiento lateral y de su fragilidad global, estos conceptos se encuentran cercanamente relacionados ([Rosángel Moreno & Jesús, 2010](#)).

Los estados de daño utilizados refieren directamente a las propiedades intrínsecas de las tipologías de edificaciones, para esto se ha identificado los puntos notables de las curvas de capacidad, donde se evidencian principalmente los niveles de desempeño de Seguridad de Vida y Prevención de Colapso.

Se consideró importante identificar las propiedades del concreto, analizando cuando las fibras extremas de los elementos estructurales alcanzan deformaciones unitarias equivalente a 0.005, debido a que se tienen vigas cortas producto de la geometría de las edificaciones por la distribución de las mamposterías y estos elementos son sometidos a procesos de aplastamiento debido a las fuerzas incrementales laterales, como se indica en la **Figura 48**.

### **Figura 48**

*Aplastamiento de elementos de hormigón*



Otros trabajos de investigación, como el de Celi & Pantoja, (2017), utilizaron los umbrales de daño que se indican en la **Tabla 6**. Estos valores son utilizados de forma general para todas las tipologías analizadas, sin realizar un análisis propio de cada una de ellas.

**Tabla 6**

*Umbral de daño trabajos previos*

Umbral del estado de daño	Criterio
Leve	$Sd_{1,ds}=0.7*dy$
Moderado	$Sd_{1,ds}=1.2*dy$
Extensivo	$Sd_{1,ds}=dy+0.25*(du-dy)$
Completo	$Sd_{1,ds}=du$

*Nota:* Adaptado de Celi, C., & Pantoja, J. (2017). Final Report: Capacity Curves and Fragility Curves of Residential Buildings for the City of Quito. May, 39. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.28046.46402>

Se observa que el estado de daño leve se produce antes de alcanzar el desplazamiento de fluencia, el daño moderado se define después de alcanzar este desplazamiento. El estado de daño extensivo se encuentra entre el desplazamiento de fluencia y el desplazamiento teórico de colapso y el estado de daño completo está asociado al desplazamiento teórico de colapso.

Para esta investigación se definieron estas magnitudes con base en las propiedades observadas de cada curva de capacidad seleccionadas, mediante un análisis punto a punto en los diferentes pasos incrementales de fuerza que permiten obtener las curvas de capacidad, como se indica en la **Tabla 7** en la columna de Criterio.

Tabla 7

Umbrales de daño propuestos

		Umbrales del estado de daño	Desplazamiento (m)	Criterio
<b>Variación 4 pisos Masas X</b>	Curva Máxima Model 203	es=0.002 (-)	0.0180	Sd1,ds=dy
		Daño Leve	0.0780	Sd1,ds=0.3*du
		Daño Moderado	0.1260	Sd1,ds=0.55*du
		Daño Extensivo	0.144	Sd1,ds=0.8*du
		Daño Completo	0.198	Sd1,ds=du
		Umbrales del estado de daño	Desplazamiento (m)	Criterio
<b>Variación 4 pisos Masas X</b>	Curva Media Model 245	es=0.002 (-)	0.0240	Sd1,ds=dy
		Daño Leve	0.0840	Sd1,ds=0.3*du
		Daño Moderado	0.1260	Sd1,ds=0.55*du
		Daño Extensivo	0.156	Sd1,ds=0.8*du
		Daño Completo	0.21	Sd1,ds=du
		Umbrales del estado de daño	Desplazamiento (m)	Criterio
<b>Variación 4 pisos Masas X</b>	Curva Mínima Model 240	es=0.002 (-)	0.0300	Sd1,ds=dy
		Daño Leve	0.0780	Sd1,ds=0.3*du
		Daño Moderado	0.1020	Sd1,ds=0.55*du
		Daño Extensivo	0.18	Sd1,ds=0.8*du
		Daño Completo	0.24	Sd1,ds=du

Este proceso se siguió para cada una de las curvas de capacidad que se obtuvieron luego del proceso de filtrado, obteniendo doce tablas que permiten obtener

criterios promedios que definen los umbrales de daño para cada tipo de suelo analizado, como indica la **Tabla 8**, mismos que son la propuesta de esta investigación para la tipología analizada. Cabe resaltar que estos valores deberán ser utilizados para una tipología de similares características a nivel dinámico, de rigidez y de geometría, considerando las restricciones que la **tipología 4** contiene; no deberán ser generalizadas para cualquier edificación ya que el proceso a seguir es el que detalló el método indicado en esta investigación.

**Tabla 8**

*Umbrales de daño propuestos*

Umbrales del estado de daño	Criterio
Leve	$Sd_{1,ds}=0.4*du$
Moderado	$Sd_{1,ds}=0.6*du$
Extensivo	$Sd_{1,ds}=0.8*du$
Completo	$Sd_{1,ds}=du$

*Nota:* Adaptado de Celi, C., & Pantoja, J. (2017). Final Report: Capacity Curves and Fragility Curves of Residential Buildings for the City of Quito. May, 39. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.28046.46402>

Para calcular la probabilidad de alcanzar un determinado umbral de daño, [Celi & Pantoja, \(2017\)](#) establecen niveles de control adicionales según se indica en la **Tabla 9**, están basados en magnitudes estructurales como derivas de piso, estas son clasificadas en Leves, Medias y Fuertes, estos controles adicionales son utilizados en esta investigación con el fin de validar internamente los resultados obtenidos.

**Tabla 9***Controles de derivas*

<b>Niveles de control</b>	<b>Deriva</b>
Leve	0.5% de la altura
Medio	1.0% de la altura
Fuerte	2.0% de la altura

*Nota:* Adaptado de Celi, C., & Pantoja, J. (2017). Final Report: Capacity Curves and Fragility Curves of Residential Buildings for the City of Quito. May, 39. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.28046.46402>

Según lo indicado por [Celi & Pantoja, \(2017\)](#) la función de desviación estándar acumulada y el valor medio de desplazamientos espectrales, son altamente sensibles al valor teórico de colapso, por lo que la definición de este punto requiere un proceso de revisión punto a punto del proceso incremental que se siguió para la determinación de la curva de capacidad. En el cálculo de fragilidad, el efecto de una definición de un valor de desplazamiento último incorrecto genera un cálculo sobre estimado de la probabilidad de alcanzar cierto umbral de daño; esto fue demostrado por [Celi & Pantoja, \(2017\)](#) para las tipologías estudiadas.

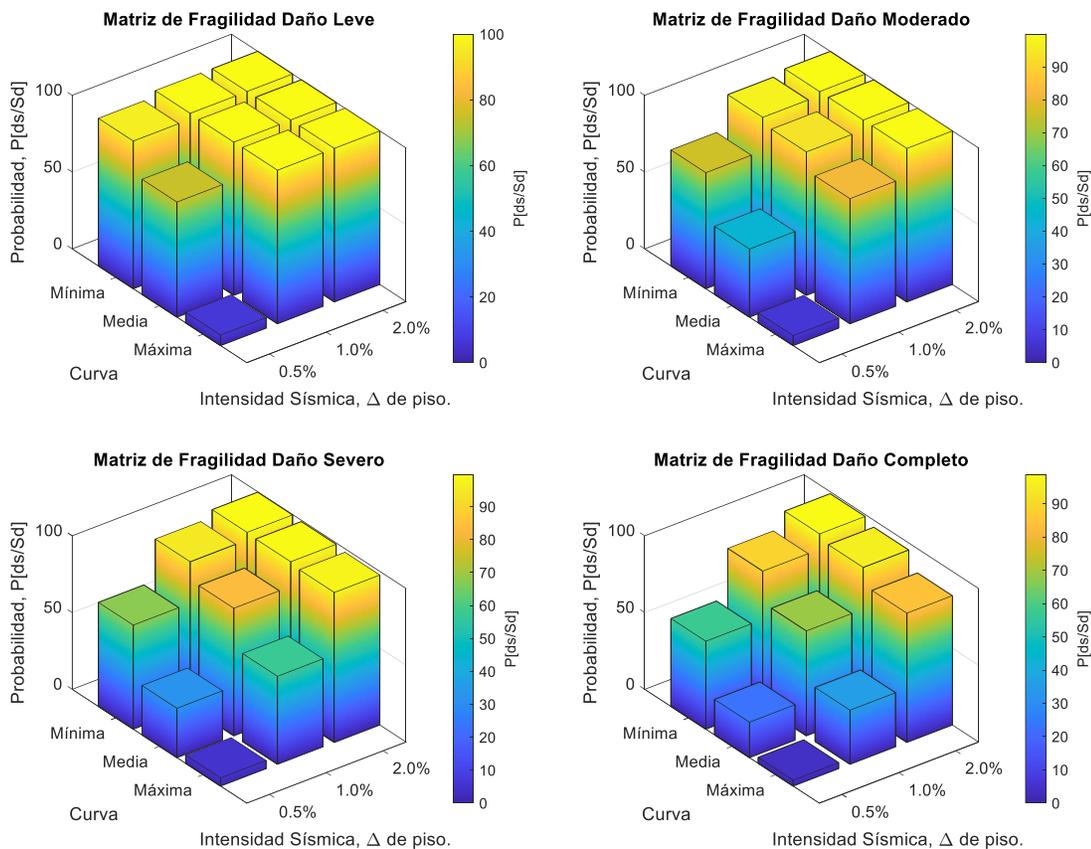
### ***Matrices de Probabilidad de Daño***

Con la metodología propuesta, las matrices de probabilidad de daño fueron obtenidas con la tabla de datos que contiene los puntos de desplazamiento que caracteriza un control de deriva con las curvas de fragilidad y expresan la probabilidad de excedencia de un estado de daño ([Barbat & Pujades, 2004](#)). Se puede observar en la **Figura 49** la representación de estas matrices para los diferentes umbrales de daño y

asociadas a las curvas máximas, medias y mínimas de capacidad con las derivas de control indicadas previamente.

### Figura 49

#### Matrices de probabilidad de daño



#### Superficies de Probabilidad de Daño

Con la información de las matrices de daño, esta información también se representa mediante superficies de probabilidad de daño y corresponden a los valores calculados a partir de las curvas de fragilidad para una medida de respuesta estructural específica.

Con estas superficies se podrán calcular parámetros indicadores del daño global de la estructura, los cuales podrán ser utilizados para evaluar el riesgo sísmico de las edificaciones analizadas, se podrá construir escenarios de daño sísmico y también indicar

el nivel de daño que podría encontrarse en la tipología estudiada, dependiendo del tipo de suelo donde se haya implantado (Rosángel Moreno & Jesús, 2010).

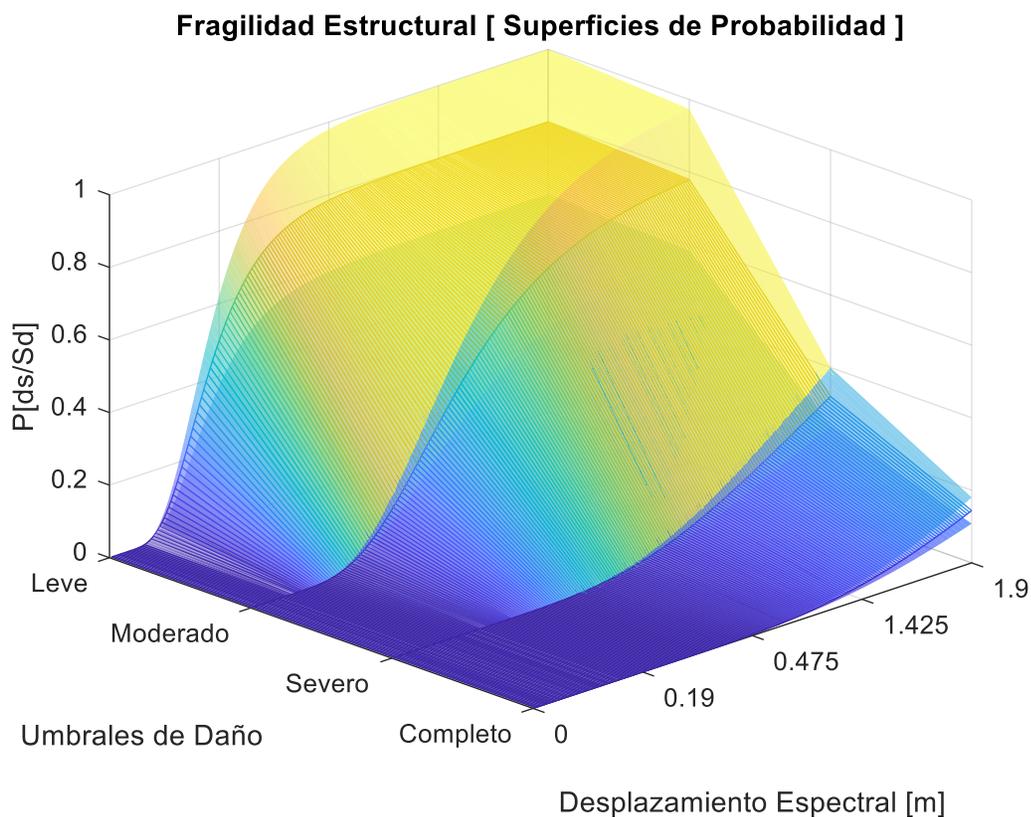
Estas superficies de probabilidad de daño tendrán la capacidad de representar los puntos teóricos donde se encuentra la tipología analizada, esto debido a la naturaleza de incertidumbre que se maneja en el proceso.

Un ejemplo se visualiza en la **Figura 50**, donde se indica las probabilidades de exceder un determinado valor de magnitud de respuesta estructural y obtener daño ligero, moderado, severo o colapso.

Desde un punto de vista probabilista, la tipología analizada deberá encontrarse en cualquier punto de la superficie delimitada por los diferentes umbrales de daño definidos en términos de respuesta espectrales.

### Figura 50

*Superficie de probabilidad de daño*



## Capítulo 4

### Resultados y Discusión

#### Resumen de Resultados

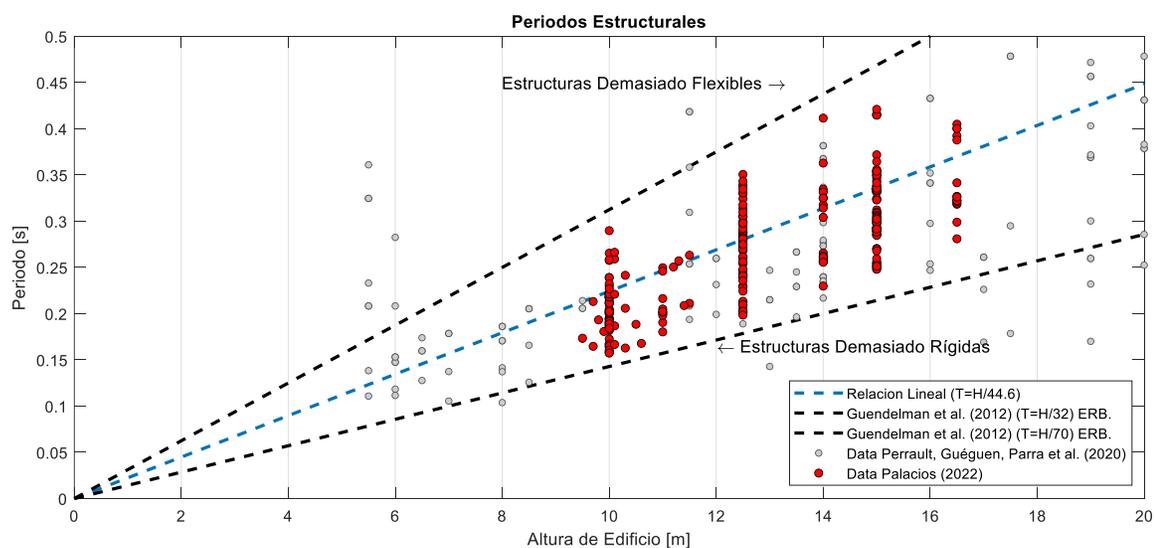
Se presentan los resultados relevantes del trabajo luego de la aplicación de toda la metodología de investigación propuesta en el capítulo anterior, los demás resultados se encuentran en la sección Apéndices.

#### Análisis modal

Se realizó el análisis modal de las permutaciones planteadas con el fin de determinar el periodo elástico de los modelos realizados. Los resultados se visualizan en la **Figura 51** y a estos se los comparó con la base de datos obtenida a partir de las investigaciones de [Perrault et al., \(2020\)](#) en el DMQ con mediciones de vibración ambiental. Los resultados de la comparación muestran que las permutaciones realizadas tienen una alta confiabilidad en cuanto a masas y rigidez.

#### Figura 51

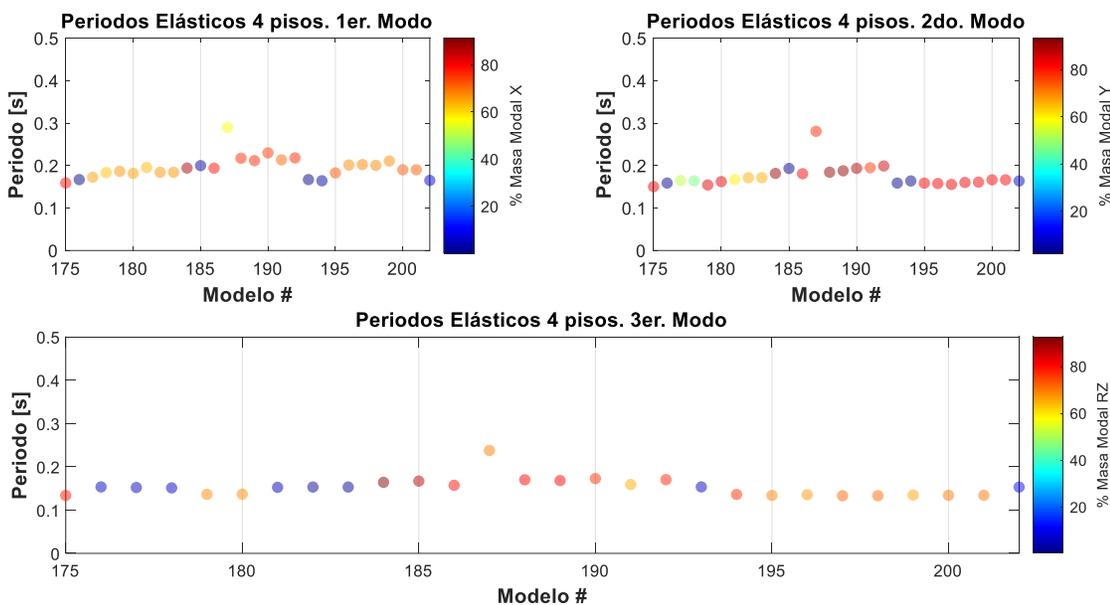
##### Calibración de periodos elásticos estructurales



Los resultados de periodos elásticos son mostrados con el porcentaje de participación modal de masa para el primer, segundo y tercer modo en la **Figura 52**, **Figura 53** y **Figura 54** para cuatro, cinco y seis pisos, respectivamente.

