



**Evaluación del desempeño sísmico por medio del análisis dinámico incremental de un sistema dual de hormigón armado con diferentes niveles de irregularidad torsional**

Ulcuango Merino, Franklin David

Vicerrectorado de Investigación, Innovación y Transferencia de Tecnología

Centros de Posgrados

Maestría de Investigación en Ingeniería Civil

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

Ingeniería Civil con Mención en Estructuras

Ing. Haro Báez, Ana Gabriela, PhD

20 de junio de 2023



## 01\_Tesis\_David\_Ulcuango\_COPY\_LEAK...

### Scan details

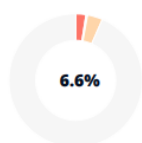
Submitted by:  
David Ulcuango Merino

Scan time:  
June 20th, 2023 at 3:10 UTC

Total Pages:  
59

Total Words:  
14725

### Plagiarism Detection



Types of plagiarism		Words
● Identical	2.5%	366
● Minor Changes	0.4%	54
● Paraphrased	3.7%	545
● Omitted Words	0%	0

### AI Content Detection



Text coverage

- AI text
- Human text

**Ing. Haro Báez Ana Gabriela, PhD**

**Directora**

**CI: 1713500302**



**Vicerrectorado de Investigación, Innovación y Tránsito de Tecnología**  
**Centros de Posgrados**

**Certificación**

Certifico que el trabajo de titulación: **Evaluación del desempeño sísmico por medio del análisis dinámico incremental de un sistema dual de hormigón armado con diferentes niveles de irregularidad torsional** fue realizado por el señor Ulcuango Merino Franklin David, 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, 20 de junio de 2023

**Ing. Haro Báez Ana Gabriela, PhD**

**Directora**

**CI: 1713500302**



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

**Centros de Posgrados**

**Responsabilidad de Autoría**

Yo, **Ulcuango Merino Franklin David** con cédula de ciudadanía No. 1722639976, declaro que el contenido, ideas y criterio del trabajo de titulación: **Evaluación del desempeño sísmico por medio del análisis dinámico incremental de un sistema dual de hormigón armado con diferentes niveles de irregularidad torsional** es de mi autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos, y metodológicos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Sangolquí, 20 de junio de 2023

**Ing. Ulcuango Merino Franklin David**

**CI: 1722639976**



**Vicerrectorado de Investigación, Innovación y Tránsito de Tecnología**  
**Centros de Posgrados**

**Autorización de Publicación**

Yo, **Ulcuango Merino Franklin David** con cédula de ciudadanía No. 1722639976, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación: **Evaluación del desempeño sísmico por medio del análisis dinámico incremental de un sistema dual de hormigón armado con diferentes niveles de irregularidad torsional** en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi responsabilidad.

Sangolquí, 20 de junio de 2023

**Ing. Ulcuango Merino Franklin David**

**CI: 1722639976**



## Índice de Contenidos

Índice de Tablas .....	10
Índice de Figuras .....	11
Resumen .....	16
Abstract .....	17
Capítulo 1 .....	18
Generalidades .....	18
Antecedentes .....	18
Planteamiento del Problema.....	18
Macro .....	19
Meso .....	19
Micro .....	19
Justificación de la Importancia de la Investigación.....	20
Alcance .....	21
Objetivos .....	21
Objetivo General.....	21
Objetivos Específicos del Proyecto.....	22
Hipótesis de Investigación .....	22
Capítulo 2.....	23
Marco Teórico .....	23
Marco Legal.....	23
Marco Referencial .....	23
Introducción.....	23

Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño .....	24
Calibración del Modelo Matemático .....	25
Modelos Macroscópicos .....	26
Modelos Microscópicos .....	28
Análisis No Lineal Dinámico .....	28
Análisis Dinámico Incremental.....	29
Curvas de Fragilidad .....	29
Trabajos relacionados .....	30
Capítulo 3.....	33
Metodología de Investigación .....	33
Ensayo Experimental de Muros .....	33
Análisis del Modelo Matemático del Muro Experimental .....	34
Comparación de los Resultados del Modelo Analítico y Modelo Experimental ...	36
Definición de Arquetipos.....	40
Análisis Estructural de los Arquetipos.....	42
Dimensionamiento de los Elementos Estructurales .....	46
Modelo Analítico No Lineal .....	50
Selección de Registros Sísmicos.....	51
Niveles de Desempeño Sísmico .....	55
Capítulo 4.....	58
Resultados y Discusión .....	58
Respuestas Globales y Locales del Análisis No Lineal.....	58
Evaluación de los Estados Límite en los Registros de Deformaciones Unitarias	65