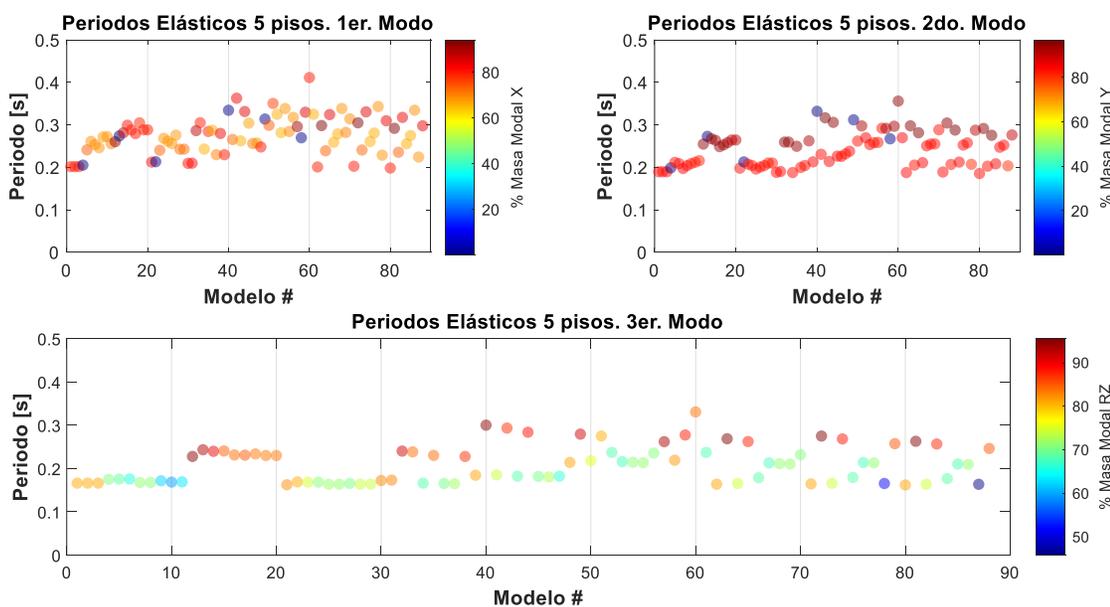
**Figura 52**

Periodos elásticos y masa modal participativa para tipología de cuatro pisos



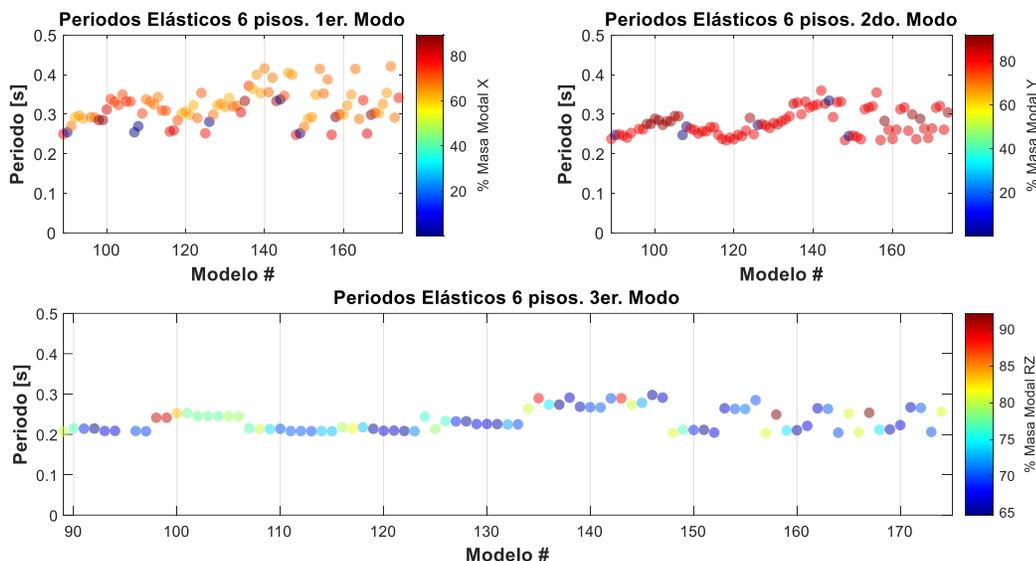
**Figura 53**

Periodos elásticos y masa modal participativa para tipología de cinco pisos



**Figura 54**

*Periodos elásticos y masa modal participativa para tipología de seis pisos*



Estos resultados muestran que se tiene una incidencia medianamente alta en cuanto a los efectos torsionales, ya que estos se ven de forma predominante en el tercer modo de vibración de las permutaciones analizadas con sus factores de participación modal, por lo que la distribución de fuerzas para el análisis no lineal estático obedecerá a estos efectos. Los valores tabulados de estas gráficas se encuentran en la sección Apéndices.

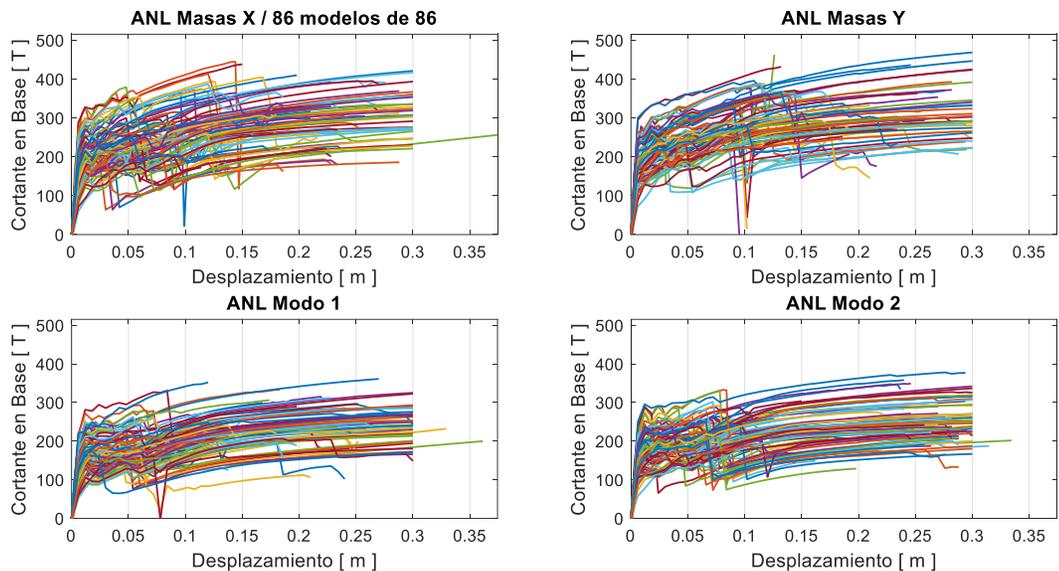
### **Curvas de capacidad**

Con los modelos calibrados y ajustados a la realidad de la ciudad, se procedió a calcular las curvas de capacidad de los modelos evaluados. Las permutaciones de la tipología fueron realizadas considerando las variaciones de cuatro, cinco y seis pisos, variaciones en longitud de vanos, altura de pisos, calidad de materiales y distribución de mamposterías en planta y elevación. En la **Figura 55** (a) se puede observar todas las curvas de capacidad para las edificaciones de cuatro pisos, estas fueron sometidas a un

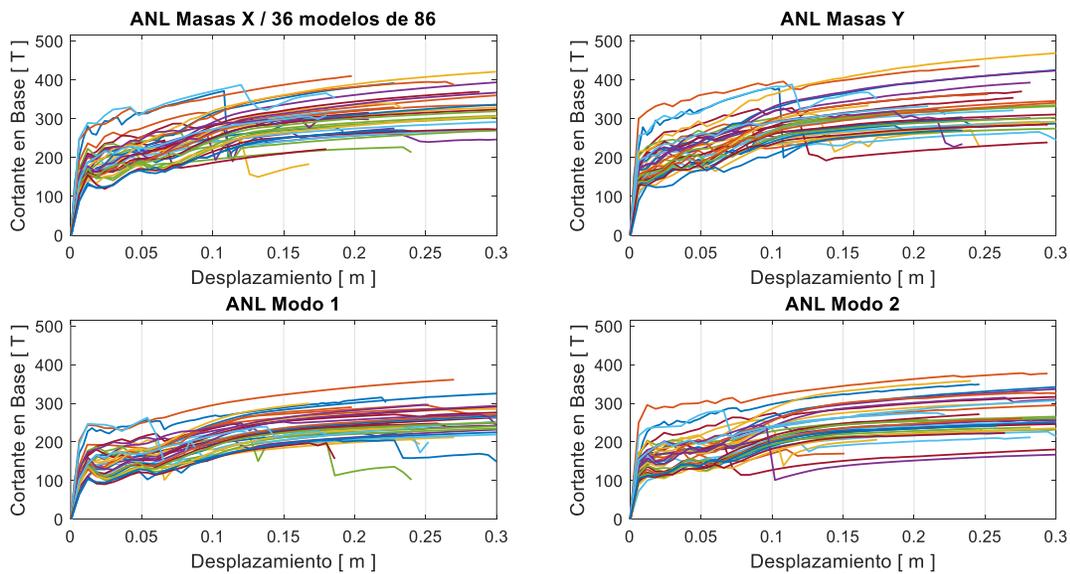
proceso de filtrado teniendo en cuenta las consideraciones expuestas en el capítulo anterior y se obtienen las curvas de la **Figura 55** (b).

**Figura 55**

*Curvas de capacidad para tipología de 4 pisos*



a) Todos los modelos

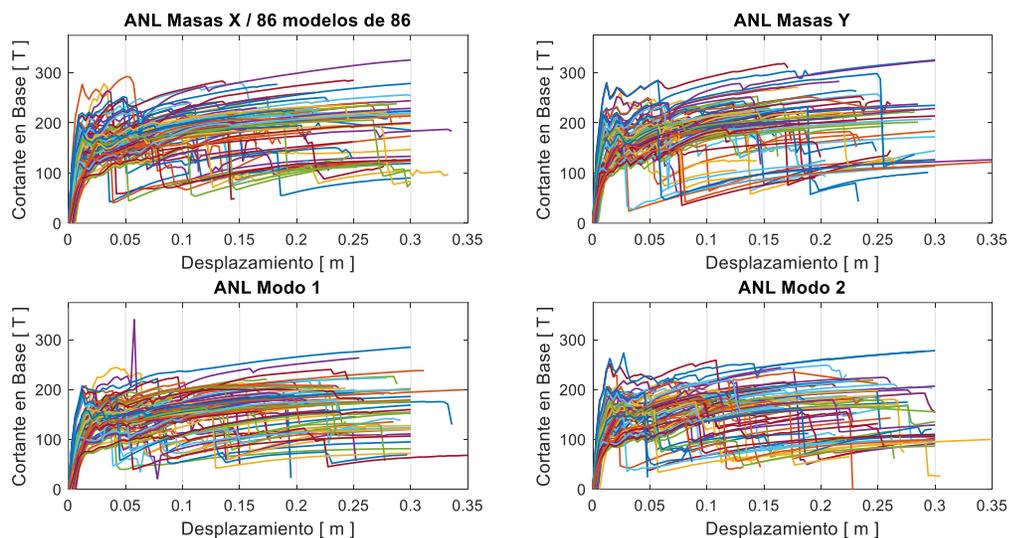


b) Modelos filtrados

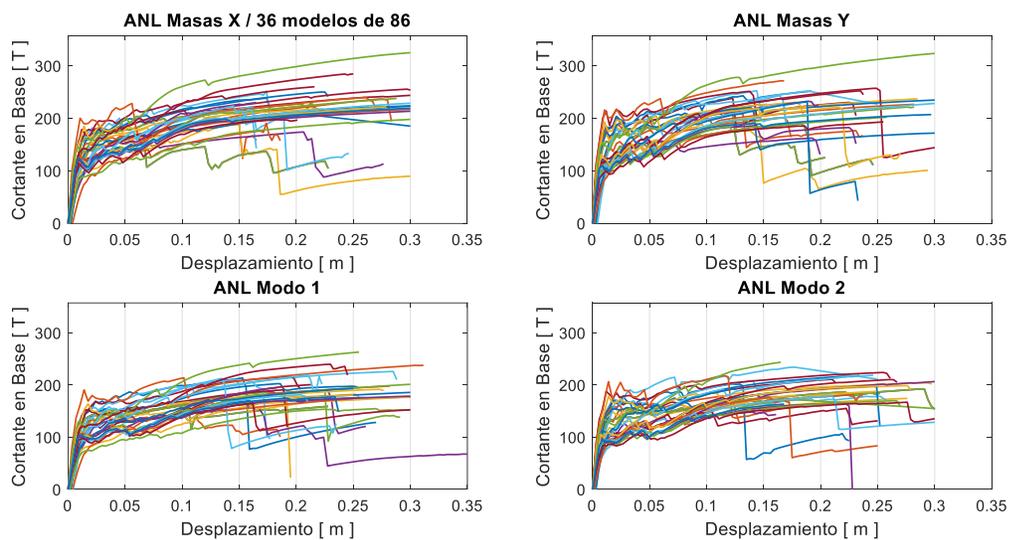
Con las mismas consideraciones de filtrado de curvas, se obtienen en la **Figura 56** (a) las curvas de capacidad para todos los modelos de cinco pisos y en la **Figura 56** (b) se indican las curvas con las que se trabajó para determinar la fragilidad de la tipología.

### Figura 56

*Curvas de capacidad para tipología de 5 pisos*



a) Todos los modelos

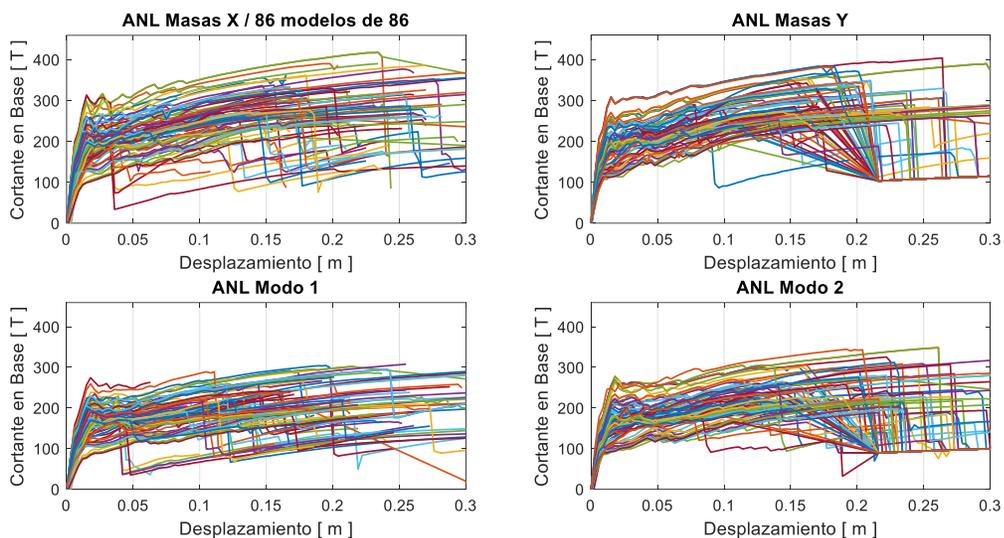


b) Modelos filtrados

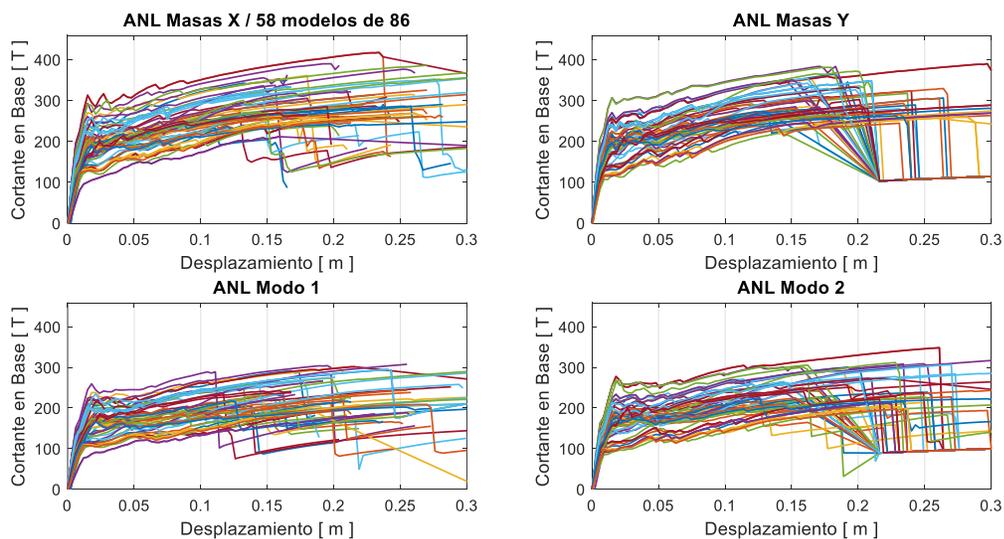
Finalmente se exponen los resultados para las curvas de capacidad de la tipología para seis pisos, en la **Figura 57** (a) se muestran todas las curvas de capacidad y en la **Figura 57** (b) las curvas luego del proceso de filtrado.

**Figura 57**

*Curvas de capacidad para tipología de 6 pisos*



a) Todos los modelos



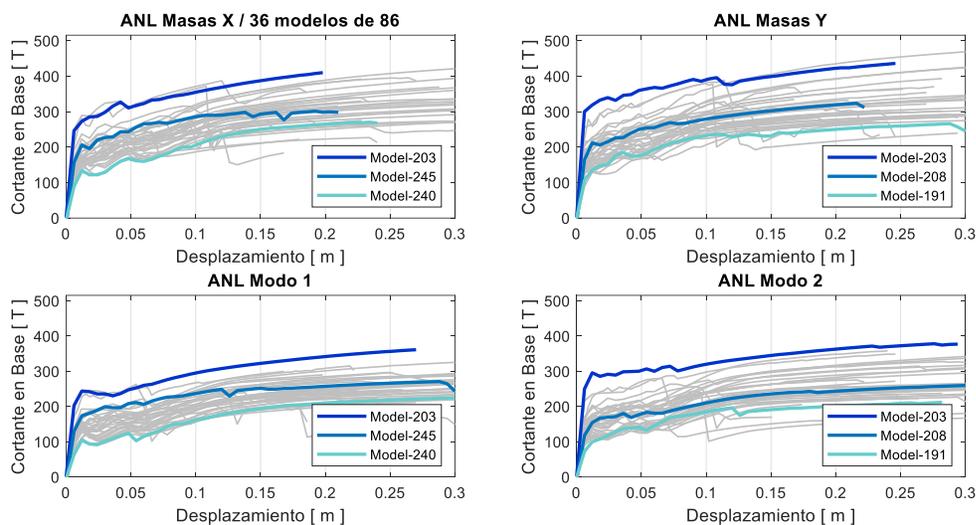
b) Modelos filtrados

## Curvas máximas, medias y mínimas

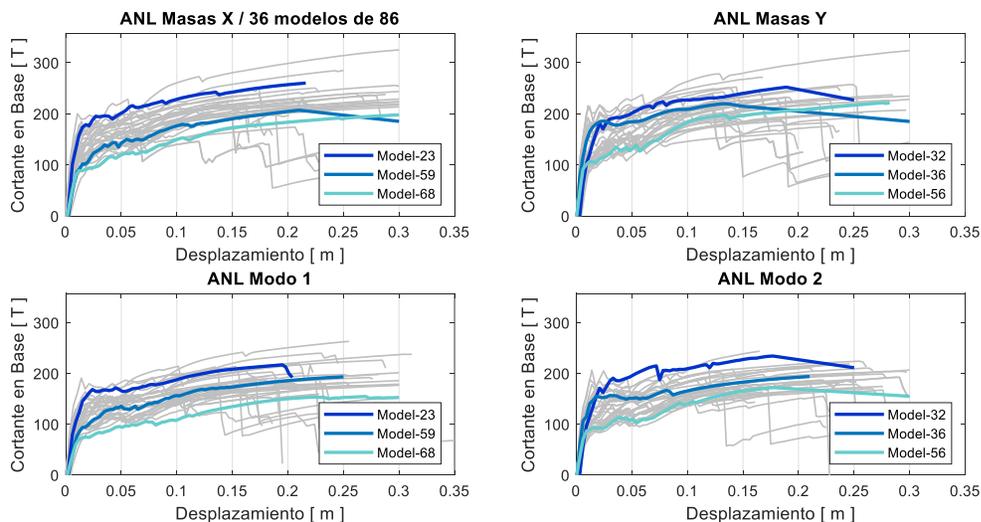
De todas estas familias de curvas filtradas, se escogieron las curvas máxima, mínima y media como se indica en la **Figura 58** para las variaciones de cuatro, cinco y seis pisos. Los valores tabulados de estas curvas se encuentran en la sección Apéndices.

**Figura 58**

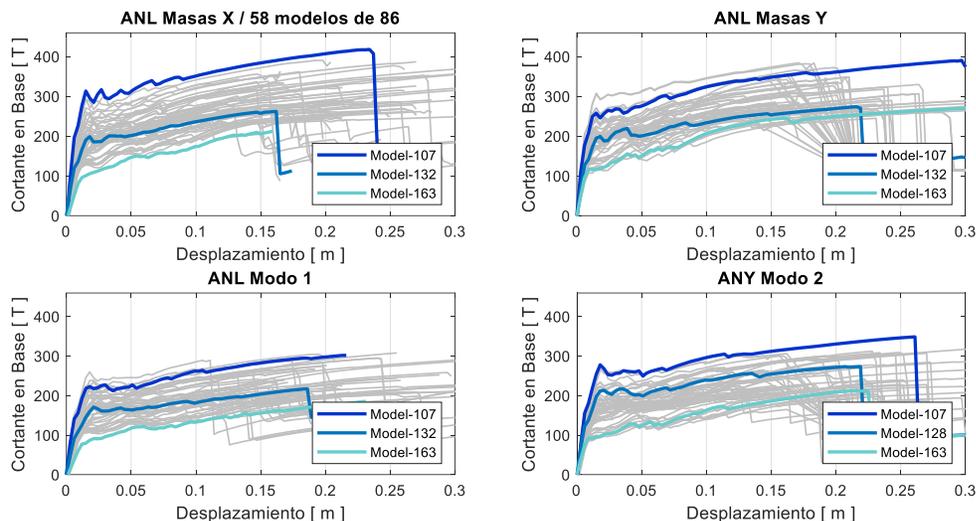
*Curvas de capacidad máxima, mínima y media*



a) Variante de 4 pisos



b) Variante de 5 pisos

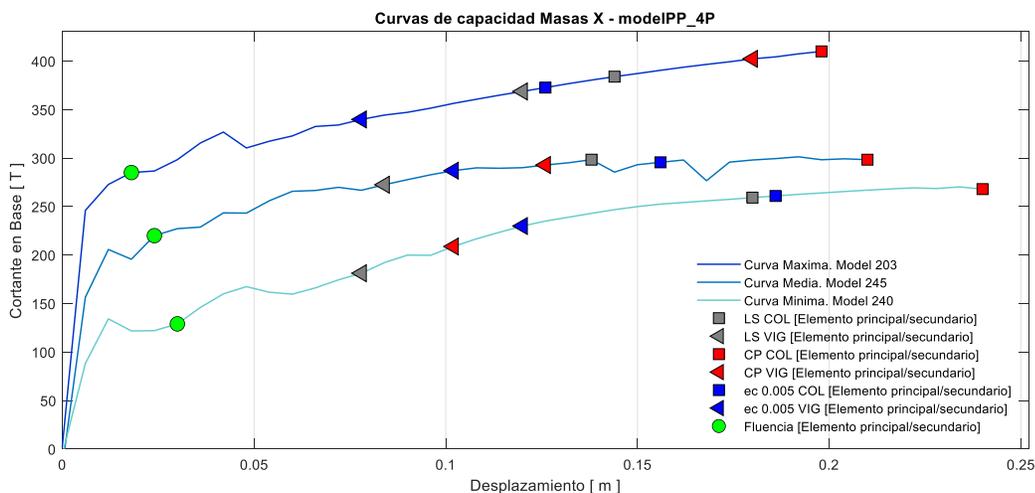


c) Variante de 6 pisos

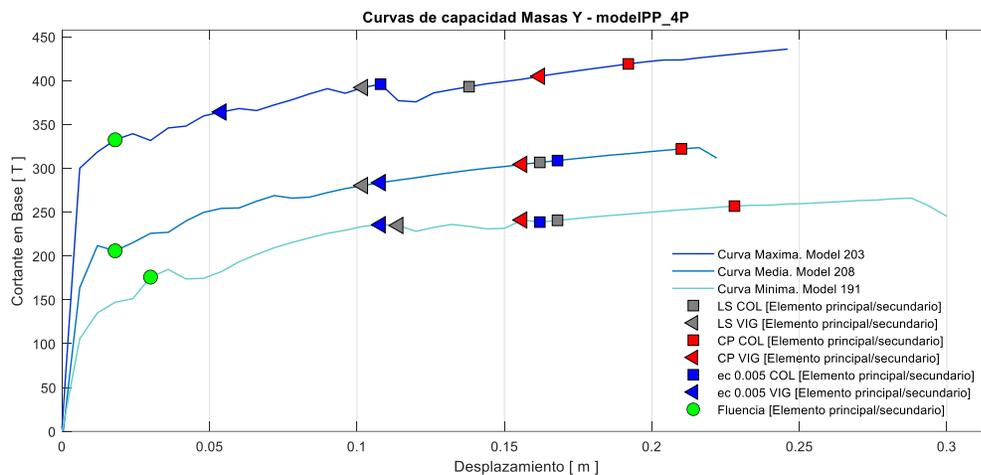
Estas curvas se presentan con sus puntos notables donde se identifican en los modelos matemáticos cuando se alcanzó los niveles de desempeño especificados como Seguridad de Vida y Prevención de Colapso, adicionalmente se ha revisado el punto donde los elementos de hormigón alcanzan deformaciones unitarias cercanas al valor de 0.005, como se indica en la **Figura 59** para la variación de cuatro pisos.

**Figura 59**

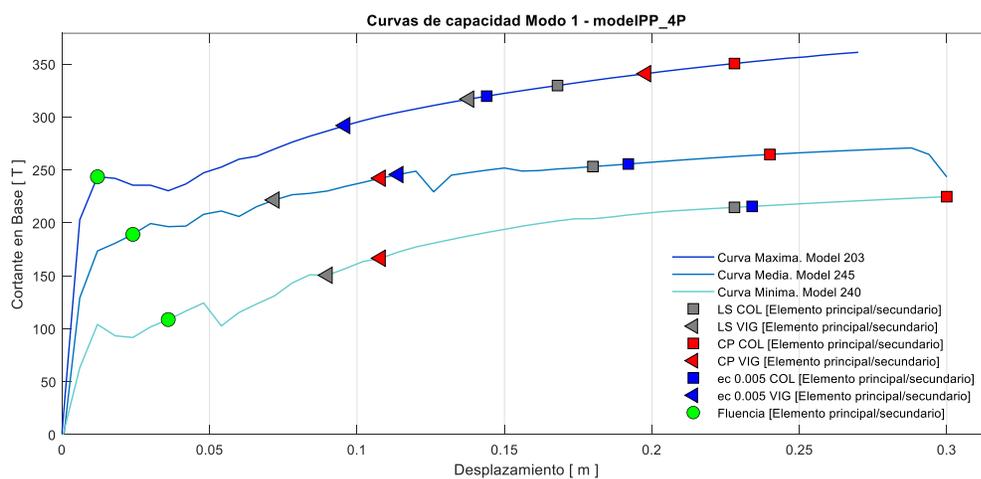
*Puntos notables de curvas de capacidad. Variación de cuatro pisos.*



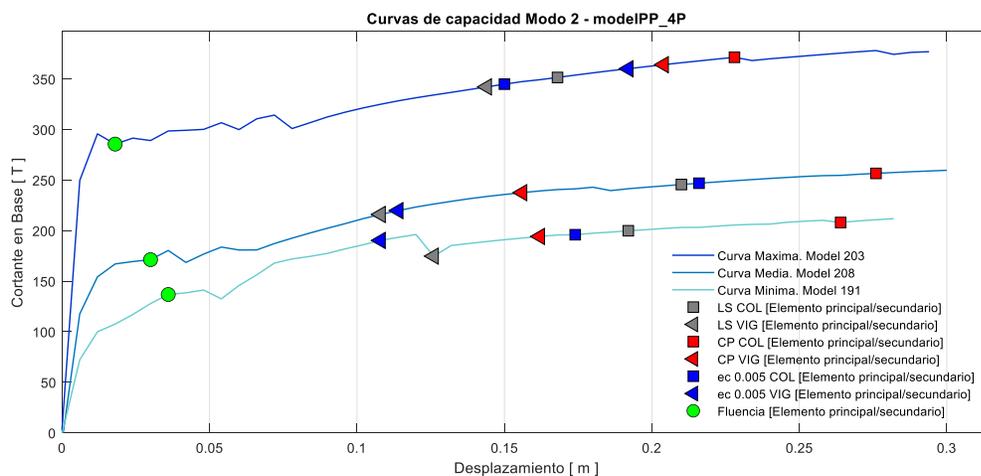
Distribución de fuerzas proporcional a las masas sentido X.



Distribución de fuerzas proporcional a las masas sentido Y.



Distribución de fuerzas proporcional al modo de vibración 1.



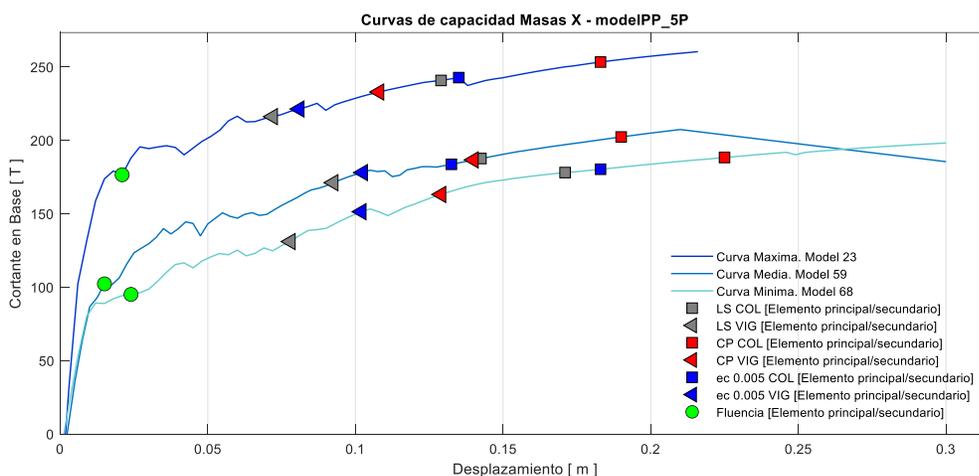
Distribución de fuerzas proporcional al modo de vibración 2.

Se realiza el mismo proceso de identificación de puntos notables para la tipología de cinco pisos, como se indica en la **Figura 60**.

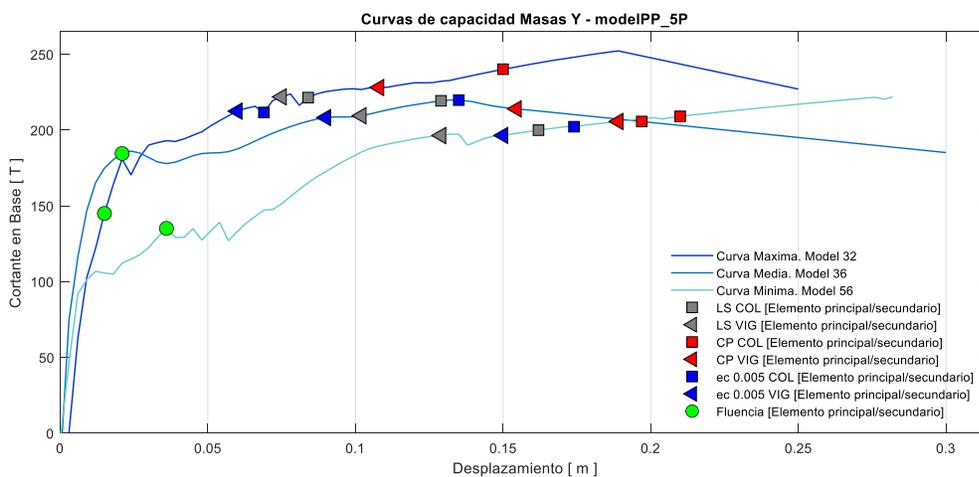
Cabe indicar que, aunque se defina el punto teórico de colapso, existe curva de capacidad luego de este, esto se debe a un proceso netamente matemático, pero que sirve para alimentar a los datos que requiere el algoritmo de simulación de Monte Carlo para determinar la fragilidad estructural en términos probabilistas.

**Figura 60**

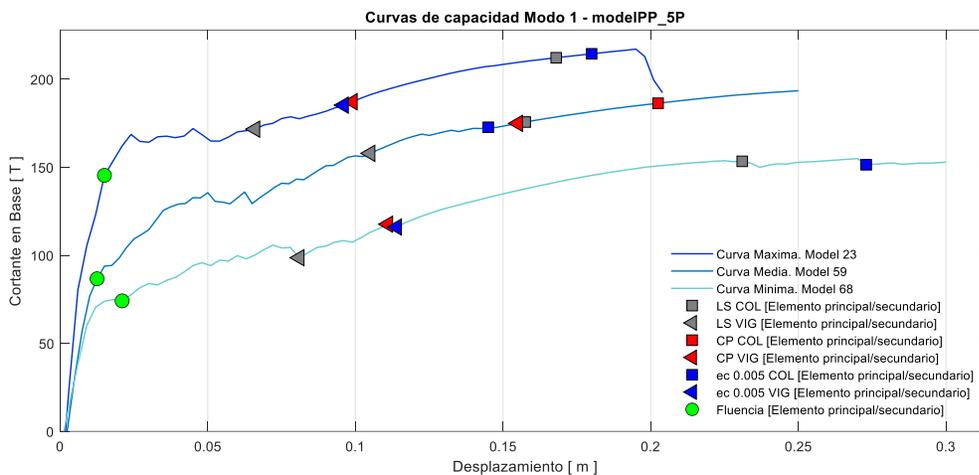
*Puntos notables de curvas de capacidad. Variación de cinco pisos.*



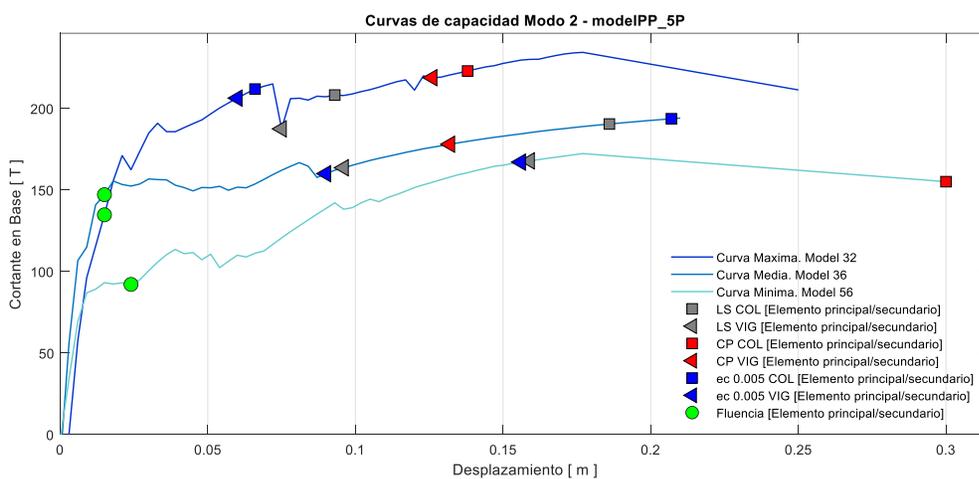
Distribución de fuerzas proporcional a las masas sentido X.



Distribución de fuerzas proporcional a las masas sentido Y.



Distribución de fuerzas proporcional al modo de vibración 1.

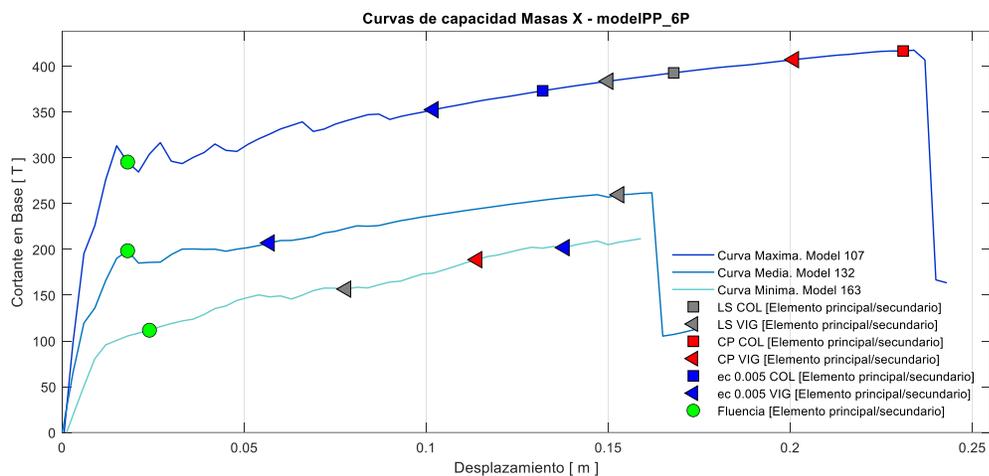


Distribución de fuerzas proporcional al modo de vibración 2.

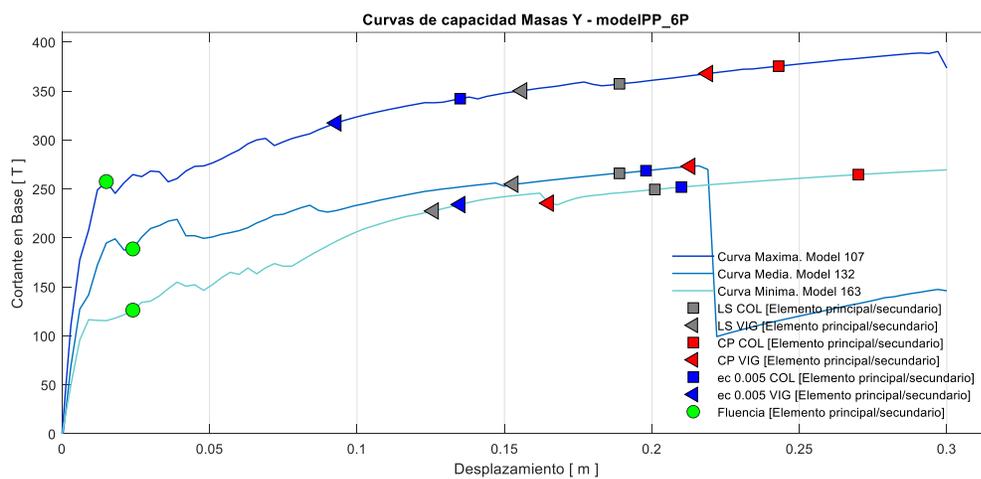
El mismo proceso se realizó para la tipología de seis pisos, como se indica en la **Figura 61**, verificando el mismo fenómeno indicado previamente sobre el punto teórico último que define el colapso de la estructura.