Curvas IDA.....	71
Registros del Porcentaje de Corte Basal .....	72
Comparación de Curvas IDA entre los Diferentes Arquetipos.....	81
Comparación de Curvas IDA Promedio .....	87
Curvas de Fragilidad .....	89
Capítulo 5.....	99
Conclusiones y Recomendaciones.....	99
Conclusiones.....	99
Recomendaciones.....	102
Bibliografía .....	103

## Índice de Tablas

<b>Tabla 1</b> <i>Propiedades del concreto no confinado</i> .....	35
<b>Tabla 2</b> <i>Factores de confinamiento</i> .....	35
<b>Tabla 3</b> <i>Propiedades del modelo de acero Menegotto-Pinto</i> .....	36
<b>Tabla 4</b> <i>Momento, corte, deformación unitaria y curvatura del Modelo A y Modelo B</i> .....	39
<b>Tabla 5</b> <i>Relaciones de irregularidad torsional de los modelos IT 1.0, IT 1.2 y IT 1.4.</i> .....	42
<b>Tabla 6</b> <i>Periodos y porcentajes de corte basal</i> .....	43
<b>Tabla 7</b> <i>Porcentaje de corte basal absorbido por los muros de corte.</i> .....	44
<b>Tabla 8</b> <i>Valores de corte en la base de los muros y porcentaje de absorción.</i> .....	46
<b>Tabla 9</b> <i>Aceros longitudinales y estribos en columnas.</i> .....	46
<b>Tabla 10</b> <i>Aceros longitudinales y estribos en vigas.</i> .....	47
<b>Tabla 11</b> <i>Aceros longitudinales y transversales de los muros del modelo IT 1.0.</i> ....	48
<b>Tabla 12</b> <i>Aceros longitudinales y transversales de los muros del modelo IT 1.2.</i> ....	49
<b>Tabla 13</b> <i>Aceros longitudinales y transversales de los muros del modelo IT 1.4.</i> ....	49
<b>Tabla 14</b> <i>Parámetros del hormigón no confinado.</i> .....	50
<b>Tabla 15</b> <i>Parámetros del acero de refuerzo.</i> .....	50
<b>Tabla 16</b> <i>Lista de registros sísmicos seleccionados.</i> .....	52
<b>Tabla 17</b> <i>Coeficiente OMR y probabilidad de alcanzar el estado límite OI ante el SE.</i> .....	98
<b>Tabla 18</b> <i>Coeficiente SMR y probabilidad de alcanzar el estado límite SV ante el DBE</i> .....	98
<b>Tabla 19</b> <i>Coeficiente PCMR y probabilidad de alcanzar el estado límite PC ante el MCE.</i> .....	98
<b>Tabla 20</b> <i>Probabilidad de prevención de colapso ante el sismo de diseño (DBE)</i> ....	98

## Índice de Figuras

<b>Figura 1</b> <i>Sección transversal del muro RW2.</i> .....	34
<b>Figura 2</b> <i>Sección transversal del muro RW2.</i> .....	34
<b>Figura 3</b> <i>Muro RW2, desplazamientos por flexión vs carga lateral.</i> .....	37
<b>Figura 4</b> <i>Desplazamiento superior vs carga lateral (Modelo A).</i> .....	38
<b>Figura 5</b> <i>Desplazamiento superior vs carga lateral (Modelo B).</i> .....	38
<b>Figura 6</b> <i>Deformaciones unitarias en el muro RW2</i> .....	39
<b>Figura 7</b> <i>Deformaciones unitarias del ensayo vs deformaciones unitarias del Modelo A.</i> .....	39
<b>Figura 8</b> <i>Edificio de 16 pisos con muros y pórticos especiales.</i> .....	40
<b>Figura 9</b> <i>Modelo con irregularidad torsional igual a 1.0 (Modelo IT 1.0).</i> .....	41
<b>Figura 10</b> <i>Modelo con irregularidad torsional mayor a 1.20 (Modelo IT 1.2).</i> .....	41
<b>Figura 11</b> <i>Modelo con irregularidad torsional mayor a 1.4 (Modelo IT 1.4).</i> .....	41
<b>Figura 12</b> <i>Espectros elásticos según NEC-SE-DS.</i> .....	43
<b>Figura 13</b> <i>Derivas de piso en sentido X.</i> .....	45
<b>Figura 14</b> <i>Derivas de piso en sentido Y.</i> .....	45
<b>Figura 15</b> <i>Sección transversal de la viga (30x50) del primer piso.</i> .....	51
<b>Figura 16</b> <i>Sección transversal de la columna (70x70) del primer piso.</i> .....	51
<b>Figura 17</b> <i>Sección transversal del Muro 2 (35x600) del primer piso</i> .....	51
<b>Figura 18</b> <i>Espectro de diseño elástico (NEC-SE) y espectros de pseudo aceleración escalados al periodo fundamental del Modelo IT 1.0.</i> .....	53
<b>Figura 19</b> <i>Registro de aceleraciones de Northridge (1994).</i> .....	54
<b>Figura 20</b> <i>Intensidad de Arias del registro de Northridge (1994).</i> .....	54
<b>Figura 21</b> <i>Niveles de desempeño estructural según FEMA 356.</i> .....	56
<b>Figura 22</b> <i>Esquema en planta de la ubicación de muros estructurales y esquinas de losa.</i> .....	58
<b>Figura 23</b> <i>Derivas de piso: (a) Modelo IT1.0, (b) Modelo IT1.2 y (c) Modelo IT1.4.</i> .....	59

<b>Figura 24</b> Derivas de piso de los tres arquetipos: (a) derivas de piso del borde C4 de todos los arquetipos y (b) Relación entre derivas de piso del modelo “n” y modelo con IT 1.0.....	59
<b>Figura 25</b> Solicitaciones a corte en los muros estructurales (Muro 1 y Muro 2): (a) distribución de cortes del modelo IT 1.0, (b) distribución de cortes del modelo IT 1.2, (c) distribución de cortes del modelo IT 1.4 y (d) relación entre distribución de cortes del Muro 2 y distribución de cortes del Muro 1.....	60
<b>Figura 26</b> Solicitaciones a corte de los modelos IT 1.0, IT 1.2 y IT 1.4: (a) distribución de cortes del Muro 2, (b) distribución de cortes de Muro 1 y (c) relación entre la distribución de cortes del modelo “n” y distribución de cortes del modelo IT 1.0 (Muro2).....	61
<b>Figura 27</b> Solicitaciones a momento en muros: (a) distribución de momentos del modelo IT1.0, (b) distribución de momentos del modelo IT1.2, (c) distribución de momentos del modelo IT1.4 y (d) relación entre la distribución de momentos del Muro1 y Muro2 .....	62
<b>Figura 28</b> Solicitaciones a momento de los modelos IT 1.0, IT 1.2 y IT 1.4: (a) distribución de momentos del Muro 2, (b) distribución de momentos de Muro 1 y (c) relación entre distribución de momentos del modelo “n” y modelo IT 1.0 (Muro2). ..	62
<b>Figura 29</b> Deformaciones unitarias del modelo IT 1.0: (a) Muro 1 y Muro 2 en el sector S1 y (b) Muro 1 y Muro 2 en el sector S2.....	64
<b>Figura 30</b> Deformaciones unitarias del modelo IT 1.2: (a) Muro 1 y Muro 2 en el sector S1 y (b) Muro 1 y Muro 2 en el sector S2.....	64
<b>Figura 31</b> Deformaciones unitarias del modelo IT 1.4: (a) Muro 1 y Muro 2 en el sector S1 y (b) Muro 1 y Muro 2 en el sector S2.....	65
<b>Figura 32</b> Registro de deformaciones unitarias del Muro 1 y Muro 2 (IT 1.0 / Fluencia): (a) sector S1 y (b) sector S2. ....	66
<b>Figura 33</b> Registro de deformaciones unitarias del Muro 1 y Muro 2 (IT 1.0 / Servicio): (a) sector S1 y (b) sector S2. ....	67