**Figura 61**

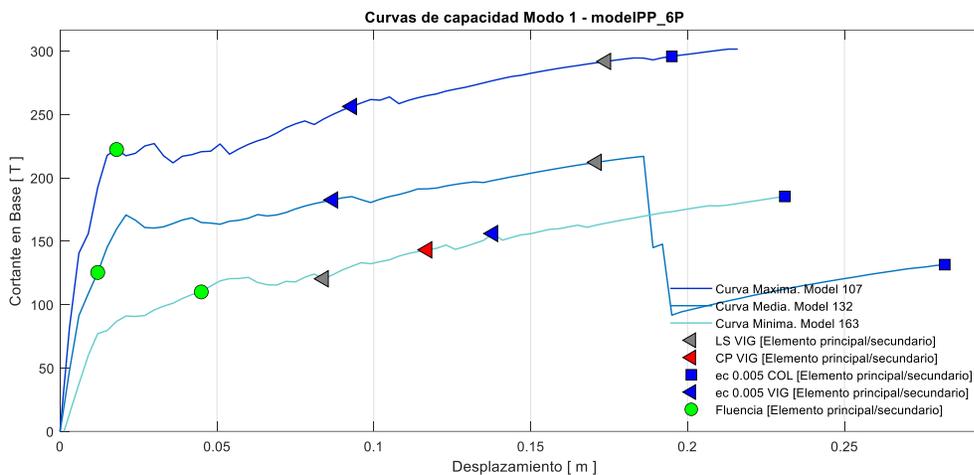
*Puntos notables de curvas de capacidad. Variación de seis pisos.*



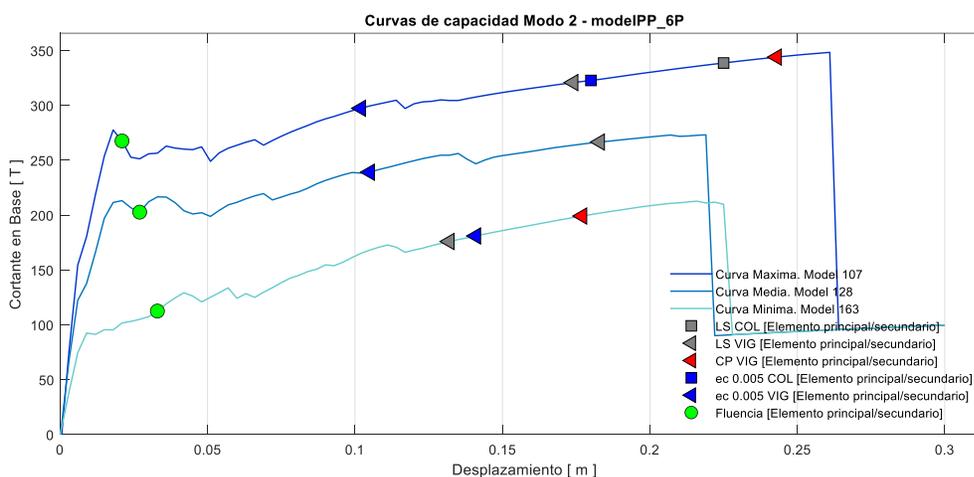
Distribución de fuerzas proporcional a las masas sentido X.



Distribución de fuerzas proporcional a las masas sentido Y.



Distribución de fuerzas proporcional al modo de vibración 1.



Distribución de fuerzas proporcional al modo de vibración 2.

Los umbrales de daño que resultan de estos análisis se encuentran tabulados en la sección Apéndices.

### Puntos de intersección entre espectro de capacidad y espectro de amenaza

Con la variación de intensidades seleccionadas y que definen la forma espectral en la [NEC-SE-DS \(2015\)](#), se procede a encontrar los puntos de intersección tóricos con el espectro de capacidad y el espectro de amenaza. Este proceso fue realizado para los efectos de amplificación presentes en el tipo de suelo tipo C y D que se encuentra predominantemente en el DMQ.

La **Tabla 10** muestra los resultados del modelo 203-masas X, en donde se observa el PGA utilizado, el cortante y el desplazamiento encontrado que define el punto de intersección entre espectros. Esta información fue necesaria con el fin de alimentar la matriz que permite realizar el cálculo de las curvas de fragilidad mediante el uso del algoritmo de simulación de Monte Carlo.

**Tabla 10**

*Resultados de punto de intersección entre espectros Modelo 203-Masas X*

Tr [años]	PGA [g]	Vd [tonf]	Despd [m]	Tr [años]	PGA [g]	Vd [tonf]	Despd [m]
5	0.1386	144.5148	0.0035	235	0.3544	343.9572	0.0836
15	0.1596	166.4356	0.0041	245	0.3594	346.2060	0.0881
25	0.1784	186.3266	0.0045	255	0.3641	348.3344	0.0917
35	0.1972	206.2177	0.0050	265	0.3684	350.4335	0.0947
45	0.2159	225.7028	0.0055	275	0.3724	352.4597	0.0973
55	0.2296	240.3167	0.0059	285	0.3762	354.3493	0.0996
65	0.2401	251.1204	0.0071	295	0.3798	356.0753	0.1017
75	0.2484	259.8420	0.0091	305	0.3831	357.6482	0.1039
85	0.2551	266.8897	0.0107	315	0.3869	359.3892	0.1063
95	0.2628	274.9989	0.0131	325	0.3938	362.4985	0.1107
105	0.2724	286.8557	0.0241	335	0.4003	365.3237	0.1149
115	0.2806	294.3873	0.0280	345	0.4064	367.9190	0.1189
125	0.2876	300.6713	0.0308	355	0.4122	370.3428	0.1225
135	0.2938	306.1214	0.0327	365	0.4177	372.6246	0.1260
145	0.2992	310.8050	0.0344	375	0.4230	374.7738	0.1292
155	0.3074	315.0698	0.0520	385	0.4279	376.7741	0.1322
165	0.3154	320.5550	0.0575	395	0.4327	378.6728	0.1353
175	0.3225	325.4665	0.0617	405	0.4372	380.4916	0.1382

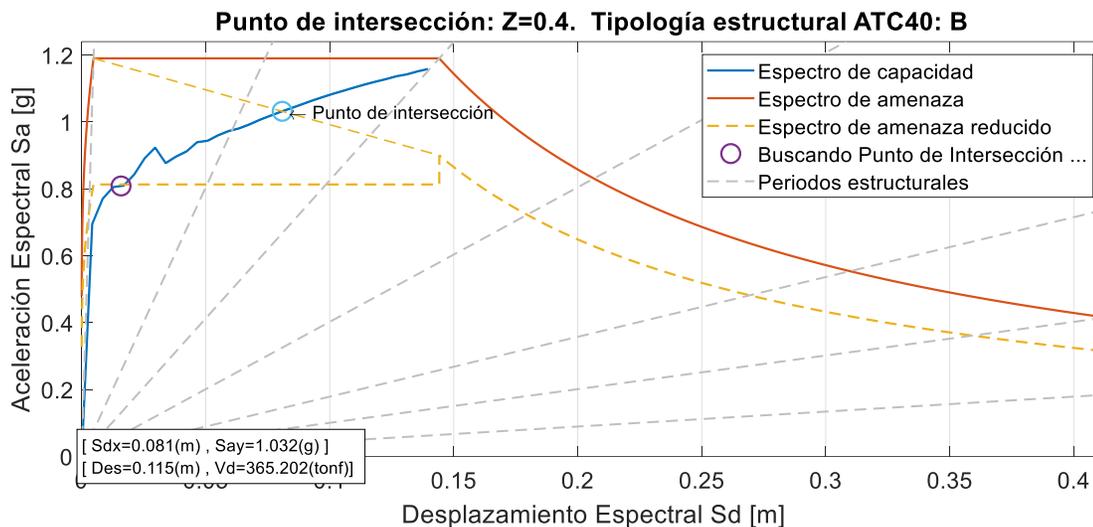
185	0.3290	329.9763	0.0644	415	0.4415	382.2052	0.1411
195	0.3349	333.3442	0.0693	425	0.4456	383.8142	0.1439
205	0.3402	336.0955	0.0742	435	0.4495	385.2623	0.1466
215	0.3451	338.9643	0.0771	445	0.4533	386.6676	0.1492
225	0.3496	341.4773	0.0803	455	0.4569	388.0076	0.1516

De la tabla anterior, se observa en la **Figura 62 (a)** el punto de intersección entre el espectro de capacidad (modelo 203-masas X) transformado a coordenadas ADRS con el espectro de amenaza definido por la **NEC-SE-DS (2015)** para un suelo tipo D con un PGA de 0.4g.

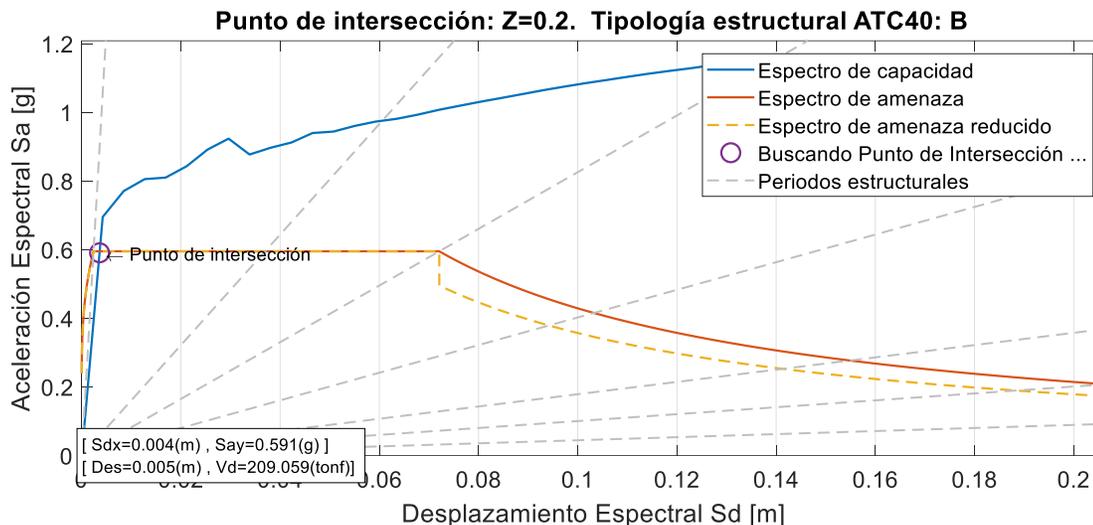
En la **Figura 62 (b)** se presentan los resultados de la transformación del espectro de capacidad a coordenadas ADRS y un espectro de amenaza para un suelo tipo D con un PGA de 0.2g, en el DMQ.

### Figura 62

*Puntos de intersección espectro de capacidad y espectro de amenaza.*



Punto de intersección espectro de capacidad (modelo 203-masas X) y espectro de amenaza (Z=0.4, Suelo tipo D)



Punto de intersección espectro de capacidad (modelo 203-masas Y) y espectro de amenaza (Z=0.2, Suelo tipo D)

El método indica que se debe encontrar el punto de intersección entre estos espectros y para bajas intensidades sísmicas, como en la **Figura 62 (b)**, este punto puede ser determinado gráficamente, pero para intensidades altas, como en la **Figura 62 (a)**, la intersección directa de estos gráficos muestra una estructura sin ductilidad por desplazamiento.

Tomar este punto de intersección como punto de demanda, indicaría que las edificaciones contenidas en este grupo tipológico poseen altos índices de daño, lo cual es equívoco si se realiza un contraste con la realidad visible de estas estructuras en el DMQ. Esta razón fue la que permite utilizar el siguiente proceso de determinación del punto de demanda para intensidades altas:

- a) Definir el punto de intersección entre la directriz del periodo fundamental con el espectro de amenaza en coordenadas ADRS, por lo general, para esta tipología, el periodo será cercano a  $T_c$  debido a la baja altura de la estructura.

- b) Unir el punto ubicado en a) con el punto más alto del espectro de amenaza reducido.
- c) La intersección de la línea definida por la unión del punto a) con b) con la curva de capacidad, será definido como punto de demanda.

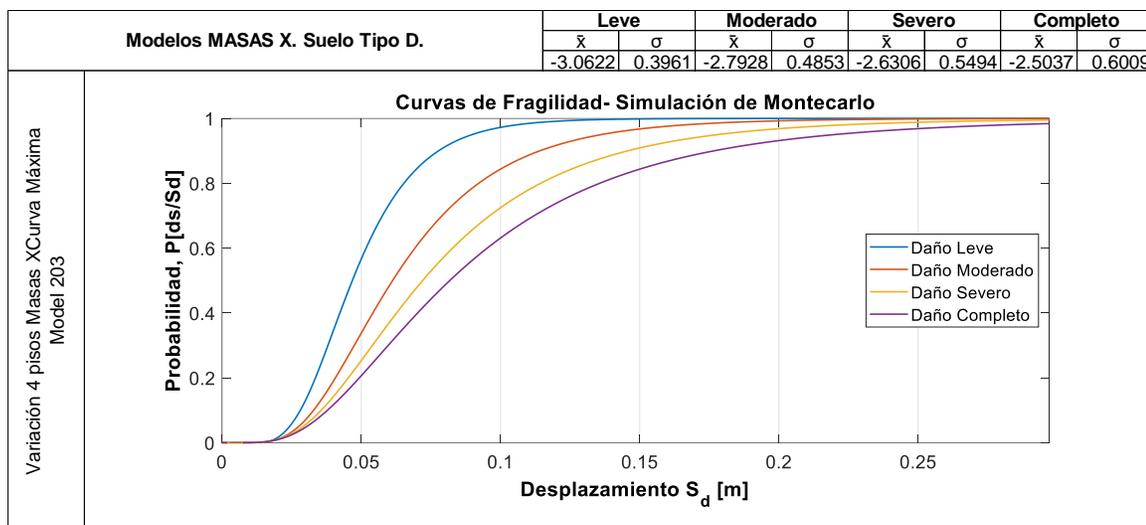
### **Curvas de fragilidad**

Con la base de datos obtenida a partir de los múltiples puntos de intersección entre los espectros de demanda y el espectro de amenaza, se realizan al menos mil simulaciones, con las consideraciones del algoritmo de simulación de Monte Carlo con el fin de generar un comportamiento probabilista para alcanzar los umbrales de daño establecidas. Los resultados de estas simulaciones son presentados mediante curvas de fragilidad que describen el comportamiento de la edificación analizada.

Dado que se seleccionaron tres curvas características para cada uno de los análisis para cada variante de número de pisos, se maneja un total de treinta y seis curvas de fragilidad para una tipología de suelo, es decir, existe un total de setenta y dos modelos de curvas de fragilidad para la tipología 4. Estas curvas serán descritas gráficamente y también con los parámetros de la media ( $\bar{x}$ ) y desviación estándar ( $\sigma$ ) que define una curva bajo el comportamiento log-normal, como indica la **Figura 63**. Todas las curvas de fragilidad de presentan en la sección Apéndices.

**Figura 63**

*Curvas de fragilidad. Modelo 203-Masas X. Suelo tipo D*



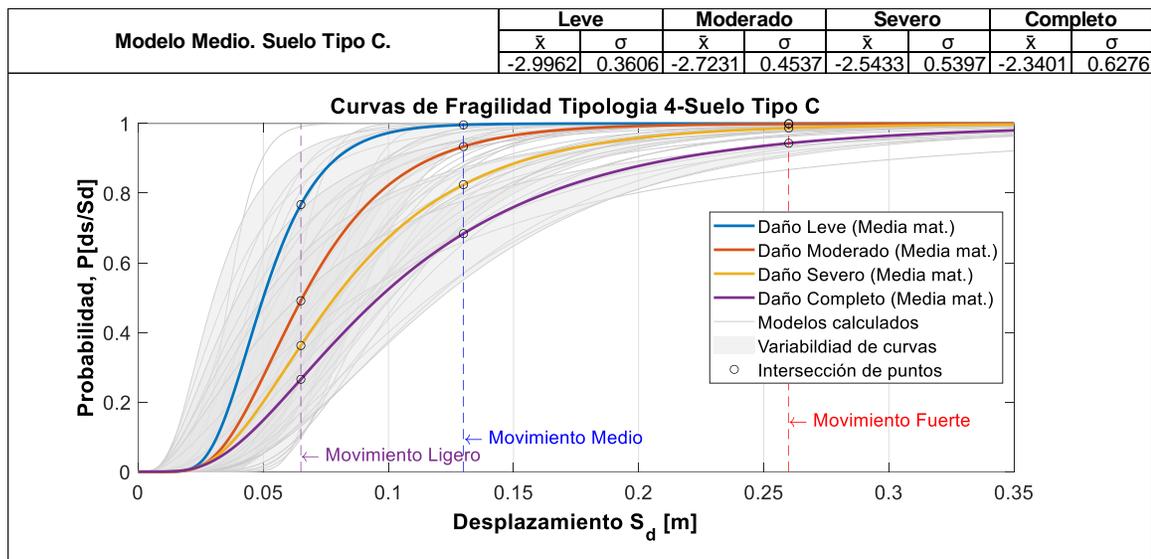
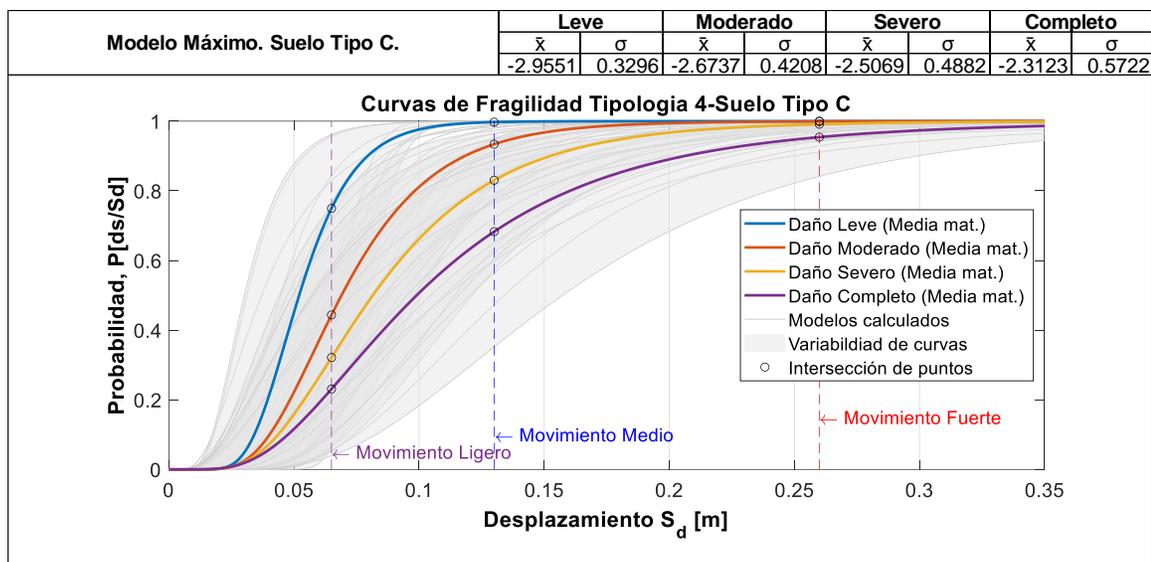
#### **Fragilidad de Tipología 4**

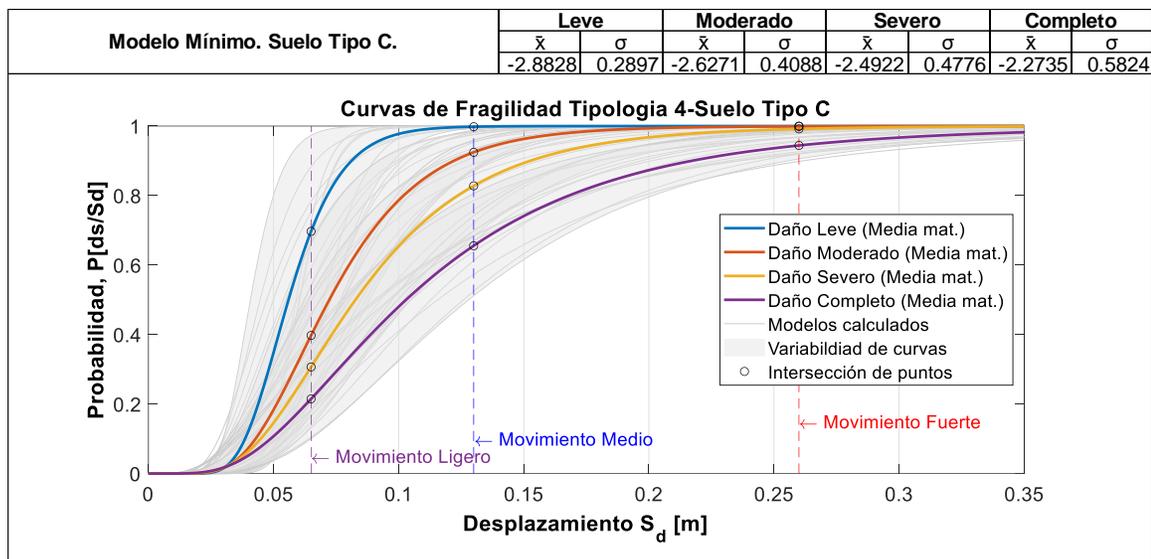
La definición de las curvas de fragilidad para esta tipología fue dada por la media matemática de los resultados de las curvas de fragilidad de los modelos analizados, además se incluyó un intervalo de  $\pm 0.5$  desviación estándar, con el fin de caracterizar de forma probabilista cuando se alcancen o igualen los límites de daño.