<b>Figura 34</b> Registro de deformaciones unitarias del Muro 1 y Muro 2 (IT 1.0 / Colapso): (a) sector S1 y (b) sector S2.....	67
<b>Figura 35</b> Registro de deformaciones unitarias del Muro 1 y Muro 2 (IT 1.2 / Fluencia): (a) sector S1 y (b) sector S2 .....	68
<b>Figura 36</b> Registro de deformaciones unitarias del Muro 1 y Muro 2 (IT 1.2 / Servicio): (a) sector S1 y (b) sector S2. ....	68
<b>Figura 37</b> Registro de deformaciones unitarias del Muro 1 y Muro 2 (IT 1.2 / Colapso): (a) sector S1 y (b) sector S2.....	69
<b>Figura 38</b> Registro de deformaciones unitarias del Muro 1 y Muro 2 (IT 1.4 / Fluencia): (a) sector S1 y (b) sector S2. ....	69
<b>Figura 39</b> Registro de deformaciones unitarias del Muro 1 y Muro 2 (IT 1.4 / Servicio): (a) sector S1 y (b) sector S2. ....	70
<b>Figura 40</b> Registro de deformaciones unitarias del Muro 1 y Muro 2 (IT 1.4 / Colapso): (a) sector S1 y (b) sector S2.....	70
<b>Figura 41</b> Distribución de deformaciones unitarias a lo largo de toda la altura del edificio (Muro2).....	71
<b>Figura 42</b> Curvas IDA de los diferentes arquetipos en estudio: (a) registro sísmico de Westmorland, (b) registro sísmico de Gazli y (c) registro sísmico de Loma Prieta .....	73
<b>Figura 43</b> Curvas IDA obtenidas con diferentes EPD: (a) deformaciones unitarias y (b) derivas de piso.....	74
<b>Figura 44</b> Curvas IDA obtenidas con diferentes EPD: (a) deformaciones unitarias y (b) derivas de piso.....	74
<b>Figura 45</b> Curvas IDA obtenidas con diferentes EPD: (a) deformaciones unitarias y (b) derivas de piso.....	74
<b>Figura 46</b> Curvas IDA obtenidas con diferentes EPD: (a) deformaciones unitarias y (b) derivas de piso.....	75

<b>Figura 47</b> <i>Curvas IDA obtenidas con diferentes EPD: (a) deformaciones unitarias y (b) derivas de piso.....</i>	75
<b>Figura 48</b> <i>Registro del porcentaje de corte basal (Modelo 1.0 / Loma Prieta): (a) fluencia, (b) servicio y (c) colapso.....</i>	76
<b>Figura 49</b> <i>Registro del porcentaje de corte basal (Modelo 1.2 / Loma Prieta): (a) fluencia, (b) servicio y (c) colapso.....</i>	77
<b>Figura 50</b> <i>Registro del porcentaje de corte basal (Modelo 1.4 / Loma Prieta): (a) fluencia, (b) servicio y (c) colapso.....</i>	78
<b>Figura 51</b> <i>Registro del porcentaje de corte basal (Modelo 1.0 / Westmorland): (a) fluencia, (b) servicio y (c) colapso.....</i>	79
<b>Figura 52</b> <i>Registro del porcentaje de corte basal (Modelo 1.2 / Westmorland): (a) fluencia, (b) servicio y (c) colapso.....</i>	80
<b>Figura 53</b> <i>Registro del porcentaje de corte basal (Modelo 1.4 / Westmorland): (a) fluencia y (b) colapso.....</i>	81
<b>Figura 54</b> <i>Curvas IDA evaluadas con deformaciones unitarias (Modelo IT 1.0). ....</i>	83
<b>Figura 55</b> <i>Curvas IDA evaluadas con derivas de piso (Modelo IT 1.0). ....</i>	83
<b>Figura 56</b> <i>Curvas IDA y puntos de colapso (Modelo IT 1.0). ....</i>	83
<b>Figura 57</b> <i>Curvas IDA evaluadas con deformaciones unitarias (Modelo IT 1.2). ....</i>	84
<b>Figura 58</b> <i>Curvas IDA evaluadas con derivas de piso (Modelo IT 1.2). ....</i>	84
<b>Figura 59</b> <i>Curvas IDA y puntos de colapso (Modelo IT 1.2). ....</i>	84
<b>Figura 60</b> <i>Curvas IDA evaluadas con deformaciones unitarias (Modelo IT 1.4). ....</i>	85
<b>Figura 61</b> <i>Curvas IDA evaluadas con derivas de piso (Modelo IT 1.4). ....</i>	85
<b>Figura 62</b> <i>Curvas IDA y puntos de colapso (Modelo IT 1.4). ....</i>	85
<b>Figura 63</b> <i>Recopilación de las diferentes curvas IDA evaluadas con deformaciones unitarias (misma escala en X y Y): (a) IT 1.0, (b) IT 1.2 y (c) IT 1.4. ....</i>	86
<b>Figura 64</b> <i>Recopilación de las diferentes curvas IDA evaluadas con derivas de piso (misma escala en X y Y): (a) IT 1.0, (b) IT 1.2 y (c) IT 1.4. ....</i>	86
<b>Figura 65</b> <i>Puntos de fluencia, servicio y colapso de los diferentes arquetipos .....</i>	87

<b>Figura 66</b> <i>Curvas IDA promedio (evaluadas con deformaciones unitarias</i> .....	88
<b>Figura 67</b> <i>Curvas IDA promedio (evaluadas con derivas de piso).</i> .....	89
<b>Figura 68</b> <i>Curvas de fragilidad para el modelo IT 1.0: (a) Ocupación Inmediata, (b) Seguridad de Vida y (c) Prevención de Colapso.</i> .....	91
<b>Figura 69</b> <i>Curvas de fragilidad para el modelo IT 1.2: (a) Ocupación Inmediata, (b) Seguridad de Vida y (c) Prevención de Colapso.</i> .....	92
<b>Figura 70</b> <i>Curvas de fragilidad para el modelo IT 1.4: (a) Ocupación Inmediata, (b) Seguridad de Vida y (c) Prevención de Colapso.</i> .....	93
<b>Figura 71</b> <i>Curvas de fragilidad para los tres modelos en estudio (evaluadas con deformaciones unitarias): (a) Ocupación Inmediata, (b) Seguridad de Vida y (c) Prevención de Colapso.</i> .....	96
<b>Figura 72</b> <i>Curvas de fragilidad para los tres modelos en estudio (evaluadas con derivas de piso): (a) Ocupación Inmediata, (b) Seguridad de Vida y (c) Prevención de Colapso.</i> .....	97

## Resumen

En el presente estudio se analiza el desempeño sísmico de un sistema dual de hormigón armado (pórticos y muros especiales) con diferentes niveles de irregularidad torsional. Se plantea tres arquetipos, cada uno con un nivel de irregularidad torsional distinto (IT 1.0, IT 1.2 e IT 1.4) con la finalidad de evaluar el efecto de la irregularidad torsional en el desempeño sísmico. Los elementos estructurales de los arquetipos cumplen con el diseño sismorresistente (diseño por capacidad). Además, se tomó en cuenta los factores de sobre-resistencia y amplificación dinámica para determinar el corte de diseño en los muros estructurales. Se realizaron análisis estático y dinámicos no lineales para cuantificar las respuestas globales y locales de cada uno de los modelos. Los modelos analíticos de muros estructurales son calibrados en función de los datos obtenidos en ensayos experimentales existentes, de esta manera se valida los elementos tipo fibra (infrmFB) usados y los parámetros de los modelos constitutivos de los materiales. Se realiza análisis dinámicos incrementales (IDA) para cada uno de los arquetipos con los once registros sísmicos seleccionados de la base del PEER. Las curvas IDA son desarrolladas con dos parámetros de demanda ingenieril: derivas de piso y deformaciones unitarias. Finalmente, se elabora las curvas de fragilidad para los niveles de desempeño de ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso, y se determinan los coeficientes de margen con la finalidad de cuantificar las probabilidades de alcanzar cierto nivel de desempeño.