Para este proceso se realizó una caracterización de las curvas de fragilidad para identificar las máximas y mínimas, en este espacio se generó una cantidad de muestras que cumplan con estos límites para formar así un espacio probabilista de igualar o exceder una determinada magnitud de desplazamiento espectral, estos resultados se muestran en la **Figura 64**.

Figura 64

Curvas de fragilidad para tipología 4. Tipo de suelo C

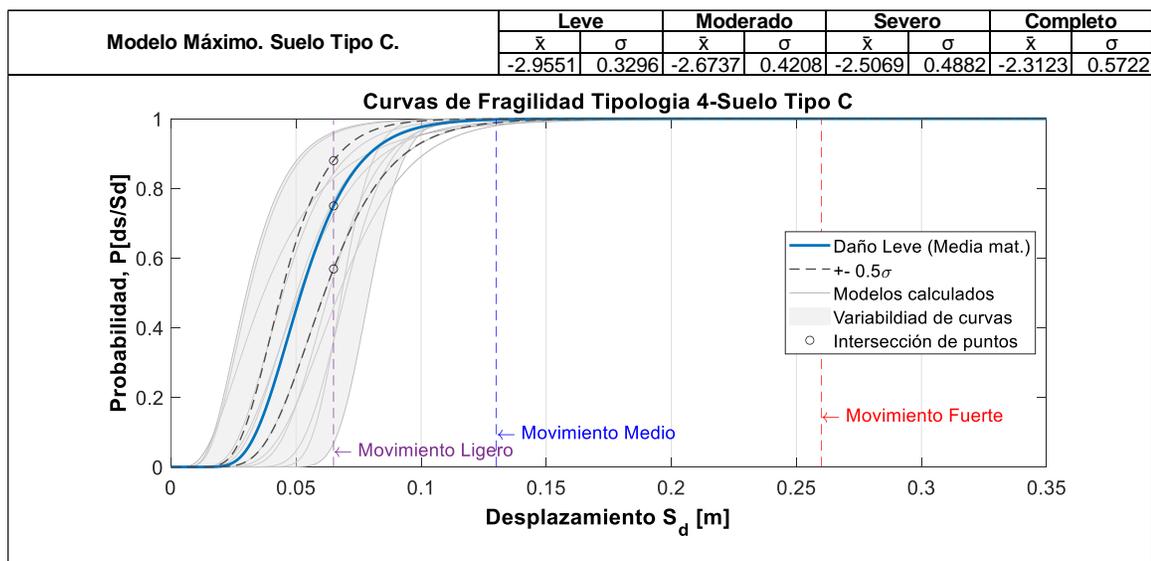


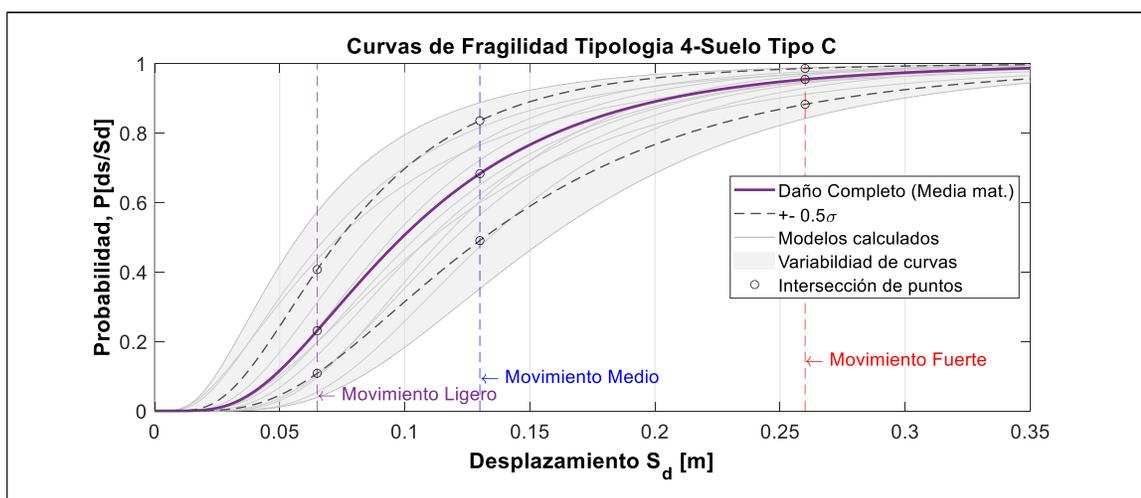
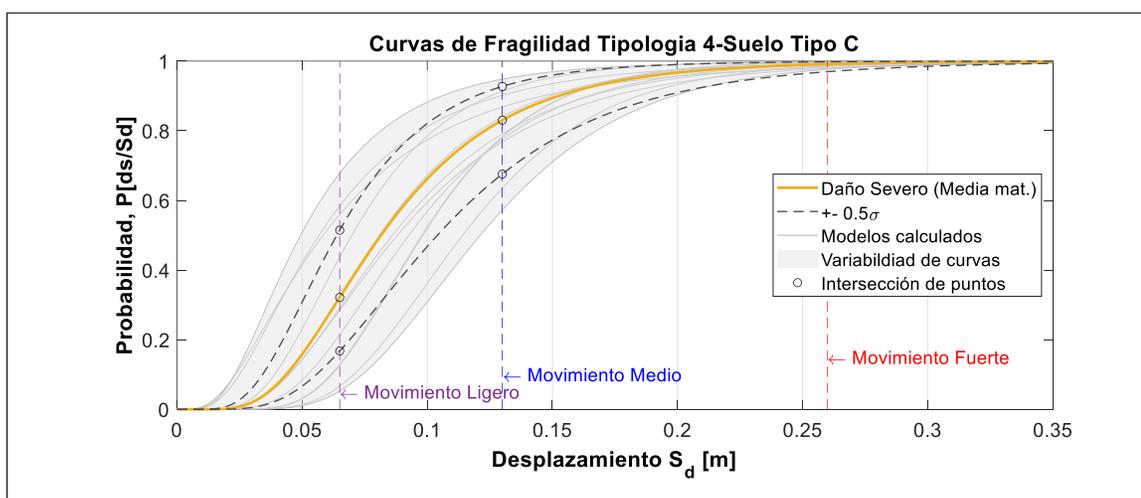
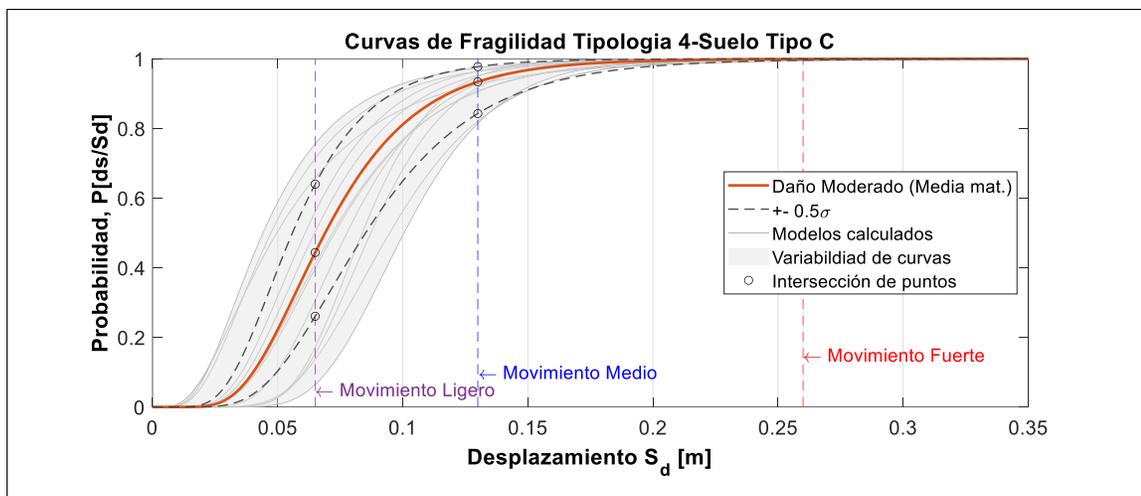


En la **Figura 65** se muestran las gráficas para las curvas de capacidad máximas separados por los diferentes umbrales de daño que definen el comportamiento de la tipología analizada bajo los efectos de los suelos Tipo C según la [NEC-SE-DS \(2015\)](#), estas también fueron expresadas en términos de la media ( $\bar{x}$ ) y desviación estándar ( $\sigma$ ). Las demás curvas se presentan en la sección Apéndices.

**Figura 65**

*Curvas de fragilidad tipología 4 Umbrales de daño. Modelo Máximo. Suelo tipo C.*

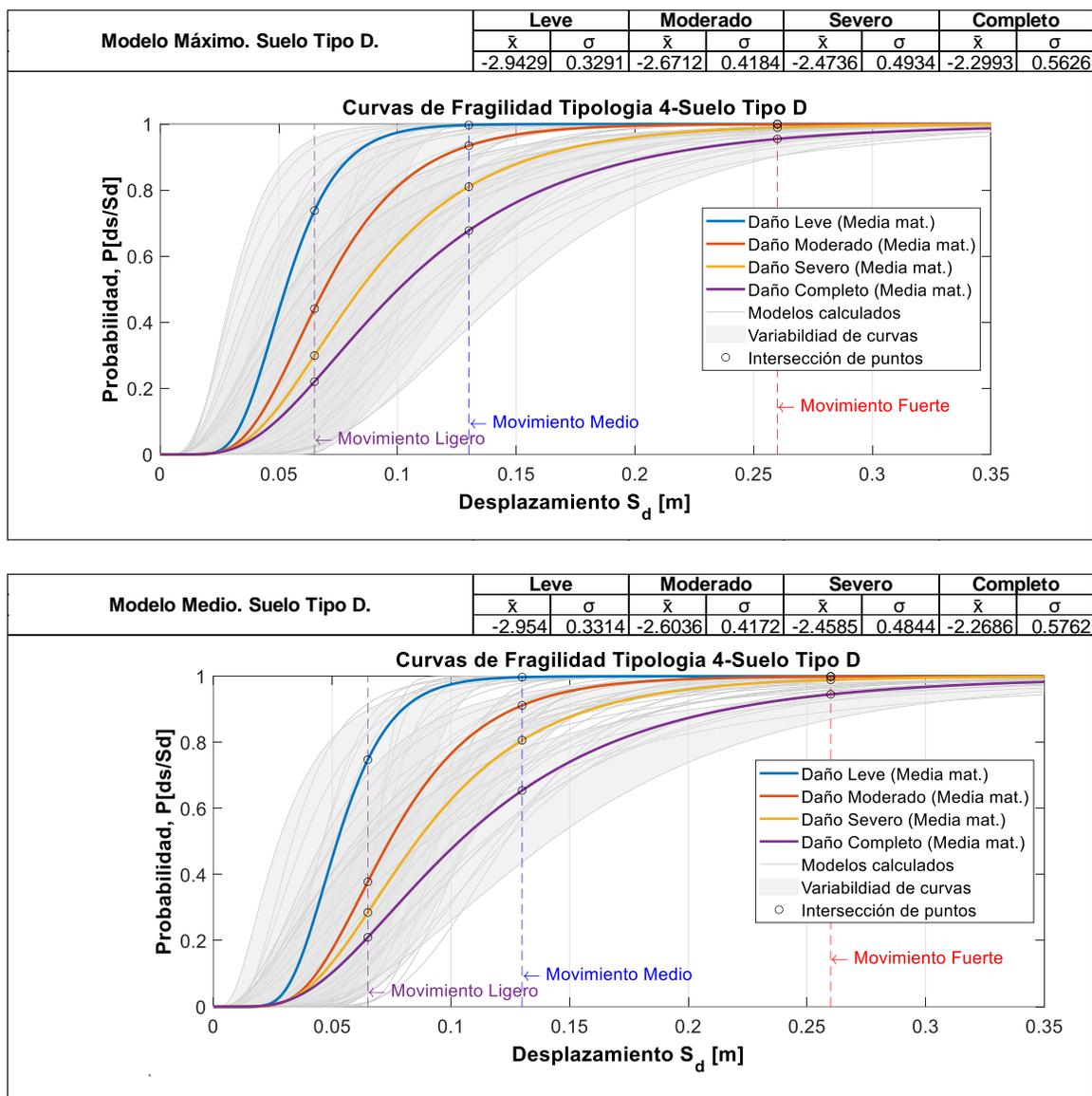


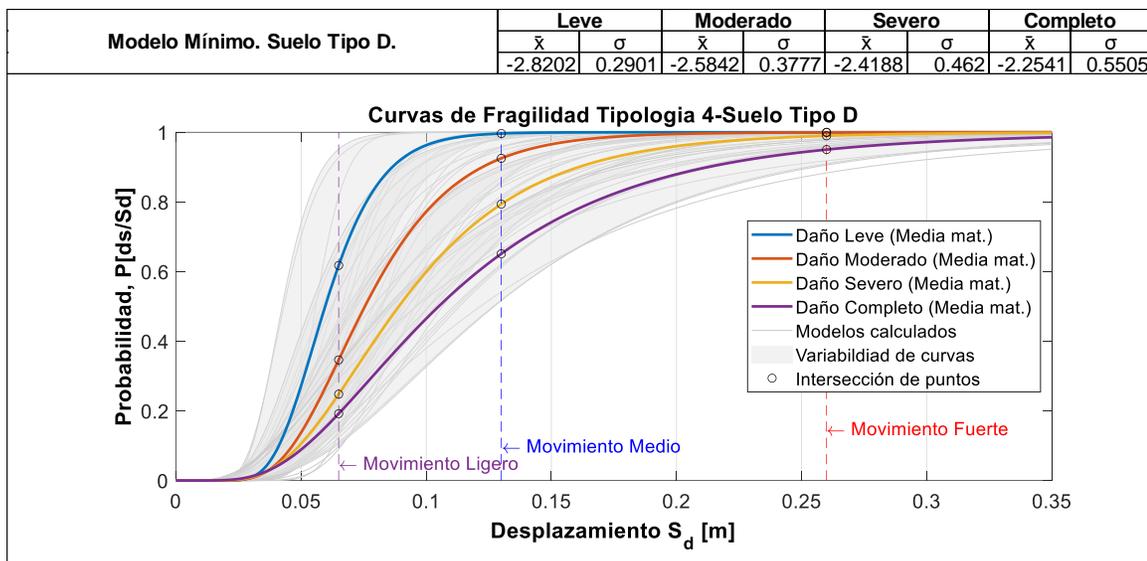


Se realizó el mismo procedimiento de caracterización de las curvas de fragilidad para el suelo tipo D, se generó una cantidad de muestras que cumplan con los límites máximos y mínimos para formar un espacio probabilista de igualar o exceder una determinada magnitud de desplazamiento, estos resultados se muestran en la **Figura 66**.

**Figura 66**

*Curvas de fragilidad para tipología 4. Tipo de suelo D.*

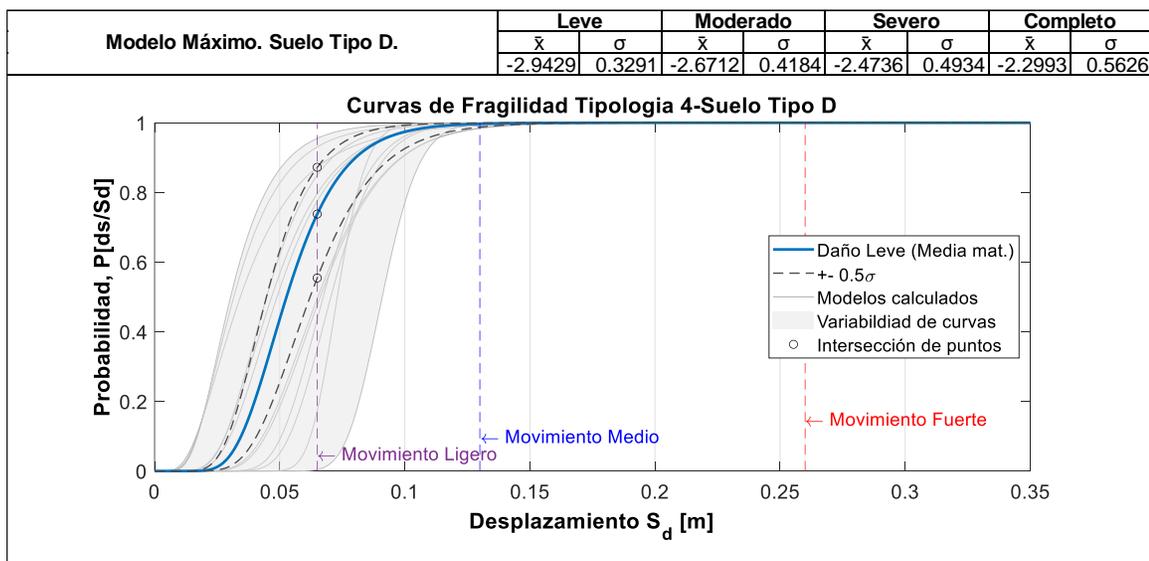


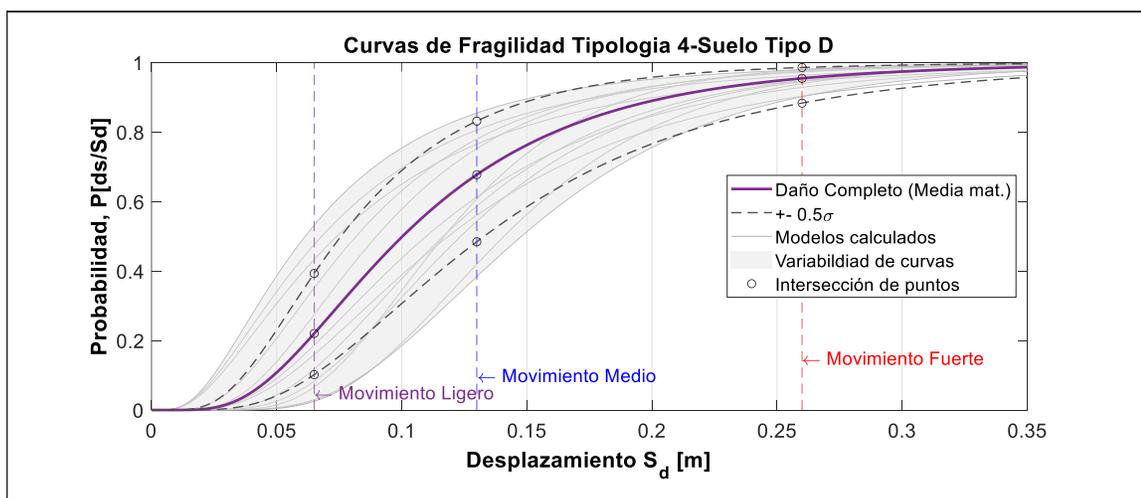
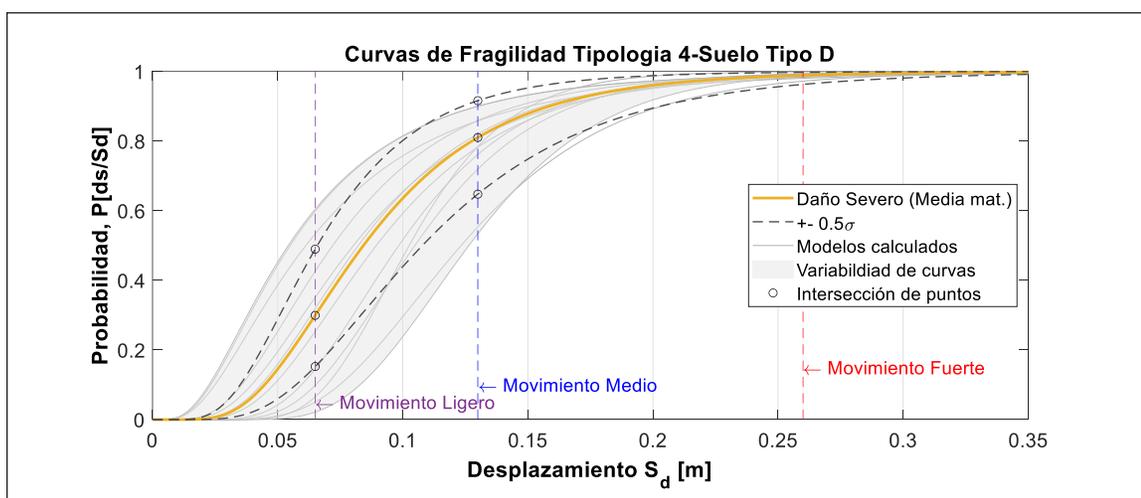
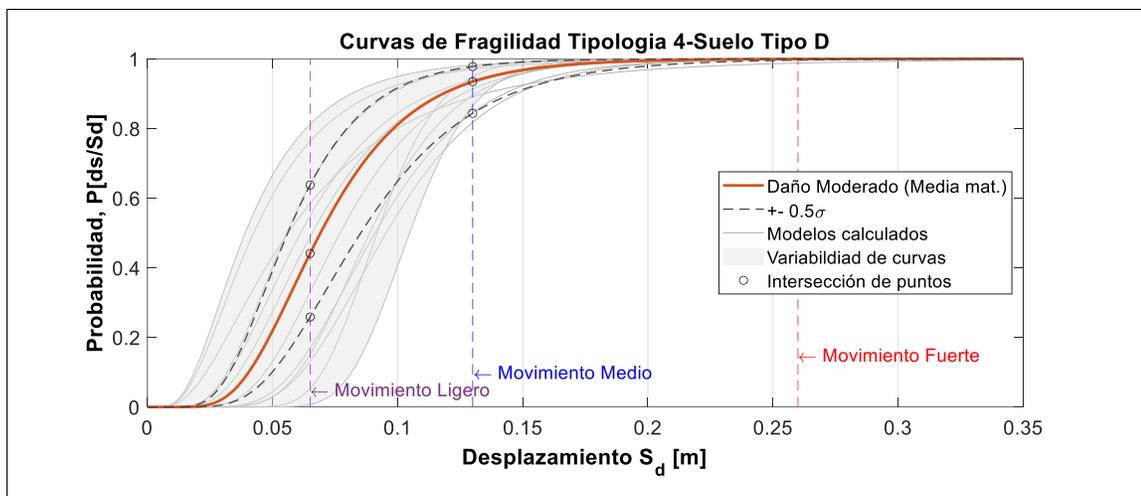


La **Figura 67** muestra las curvas de fragilidad para las curvas máximas para la tipología 4 separados por los diferentes umbrales de daño y un suelo Tipo D según la clasificación de la [NEC-SE-DS \(2015\)](#), de igual forma, se las expresó en términos de la media ( $\bar{x}$ ) y desviación estándar ( $\sigma$ ). Los demás resultados se presentan en la sección Apéndices.

**Figura 67**

*Curvas de fragilidad para tipología 4. Tipo de suelo D*



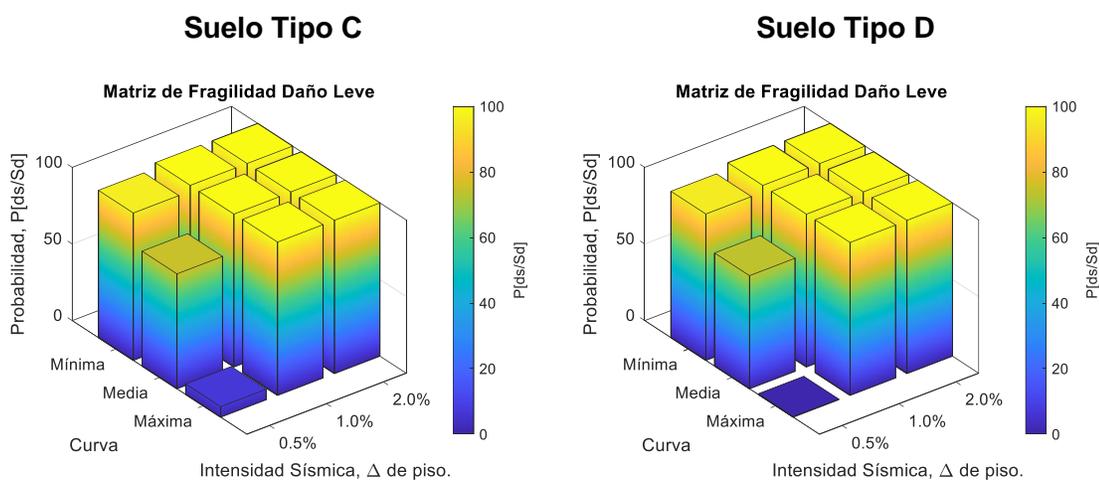


## Matrices de probabilidad de daño

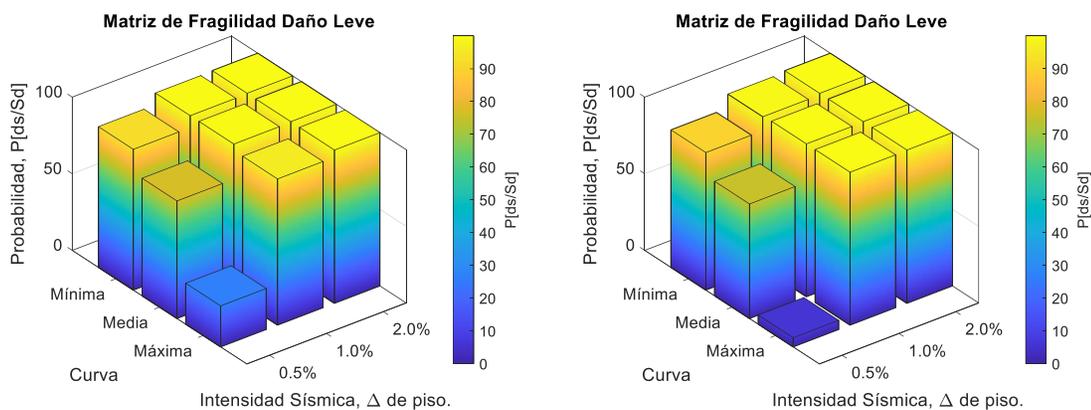
Los resultados de las matrices de probabilidades de daño, para las curvas máximas, medias y mínimas de fragilidad, considerando el umbral de **Daño Leve**, en suelo tipo C & D para las envolventes de capacidad máximas, medias y mínimas, se muestran en la **Figura 68**.

**Figura 68**

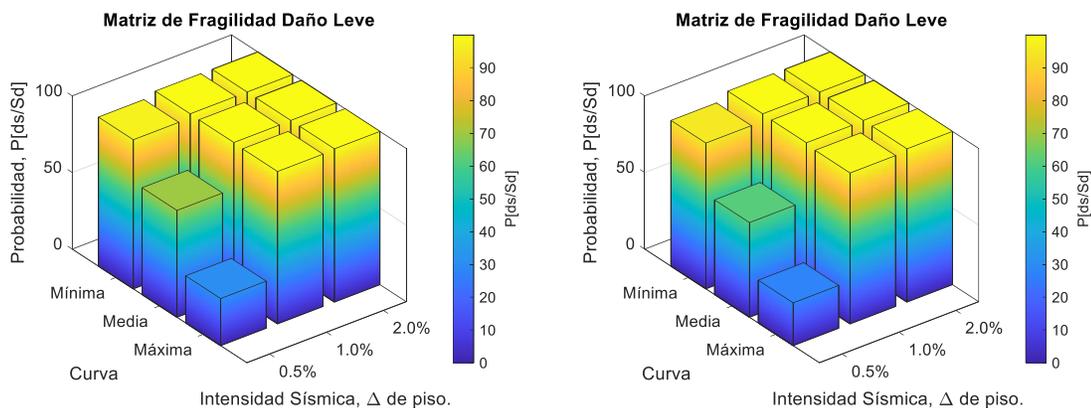
*Matrices de probabilidad de daño Leve. Suelo Tipo C & D*



a) Envoltente de capacidad Máxima



b) Envoltente de capacidad Media



### c) Envoltente de capacidad Mínima

En la **Tabla 11** se pueden observar los datos tabulados mostrados en la **Figura 68**, divididos por tipo de envoltente y clasificadas para las curvas máximas, medias y mínimas de fragilidad con los datos para las intensidades sísmicas que producen derivas de 0.5%, 1.0% y 2.0% de deriva.

**Tabla 11**

*Probabilidades de igualar o superar umbral de daño leve. Suelo Tipo C & D.*

<b>Envoltente Máxima. Daño Leve.</b>							
		<b>Suelo tipo C</b>			<b>Suelo tipo D</b>		
$\Delta$ de piso		0.5%	1.0%	2.0%	0.5%	1.0%	2.0%
<b>Curva</b>	<b>Máxima</b>	7%	100%	100%	0%	100%	100%
	<b>Media</b>	75%	100%	100%	74%	100%	100%
	<b>Mínima</b>	96%	100%	100%	95%	100%	100%
<b>Envoltente Media. Daño Leve.</b>							
		<b>Suelo tipo C</b>			<b>Suelo tipo D</b>		
$\Delta$ de piso		0.5%	1.0%	2.0%	0.5%	1.0%	2.0%
<b>Curva</b>	<b>Máxima</b>	27%	95%	100%	6%	100%	100%
	<b>Media</b>	77%	100%	100%	75%	100%	100%
	<b>Mínima</b>	92%	100%	100%	90%	99%	100%

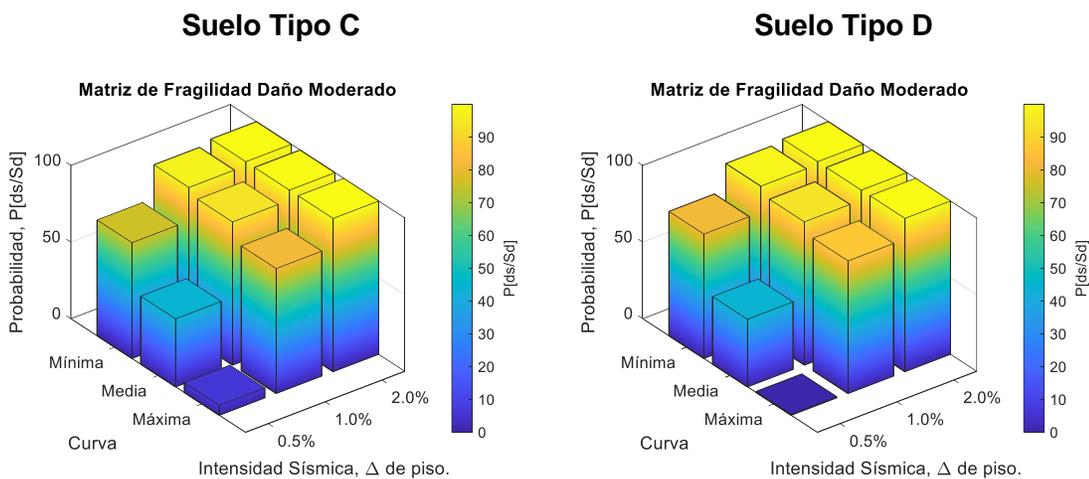
### Envolvente Mínima. Daño Leve.

		Suelo tipo C			Suelo tipo D		
$\Delta$ de piso		0.5%	1.0%	2.0%	0.5%	1.0%	2.0%
Curva	Máxima	31%	99%	100%	28%	98%	100%
	Media	70%	100%	100%	62%	100%	100%
	Mínima	97%	100%	100%	95%	100%	100%

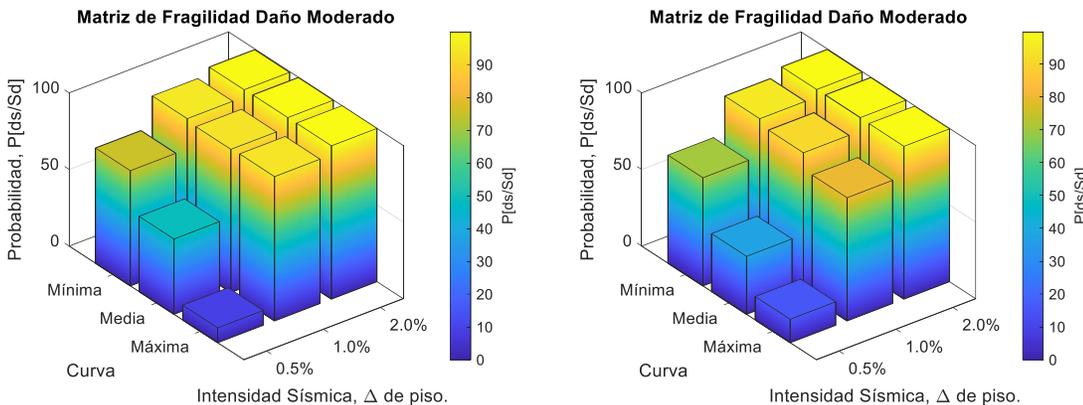
Se presentan las matrices de probabilidades de daño en la **Figura 69**, para las curvas máximas, medias y mínimas de fragilidad, considerando el umbral de **Daño Moderado**, en suelo tipo C & D y para las envolventes de capacidad máximas, medias y mínimas.

**Figura 69**

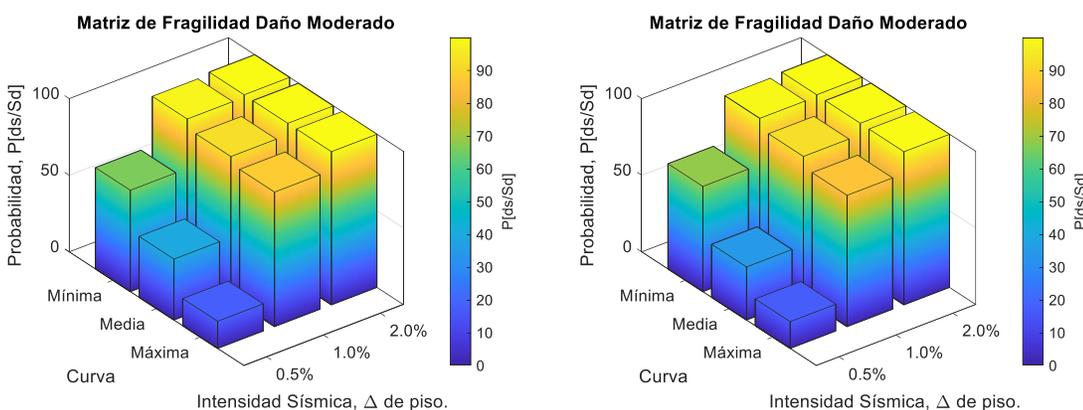
*Matrices de probabilidad de daño Moderado. Suelo Tipo C & D*



a) Envoltente de capacidad Máxima



b) Envoltente de capacidad Media



c) Envoltente de capacidad Mínima

De igual forma, en la **Tabla 12** se pueden observar los datos tabulados mostrados en la **Figura 69**, divididos por tipo de envoltente y clasificadas para las curvas máximas, medias y mínimas de fragilidad con los datos para las intensidades sísmicas que producen derivas de 0.5%, 1.0% y 2.0% de deriva.

**Tabla 12**

*Probabilidades de igualar o superar umbral de daño moderado. Suelo Tipo C & D.*

<b>Envoltente Máxima. Daño Moderado.</b>							
		<b>Suelo tipo C</b>			<b>Suelo tipo D</b>		
<b>Δ de piso</b>		<b>0.5%</b>	<b>1.0%</b>	<b>2.0%</b>	<b>0.5%</b>	<b>1.0%</b>	<b>2.0%</b>
<b>Curv</b>	<b>Máxima</b>	6%	81%	100%	1%	86%	100%

<b>Media</b>	44%	93%	100%	44%	93%	100%
<b>Mínima</b>	76%	97%	100%	81%	98%	100%

**Envolvente Media. Daño Moderado.**

		<b>Suelo tipo C</b>			<b>Suelo tipo D</b>		
<b>Curva</b>	<b>Δ de piso</b>	<b>0.5%</b>	<b>1.0%</b>	<b>2.0%</b>	<b>0.5%</b>	<b>1.0%</b>	<b>2.0%</b>
	<b>Máxima</b>	10%	94%	100%	15%	80%	100%
	<b>Media</b>	49%	93%	100%	38%	91%	100%
	<b>Mínima</b>	75%	95%	100%	71%	95%	100%

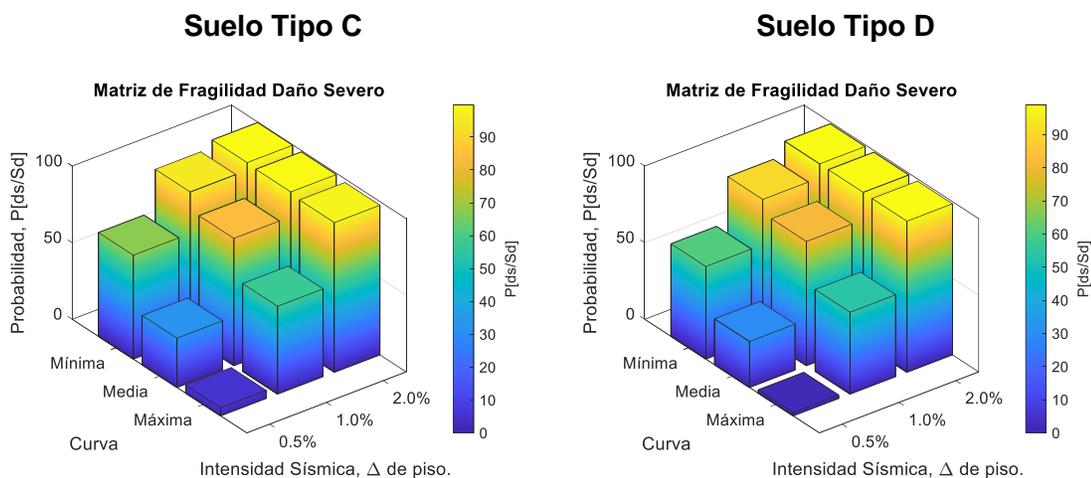
**Envolvente Mínima. Daño Moderado.**

		<b>Suelo tipo C</b>			<b>Suelo tipo D</b>		
<b>Curva</b>	<b>Δ de piso</b>	<b>0.5%</b>	<b>1.0%</b>	<b>2.0%</b>	<b>0.5%</b>	<b>1.0%</b>	<b>2.0%</b>
	<b>Máxima</b>	18%	88%	100%	17%	86%	100%
	<b>Media</b>	40%	92%	100%	35%	93%	100%
	<b>Mínima</b>	66%	98%	100%	69%	99%	100%

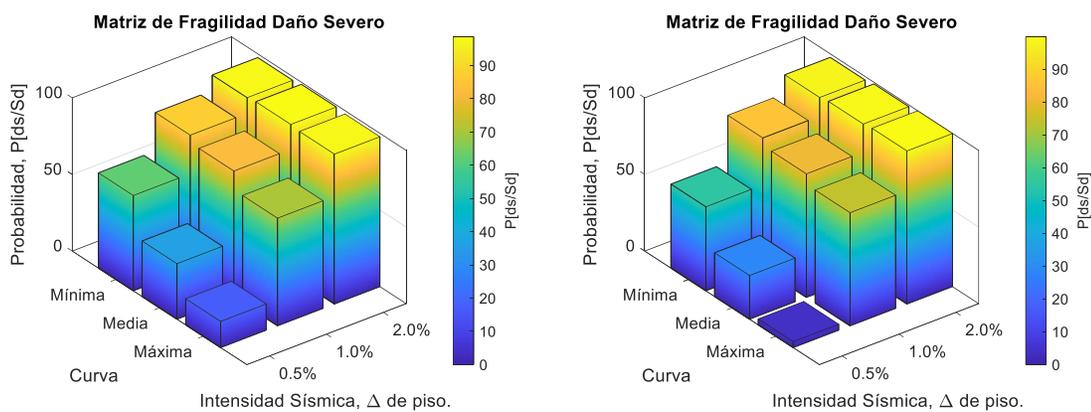
En la **Figura 70** se presentan las matrices de probabilidades de daño para las curvas máximas, medias y mínimas de fragilidad, considerando el umbral de **Daño Severo**, en suelo tipo C & D.

**Figura 70**

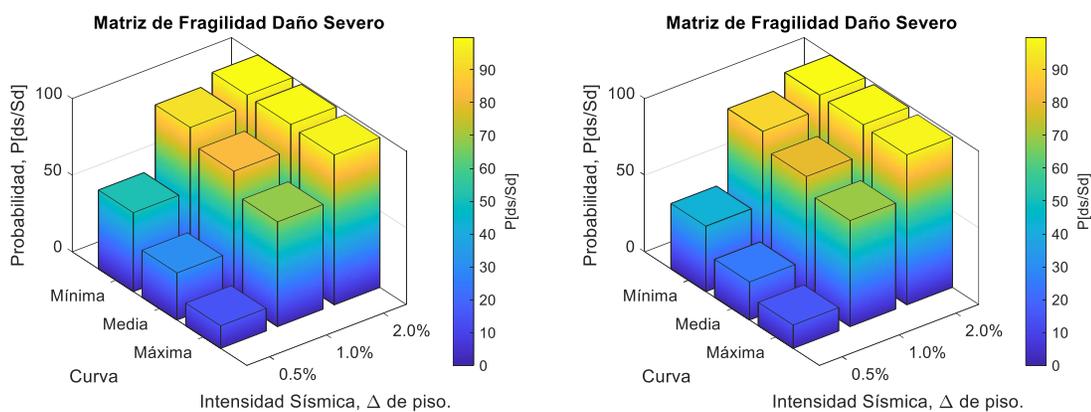
*Matrices de probabilidad de daño Severo. Suelo Tipo C & D*



**a) Envoltente de capacidad Máxima**



**b) Envoltente de capacidad Media**



## c) Envoltente de capacidad Mínima

De la misma manera, en la **Tabla 13** se pueden observar los datos tabulados mostrados en la **Figura 70**, divididos por tipo de envoltente y clasificadas para las curvas máximas, medias y mínimas de fragilidad con los datos para las intensidades sísmicas que producen derivas de 0.5%, 1.0% y 2.0% de deriva.

**Tabla 13**

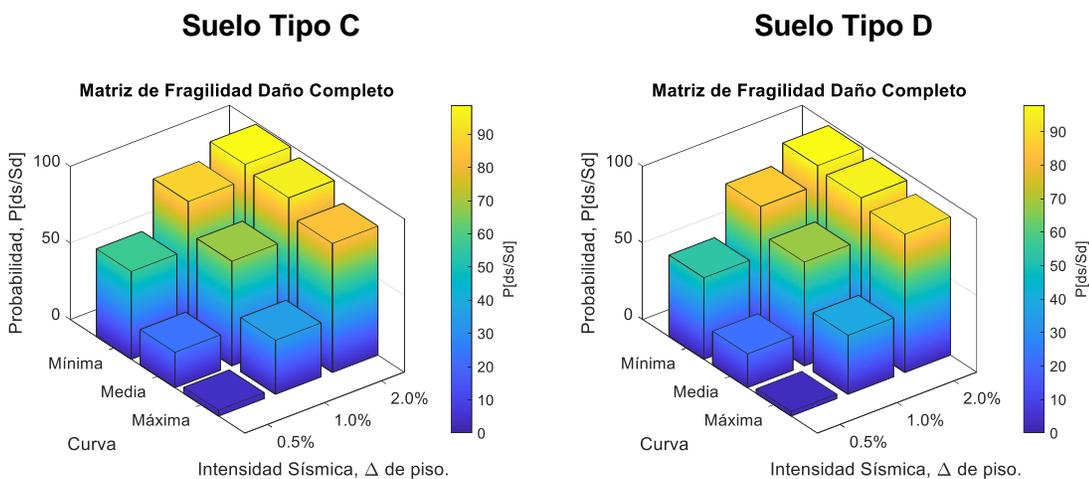
*Probabilidades de igualar o superar umbral de daño severo. Suelo Tipo C & D.*

<b>Envoltente Máxima. Daño Severo.</b>								
		<b>Suelo tipo C</b>			<b>Suelo tipo D</b>			
<b>Curva</b>	<b>Δ de piso</b>	<b>0.5%</b>	<b>1.0%</b>	<b>2.0%</b>	<b>0.5%</b>	<b>1.0%</b>	<b>2.0%</b>	
		<b>Máxima</b>	5%	57%	98%	2%	53%	99%
		<b>Media</b>	32%	83%	99%	30%	81%	99%
		<b>Mínima</b>	68%	95%	100%	60%	90%	99%
<b>Envoltente Media. Daño Severo.</b>								
		<b>Suelo tipo C</b>			<b>Suelo tipo D</b>			
<b>Curva</b>	<b>Δ de piso</b>	<b>0.5%</b>	<b>1.0%</b>	<b>2.0%</b>	<b>0.5%</b>	<b>1.0%</b>	<b>2.0%</b>	
		<b>Máxima</b>	17%	70%	98%	4%	74%	100%
		<b>Media</b>	36%	82%	99%	29%	81%	99%
		<b>Mínima</b>	62%	87%	98%	55%	86%	98%
<b>Envoltente Mínima. Daño Severo.</b>								
		<b>Suelo tipo C</b>			<b>Suelo tipo D</b>			
<b>Curva</b>	<b>Δ de piso</b>	<b>0.5%</b>	<b>1.0%</b>	<b>2.0%</b>	<b>0.5%</b>	<b>1.0%</b>	<b>2.0%</b>	
		<b>Máxima</b>	15%	68%	98%	15%	69%	98%
		<b>Media</b>	31%	83%	99%	25%	79%	99%
		<b>Mínima</b>	51%	93%	100%	43%	90%	100%

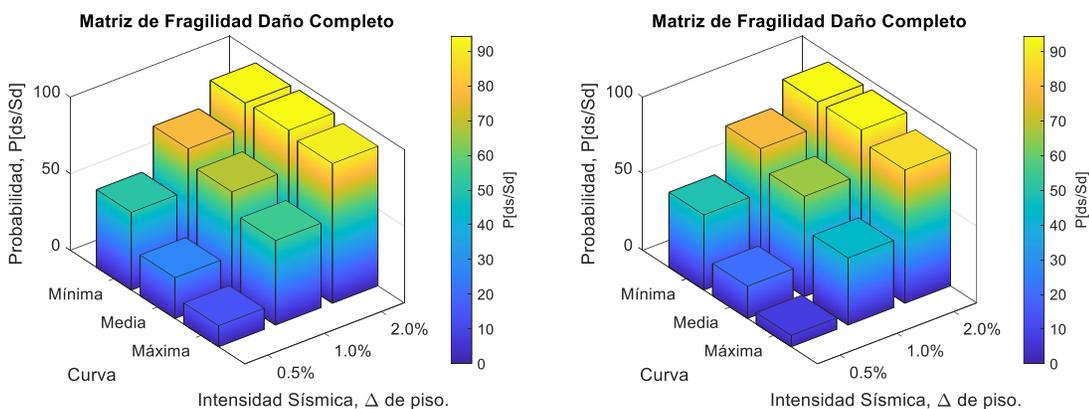
Se presentan las matrices de probabilidades de daño en la **Figura 71**, para las curvas máximas, medias y mínimas de fragilidad, considerando el umbral de **Daño Completo**, en suelo tipo C & D.

**Figura 71**

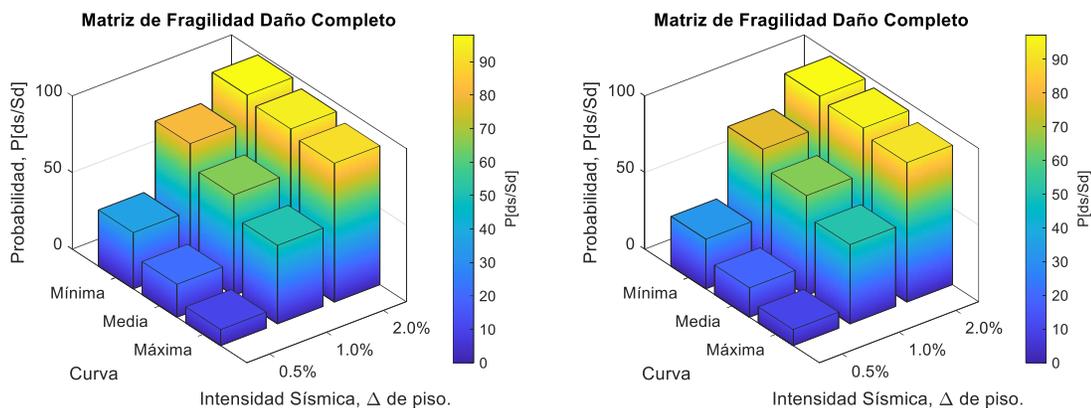
*Matrices de probabilidad de daño Completo. Suelo Tipo C & D*



a) Envoltante de capacidad Máxima



b) Envoltante de capacidad Media



### c) Envoltante de capacidad Mínima

Así mismo, en la **Tabla 14** se pueden observar los datos tabulados mostrados en la **Figura 71**, divididos por tipo de envoltante y clasificadas para las curvas máximas, medias y mínimas de fragilidad con los datos para las intensidades sísmicas que producen derivas de 0.5%, 1.0% y 2.0% de deriva.

**Tabla 14**

*Probabilidades de igualar o superar umbral de daño completo. Suelo Tipo C & D.*

<b>Envoltante Máxima. Daño Completo.</b>							
	<b>Δ de piso</b>	<b>Suelo tipo C</b>			<b>Suelo tipo D</b>		
		<b>0.5%</b>	<b>1.0%</b>	<b>2.0%</b>	<b>0.5%</b>	<b>1.0%</b>	<b>2.0%</b>
<b>Curva</b>	<b>Máxima</b>	4%	35%	84%	3%	38%	90%
	<b>Media</b>	23%	68%	95%	22%	68%	95%
	<b>Mínima</b>	57%	89%	99%	53%	85%	98%
<b>Envoltante Media. Daño Completo.</b>							
	<b>Δ de piso</b>	<b>Suelo tipo C</b>			<b>Suelo tipo D</b>		
		<b>0.5%</b>	<b>1.0%</b>	<b>2.0%</b>	<b>0.5%</b>	<b>1.0%</b>	<b>2.0%</b>
<b>Curva</b>	<b>Máxima</b>	14%	55%	91%	7%	44%	87%
	<b>Media</b>	27%	68%	94%	21%	65%	95%
	<b>Mínima</b>	51%	78%	94%	49%	78%	94%

### Envolvente Mínima. Daño Completo.

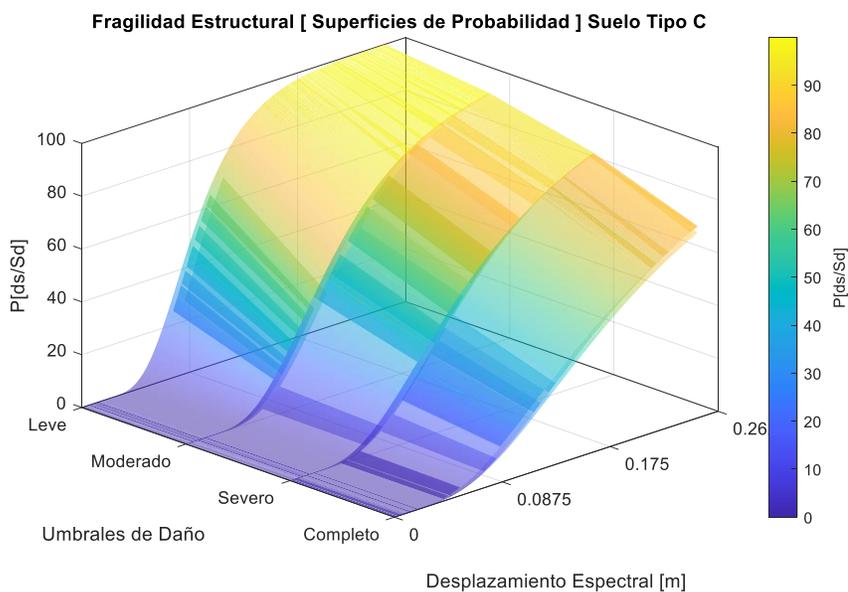
		Suelo tipo C			Suelo tipo D		
$\Delta$ de piso		0.5%	1.0%	2.0%	0.5%	1.0%	2.0%
Curva	Máxima	10%	51%	91%	10%	52%	91%
	Media	21%	66%	94%	19%	65%	95%
	Mínima	37%	81%	98%	32%	77%	97%

### Superficies de probabilidad de daño

Las curvas de fragilidad que caracterizan a la tipología 4 para suelos tipo C, fueron representadas de en forma superficial como indica la **Figura 72**, donde la probabilidad de alcanzar un de umbral de daño, estará dada por cualquier punto que se encuentra en esta superficie.

### Figura 72

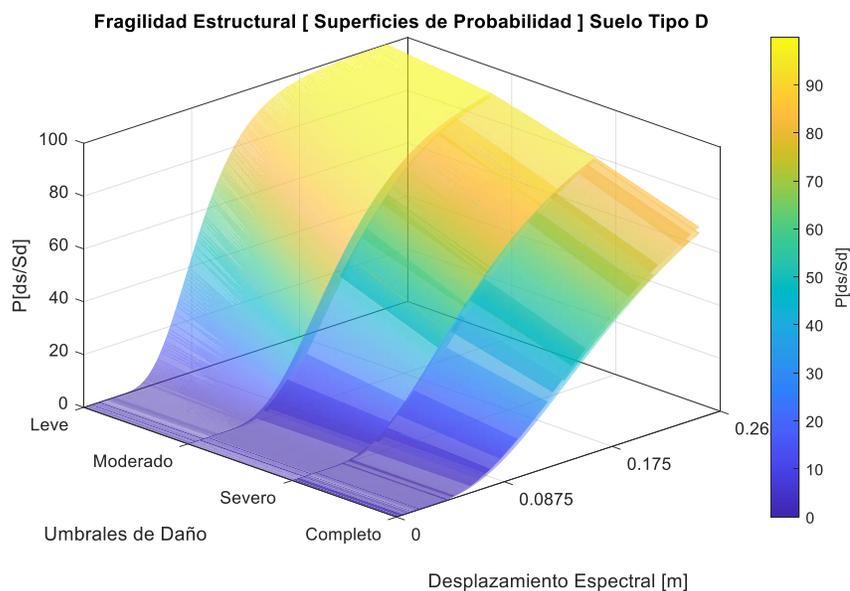
*Superficies de fragilidad para la tipología 4. Suelo Tipo C.*



Se realizó el mismo procedimiento para las curvas de fragilidad en suelo tipo D y los resultados se muestran en la **Figura 73**.

### Figura 73

*Superficies de fragilidad para la tipología 4. Suelo Tipo D.*



### Discusión de Resultados

A partir de la información medida mediante ensayos de vibraciones ambientales en varias edificaciones del DMQ por [Perrault et al., \(2020\)](#), se puede evidenciar en la **Figura 51** que las permutaciones de la tipología planteadas en este trabajo de investigación tienen una alta confiabilidad en cuanto a periodos elásticos, lo que significa que las consideraciones de masas y rigidez de los modelos son bastante apegadas al contexto estructural de la ciudad.

Estos modelos muestran un comportamiento predominante torsional debido a la irregularidad de distribución de mamposterías en planta y altura, esto se logró representar de forma adecuada en el análisis estático no lineal con las consideraciones de la forma de distribución de fuerzas obtenidas a partir de los dos primeros modos de vibración y la distribución proporcional a las masas asignadas a los nudos.

Bajo los criterios de filtrado de curvas de capacidad, se pudo obtener una muestra estable sin decaimientos de capacidad no deseados, mismos que distorsionan la

respuesta en términos de vulnerabilidad. De esta forma se escogieron los escenarios máximo, medio y mínimo, considerando las distintas formas de respuesta estructural de la tipología analizada. Este proceso permite obtener un rango de respuesta estructural, donde la tipología en análisis se encontrará dentro de esta, permitiendo así, obtener respuestas de vulnerabilidad en términos probabilistas.

La selección del punto de fluencia global estructural puede ser obtenido bajo la metodología de compensación de áreas de [Freeman \(1975\)](#), pero este método no fue aplicable a las curvas de capacidad de esta investigación, debido a las caídas de capacidad producto de la distribución de las mamposterías. Por esta razón, se evaluó las curvas de capacidad punto a punto, de esta forma se estableció el inicio del proceso de fluencia en los elementos estructurales para representar este punto en la curva de capacidad. Los puntos notables fueron evaluados al momento de presentarse rótulas plásticas que alcanzaron las magnitudes de rotaciones previamente calculadas y que definen los niveles de desempeño como Seguridad de Vida y Prevención de Colapso en vigas o columnas. Con esta metodología se definieron los umbrales de daño, mismos que varían con los utilizados en la investigación de [Celi & Pantoja, \(2017\)](#) y otras investigaciones.

Cabe indicar que, aunque se definió el punto teórico de colapso, las curvas de capacidad representadas no terminan en ese punto, esto fue debido a un proceso matemático de cálculo y de convergencia, pero que sirve para la base de datos de puntos de intersección entre espectros de demanda y amenaza. La definición del punto último de la curva de capacidad para la determinación de los umbrales de daño fue calculada directamente de las curvas obtenidas.

Al momento de encontrar el punto de intersección entre los espectros de demanda y de amenaza, fue necesario considerar el efecto del método definido por  $t$  para intensidades altas con una estructura de mediano desempeño. Este efecto indicaría que

las edificaciones analizadas dentro del alcance de esta investigación no tienen ductilidad para bajos desplazamientos, este fenómeno no se ha evidenciado en la realidad de las estructuras implantadas en el DMQ, por lo que fue necesario considerar un comportamiento diferente ante altas intensidades en el análisis ejecutado. Con el proceso analítico realizado y descrito en el anterior capítulo, se ha encontrado puntos de demanda coherentes con las edificaciones y que permitieron encontrar curvas de fragilidad aptas para la descripción probabilista de alcanzar umbrales de daño previamente establecidos.

El método utilizado permitió definir los umbrales de daño que delimitan el comportamiento de las curvas de fragilidad con base en los desplazamientos de control y el desplazamiento teórico último de la edificación, por lo que fue importante tener en cuenta el rango de variación de estos con el fin de obtener curvas de fragilidad apegadas a la realidad. Estos umbrales permiten definir las curvas de fragilidad, ya que todos los datos contenidos bajo este límite son la base para el modelo de algoritmo de simulación de Monte Carlo, por este motivo fueron definidos con base en las propiedades intrínsecas de las curvas y no se utilizaron límites prestablecidos por publicaciones previas.

Las curvas de fragilidad obtenidas en los suelos tipificados como C y D difieren en sus magnitudes de probabilidad de alcanzar determinados desplazamientos espectrales, por lo que fue necesario escoger las curvas representativas para la tipología en análisis con las consideraciones de los umbrales de daño y los controles adicionales que se encuentran en términos de derivas de la edificación.

Se generó un espacio probabilista entre la curva máxima y mínima de fragilidad, definida por los modelos explícitos, esto permitió obtener un espacio probabilista donde la curva de fragilidad final está dada por la media de este espacio, es decir que se puede definir el comportamiento de la edificación mediante un valor de media, un valor de desviación estándar y un intervalo expresado como un  $\pm$  desviación estándar, aportando un valor de confiabilidad dado por la función de distribución normal.

Un valor de 0.5 desviación estándar fue escogido, con lo que la función de distribución normal considera se trabajó en el percentil 60 con un valor de confiabilidad del 65%, así se logró obtener valores de rangos razonablemente coherentes de igualar o superar los valores definidos por las curvas de fragilidad para diferentes umbrales de daño.

Los resultados de las matrices de fragilidad mostraron que para derivas de control del 2%, la tipología 4 presenta probabilidades predominantes del 95% de igualar o exceder el límite de daño completo y que para el punto de intersección entre el espectro de capacidad y el de amenaza para un periodo de retorno de 475 años, la vulnerabilidad sísmica se encuentra de forma predominante en los estados de daño de moderado y severo. Estas altas probabilidades de exceder estos límites de daño, exigen acciones inmediatas de reforzamiento estructural pre-evento, reduciendo de esta forma la vulnerabilidad a índices aceptables de daño.

## Conclusiones

- Las permutaciones de la tipología 4 realizadas permitieron disminuir en gran medida la incertidumbre existente en cuanto a materiales, geometría y topología estructural. Este método no reemplaza la toma de muestras directas en obra para caracterizar propiedades de materiales y medidas de geometría de elementos estructurales.
- Los modelos realizados fueron validados a nivel de masas y rigidez mediante la comprobación de los periodos elásticos y su rango de variabilidad en el DMQ definido por los intervalos de 0.15 a 0.35 segundos, por lo que el modelo adoptado de mampostería genera resultados estables y adecuados en cuanto a comportamiento modal de las edificaciones analizadas.
- No se buscó determinar los modos de falla de la tipología sino el comportamiento global estructural con el fin de utilizar esta información en los cálculos de riesgo en el proyecto TREQ con base en las curvas de fragilidad que se generaron, por lo que no fue objetivo realizar un análisis dinámico incremental dado que no se buscó calcular fragilidad a través de desempeño, sino con umbrales de daño preestablecidos.
- Se presentó un proceso de filtrado de curvas de capacidad, el cual es aplicable a la tipología que contiene marcos de relleno frágiles y que muestran cambios en el comportamiento estructural comparado con una edificación que solo considera pórticos de hormigón armado.
- Las metodologías de compensación de energía bajo el supuesto de igualación de áreas que permiten bilinealizar las curvas de capacidad no

fueron aplicables a las curvas obtenidas en este estudio, debido a la presencia de los decaimientos de capacidad producto de la consideración de que los marcos de relleno alcanzaron sus límites de deformación o capacidad y ya no aportaron a la rigidez global estructural.

- Debido a la alta sensibilidad de la función de distribución que resulta del método presentado al punto teórico de colapso en las curvas de capacidad, este debe ser definido mediante un análisis controlado por fragilidad local dentro del análisis estático no lineal.
- El método aplicado para encontrar el punto de intersección entre el espectro de capacidad y el espectro de capacidad requiere la revisión de los resultados punto a punto, ya que la definición del método basado en un pobre comportamiento estructural puede concluir en una ductilidad por desplazamientos excesivamente baja, lo cual difiere de la realidad de las edificaciones existentes.
- A pesar de minimizar la aleatoriedad de las propiedades de materiales, geometría de secciones y topología estructural con la creación de decenas de modelos estructurales, el método presenta incertidumbres significativas debido a la naturaleza de las variables.
- Los umbrales de daño que se utilicen para la definición de las curvas de fragilidad deben ser calculados a partir de las propiedades intrínsecas de la tipología estructural analizada y no deben ser generalizados a partir de otros estudios.
- Aunque se haya utilizado un enfoque probabilista y una disminución de la incertidumbre por la alta cantidad de modelos matemáticos creados, la

naturaleza del problema global es altamente no lineal, por lo que no es posible garantizar un nivel alto de confianza de la respuesta obtenida.

- Debido a la aleatoriedad de la tipología analizada, las curvas de fragilidad representadas por las curvas máximas, medias y mínimas para un mismo umbral de daño, representan un concepto probabilista adecuado para describir la posibilidad de igualar o exceder un límite definido el umbral de daño considerado.
- La ilustración de la fragilidad estructural mediante superficies permite representar el concepto probabilista de la excedencia de una determinada magnitud espectral de respuesta, donde en un punto de esta, se encontrará la estructura en análisis.
- El valor asignado de 0.5 desviación estándar, fue suficiente para representar de forma razonablemente coherente los rangos de ocurrencia de igualación o superación de los umbrales de daño definidos por las curvas de fragilidad, este valor supone un valor de confiabilidad del 65% contenido en el percentil 60.
- Los resultados mostraron que para derivas globales del 0.5% de la altura de la edificación, la tipología analizada presentó probabilidades entre el 62% y el 75% de igualar o exceder el límite de daño leve, entre el 35% y el 44% de igualar o exceder el límite de daño moderado, entre el 25% y el 36% de igualar o exceder el límite de daño severo y entre el 19% y el 27% de igualar o exceder el límite de daño completo.
- Se observó que para derivas globales 1.0% de la altura de la edificación, la tipología analizada presentó probabilidades predominantes del 100% de igualar o exceder el límite de daño leve, entre el 91% y el 93% de igualar

o exceder el límite de daño moderado, entre el 79% y el 83% de igualar o exceder el límite de daño severo y entre el 65% y el 68% de igualar o exceder el límite de daño completo.

- Las curvas de fragilidad muestran que para un control basado en la deriva máxima permitida por la norma de construcción del 2%, se presentaron probabilidades predominantes del 95% de igualar o exceder el límite de daño completo.
- La vulnerabilidad sísmica determinada a partir de las curvas de fragilidad, para el punto de intersección entre el espectro de capacidad y el de amenaza para un periodo de retorno de 475 años, se concentra de forma predominante en los estados de daño de moderado y severo.
- Los resultados obtenidos por el análisis de fragilidad mostraron que considerar los efectos de torsión en planta, provocado por la distribución irregular de las mamposterías, resulta en mayores probabilidades de exceder límites de daño en comparación a modelos estructurales con distribución regular de mampostería como los analizados en [Celi & Pantoja \(2017\)](#), por lo que la hipótesis planteada se verificó.
- Las altas probabilidades que se encontraron para exceder el límite de daño completo en la tipología analizada concluyen en la afectación de índole económico debido al costo de reposición de las edificaciones, la paralización de actividades en los sectores afectados y la vida social de los damnificados.

## Recomendaciones

- Verificar que los modelos estructurales de edificaciones existentes se encuentren dentro de rangos razonables de comportamiento modal mediante el contraste de periodos de vibración medidos in situ.
- Definir los niveles de desempeño de las edificaciones mediante la verificación del comportamiento de los elementos estructurales y las curvas constitutivas de los materiales que los conforman.
- Definir de forma adecuada el punto teórico de colapso con las consideraciones que refieren al desempeño estructural basado en rotaciones y propiedades de materiales, ya que la sensibilidad de la función de distribución y la desviación estándar de las curvas de fragilidad, al punto teórico de colapso de la curva de estructura, es alta.
- Incorporar mecanismos de disminución de incertidumbre estructural, considerando el comportamiento no lineal de materiales y seguir un enfoque que permita disminuir la incertidumbre a nivel de caracterización de amenaza sísmica.
- Ante las probabilidades altas de exceder desplazamientos espectrales que definen niveles de daño severo en la tipología analizada, es necesario implementar estrategias de mitigación de daño en el DMQ por parte de las autoridades municipales, como por ejemplo reforzamientos estructurales pre-evento.

## Referencias Bibliográficas

- ACI Committee 318. (2019). 318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. In *ACI Materials Journal*. American Concrete Institute. <https://doi.org/10.14359/51716937>
- Aguiar, R., Rivas-Medina, A., Caiza, P., & Quizanga, D. (2017). Control spectra for Quito. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 17(3), 397–407. <https://doi.org/10.5194/nhess-17-397-2017>
- Albuja, D., & Pantoja, J. (2017). *Estudio del reforzamiento de la mampostería de bloque de hormigón con malla electrosoldada mediante ensayos destructivos*. Escuela Politécnica Nacional.
- Alejandro, H. (2014). *Módulo de elasticidad de hormigones de peso normal empleados en el Ecuador f'c: 21, 24, 28, 35 MPa*. Escuela Politécnica Nacional.
- ASCE 41. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. In *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. <https://doi.org/10.1061/9780784414859>
- ATC40. (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. *Seismic Safety Commission*, 1, 334. <https://doi.org/10.1193/1.1586093>
- Barbat, A. H., & Pujades, L. (2004). Evaluación de la Vulnerabilidad y del riesgo sísmico en zonas urbanas. Aplicación a Barcelona. *SÍSMICA 2004 - 6º Congreso Nacional de Sismología e Engenharia Sísmica*, 1977, 229–252. [http://civil.uminho.pt/masonry/Publications/Sismica\\_2004/229-252\\_Alex\\_Barbat\\_e\\_Lluis\\_Pujades\\_24\\_p\\_.pdf](http://civil.uminho.pt/masonry/Publications/Sismica_2004/229-252_Alex_Barbat_e_Lluis_Pujades_24_p_.pdf)
- Barbat, A. H., Pujades, L. G., & Lantada, N. (2008). Seismic damage evaluation in urban areas using the capacity spectrum method: Application to Barcelona. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(10–11), 851–865. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2007.10.006>

- Bonnet, R. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Brzev, S., Scawthorn, C., Charleson, A. W., Allen, L., Greene, M., Jaiswal, K., & Silva, V. (2013). GEM Building Taxonomy Version 2.0. *GEM Technical Report, 02*, 188. <https://doi.org/doi: 10.13117/GEM.EXP-MOD.TR2013.02>.
- Celi, C. (2014). *Análisis paramétrico de la fiabilidad del modelamiento sísmico en el rango no lineal, en función del tipo de modelamiento empleado* [Escuela Politécnica Nacional]. <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/8712>
- Celi, C., Moyano, J., Ayala Moya, C., & Sosa, D. (2016). *Capacity Curves of Structural Typologies of Quito - Ecuador, Project GEM - SARA*. July, 0–11.
- Celi, C., & Pantoja, J. (2017). *Final Report: Capacity Curves and Fragility Curves of Residential Buildings for the City of Quito*. May, 39. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.28046.46402>
- Celi, C., Pantoja, J., Sosa, D., & Ayala, C. (2018). Seismic Vulnerability of Quito Ecuador, Phase 1: Capacity Curves of Structural Tipologies, Project Gem -Sara. *Revista PUCE*, 0(106), 43–80. <http://www.revistapuce.edu.ec/index.php/revpuce/article/view/130>
- Chang, G. A., & Mander, J. B. (1994). Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns: part 1 - evaluation of seismic capacity. *National Center for Earthquake Engineering Research*, 230. <https://doi.org/Technical Report NCEER-94-0006>
- Chicaiza, M. (2017). *Modelo de exposición y mapa de vulnerabilidad del Distrito Metropolitano de Quito*. <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/17352>
- Crisafulli, F. J. (1997). Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills. In *Civil Engineering* (p. 404). <http://hdl.handle.net/10092/1221>

- Cruz Roja - Media Luna Roja. (2011). *El Proyecto Esfera*.
- Dodd, L. L., & Restrepo-Posada, J. I. (1995). Model for Predicting Cyclic Behavior of Reinforcing Steel. *Journal of Structural Engineering*, 121(3), 433–445. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1995\)121:3\(433\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1995)121:3(433))
- Enrique Martínez-Rueda, J., & Elnashai, A. S. (1997). Confined concrete model under cyclic load. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, 30(197), 139–147. <https://doi.org/10.1007/bf02486385>
- FEMA Hazus MR4. (2003). Multi-hazard Loss Estimation Methodology. *Federal Emergency Management Agency, Washington, ....* [www.fema.gov/plan/prevent/hazus](http://www.fema.gov/plan/prevent/hazus).
- Flores, F., Charney, F. A., & Lopez-Garcia, D. (2018). The influence of accidental torsion on the inelastic dynamic response of buildings during earthquakes. *Earthquake Spectra*, 34(1), 21–53. <https://doi.org/10.1193/100516EQS169M>
- Freeman, S. (1975). A review of practical approximate inelastic seismic design procedures for new and existing buildings. *Proceedings, SEAOC 64th Annual Convention, Indian Wells, California*, 311–331.
- Hinestroza, J. (2018). *Evaluación del riesgo sísmico de viviendas de Barrancabermeja (Colombia)* [EAFIT]. [https://repository.eafit.edu.co/bitstream/handle/10784/13329/JuanCamilo\\_HinestrozaFarfan\\_2018.pdf?sequence=2&isAllowed=y](https://repository.eafit.edu.co/bitstream/handle/10784/13329/JuanCamilo_HinestrozaFarfan_2018.pdf?sequence=2&isAllowed=y)
- Karthik, M. M., & Mander, J. B. (2011). Stress-block parameters for unconfined and confined concrete based on a unified stress-strain model. *Journal of Structural Engineering*, 137(2), 270–273. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000294](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000294)
- Kircher, C. A., Whitman, R. V., & Holmes, W. T. (2006). HAZUS earthquake loss estimation methods. *Natural Hazards Review*, 7(2), 45–59.

[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1527-6988\(2006\)7:2\(45\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1527-6988(2006)7:2(45))

- Lima, K., & Paredes, J. (2017). *Estudio analítico-experimental del desempeño de un pórtico de hormigón armado con panel de relleno de bloque de baja resistencia, a través de un ensayo a carga lateral y modelo computacional*. Escuela Politécnica Nacional.
- Mamani, E. (2018). *Determinación Del Nivel De Desempeño Sísmico De Un Edificio De 8 Niveles En La Ciudad De Juliaca*. 1–13.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1988)114:8(1804))
- Martinez, J. (2012). *Caracterización de la Vulnerabilidad Sísmica utilizando Curvas de Fragilidad y Matrices de Probabilidad de Daño para Algunas Tipologías Estructurales de Hormigón Armado. Aplicación a la Ciudad de Valdivia, Región de Los Ríos*. Universidad Austral de Chile.
- Martins, L., & Silva, V. (2020). Development of a fragility and vulnerability model for global seismic risk analyses. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 0123456789. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00885-1>
- Medina, C. (2015). Desempeño De Secciones De Hormigón Armado A Flexo-Compresión Mediante El Análisis De La Relación Momento-Curvatura. *Revista Politécnica-Febrero*, 35(3). <https://www.revistapolitecnica.epn.edu.ec/images/revista/volumen35/tomo3/DesempenoDeSeccionesDeHormigonArmado.pdf>
- Mohsen, A. (2012). Behavior of concrete columns under various confinement effects. In *Kansas State University* (Vol. 66, Issue 3). Kansas State University.
- Molina, A., Bello, O., & Benítez, D. (2017). Estimando costos de un desastre. El costo en el sector productivo del terremoto de abril de 2016 en Ecuador: Una aproximación

- metodológica. *Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC)*, 32.  
[http://www.ecuadorencifras.gob.ec/documentos/web-inec/Bibliotecas/Libros/Estimando\\_Costos.pdf](http://www.ecuadorencifras.gob.ec/documentos/web-inec/Bibliotecas/Libros/Estimando_Costos.pdf)
- Montalvo, O. (2013). *Curvas de fragilidad sísmica mediante la simulación de Montecarlo y análisis tiempo historia*. Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga.
- Moreno, Rosangel. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona* [Universidad Politécnica de Cataluña].  
<https://upcommons.upc.edu/handle/2117/93559#.X3oLEnWQw0A.mendeley%0Ahttps://upcommons.upc.edu/handle/2117/93559>
- Moreno, Rosángel, & Jesús, B. (2010). Fragility Curves To Assess the Seismic Risk. *Revista de La Facultad de Ingeniería U.C.V.*, 25(4), 61–71.
- NEC-SE-DS. (2015). Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente. *Norma Ecuatoriana de La Construcción*. <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-Sísmico-parte-1.pdf>
- Ortega, G. (2014). *Diseño de un plan de gestión de riesgos y desastres ante eventos de deslizamientos, sismos e incendios para la Pontificia Universidad Católica del Ecuador Sede Esmeraldas* (Issue 1) [Pontificia Universidad Católica del Ecuador].  
[https://repositorio.pucese.edu.ec/bitstream/123456789/207/1/ORTEGA CORTEZ GALIA.pdf](https://repositorio.pucese.edu.ec/bitstream/123456789/207/1/ORTEGA_CORTEZ_GALIA.pdf)
- Pachano, F. (2018). *Determinación de parámetros mecánicos para modelos no lineales de mampostería de relleno en pórticos de hormigón armado obtenidos de manera experimental* [Escuela Politécnica Nacional].  
<https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/19734/1/CD-9135.pdf>
- Pachano, F., & Singaicho, J. C. (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. (2017). *Análisis de la variación de ductilidad en columnas cuadrangulares de hormigón armado debido a su comportamiento biaxial usando el diagrama momento-curvatura* [Escuela Politécnica Nacional].  
<http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/17517>

Papia, M., Cavaleri, L., & Fossetti, M. (2003). Infilled frames: Developments in the evaluation of the stiffening effect of infills. *Structural Engineering and Mechanics*, 16(6), 675–693. <https://doi.org/10.12989/sem.2003.16.6.675>

Parra, K., & Sarango, J. (2016). *Análisis estadístico del periodo experimental de vibración en edificios aporticados de hormigón armado en el Distrito Metropolitano De Quito*. Escuela Politécnica Nacional.

Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. In *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* (Vol. 25, Issue 4). <https://doi.org/10.5459/bnzsee.25.4.362>

Pérez, J. C. V., Alfaro, A., & Barrios, A. (2014). Determinación de curvas de fragilidad mediante análisis incremental dinámico. *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural*, 11(1), 135–154. <https://doi.org/10.5335/rsee.v11i1.4463>

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 (Ecuador). *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(8), 3545–3562. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00840-0>

Popovics, S. (1973). A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. *Cement and Concrete Research*, 3(5).

Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. IUSS Press.

- Priestley, M. J. N., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). *Seismic Design and Retrofit*. Wiley-Interscience. <https://doi.org/10.1201/9780203911150.ch11>
- Seismosoft. (2020). SeismoStruct. *A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures*, 1–578. <https://seismosoft.com/product/seismostruct/>
- Silva, R. (2018). *Desempeño sísmico de muros de quincha tradicional mediante el método del espectro de capacidad*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Suntaxi, J. (2016). *Análisis de un edificio con aisladores de base y su influencia en la curva de capacidad*. 137. <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/16828>
- Valverde, J., Fernández, J., Jiménez, E., Vaca, T., & Alarcón, F. (2001). *Microzonificación sísmica de los suelos del Distrito Metropolitano de la ciudad de Quito*. 67. [https://biblio.flacsoandes.edu.ec/shared/biblio\\_view.php?bibid=126795&tab=opac](https://biblio.flacsoandes.edu.ec/shared/biblio_view.php?bibid=126795&tab=opac)
- Vargas, Y. F., Pujades, L. G., Barbat, A. H., & Hurtado, J. E. (2013). Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios de hormigón armado. *Revista Internacional de Métodos Numéricos Para Cálculo y Diseño En Ingeniería*, 29(2), 63–78. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2013.04.003>
- Vielma, J., Barbat Barbat, H., & Oller Martínez, S. (2007). Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño de edificios de concreto armado con ductilidad limitada. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 7(2), 273–286.

## Apéndices