*Palabras clave:* irregularidad torsional, curvas IDA, curvas de fragilidad, niveles de desempeño, coeficientes de margen



## Abstract

This research evaluates the seismic performance of a dual reinforced concrete system (SMF and SSW) with different levels of torsional irregularity. Three archetypes are proposed, each of them with a different level of torsional irregularity (IT 1.0, IT 1.2 and IT 1.4) in order to evaluate the effect of torsional irregularity on seismic performance. The structural elements of the archetypes comply with the seismic design (capacity design). In addition, the factors of overstrength and dynamic amplification were considered to determine the design shear force in the structural walls. Linear static and nonlinear dynamic analysis were performed to quantify the global and local responses of each of the models. The analytical models of structural walls are calibrated based on the data of existing experimental tests, thus validating the fiber-type elements (infrmFB) used and the parameters of the constitutive models of the materials. Incremental dynamic analysis (IDA) is performed for each of the archetypes with the eleven seismic records selected from the PEER database. IDA curves are developed with two engineering demand parameters: story drifts and strains. Finally, the fragility curves are elaborated for the immediate occupancy, life safety and collapse prevention performance levels, and the margin ratio are determined to quantify the probabilities of reaching a certain level of performance.

*Keywords:* torsional irregularity, IDA curves, fragility curves, performance levels, margin ratio

## Capítulo 1

### Generalidades

#### Antecedentes

En los últimos años se ha podido comprobar que las estructuras que presentan cierto nivel de irregularidad tienen una disminución en su desempeño sísmico. Las normativas de diseño (ASCE, 2016; NEC-SE-DS, 2015; NORMA E030, 2020; NSR-10, 2012) presentan dos grupos de irregularidad estructural: irregularidad en planta e irregularidad en elevación. Dentro del grupo de irregularidad estructural en planta se encuentra la irregularidad torsional.

Varias normativas de diseño (ASCE, 2016; NEC-SE-DS, 2015; NORMA E030, 2020) presentan un factor límite para catalogar el nivel de irregularidad torsional que tiene una estructura. Existen normativas (ASCE, 2016; NORMA E030, 2020) que presentan límites máximos permitidos y recomendaciones de diseño cuando se alcanza cierto grado de irregularidad torsional. La actual Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015) presenta un límite inferior de irregularidad torsional pero no tiene un límite máximo permitido, ni restricciones en la altura o número de pisos de la edificación o exigencias en el análisis estructural.

El presente estudio se enfocará en evaluar el efecto de la irregularidad torsional en el desempeño sísmico en edificios con sistemas duales de hormigón armado de mediana altura.

#### Planteamiento del Problema

Verificar si el nivel de irregularidad torsional en planta afecta al desempeño sísmico de un sistema dual de hormigón armado y evaluar qué tan crítico puede ser para la estructura el tener relaciones de irregularidad torsional mayores a 1.2 y 1.4.

## **Macro**

El Ecuador está ubicado en una zona de alta intensidad sísmica por lo que es necesario establecer criterios globales y específicos para garantizar un adecuado comportamiento de las estructuras ante un evento sísmico. Según los datos proporcionados por el Centro de Información Urbana Quito (CIUQ) más del 90 % de las estructuras construidas, legalizadas, ampliadas y modificadas en los últimos años en la ciudad de Quito son de hormigón armado. Dentro de este grupo el 80% corresponde a estructuras de baja altura (1 a 3 pisos), el 15 % a estructuras de mediana altura (8 a 16 pisos) y el 3 % a estructuras de gran altura (20 a 30 pisos). El estudio que se realizará se enfocará en las estructuras de mediana altura donde el sistema resistente a cargas laterales será conformado por muros y pórticos especiales.

## **Meso**

El tener una configuración global irregular en una estructura de hormigón armado puede generar respuestas estructurales que no pueden ser detectadas por medio de un análisis elástico lineal. Por este motivo se propone realizar la evaluación sísmica de un sistema dual de hormigón armado por medio del análisis no lineal dinámico (NDA, siglas en inglés), procedimiento numérico por el cual se puede tener una mejor aproximación a la respuesta (global y local) real de la estructura. El NDA requiere el uso de modelos constitutivos de materiales en los que se representen la no linealidad del material, varios registros sísmicos y modelos numéricos de elementos tipo fibra, elementos MVLEM, elementos SFI-MVLEM o elementos finitos tipo shell.

## **Micro**

Partiendo del análisis dinámico no lineal se realizará el análisis dinámico incremental en que se puede evaluar algún parámetro de demanda ingenieril (EDP, siglas en inglés) para diferentes aceleraciones máximas del terreno (Barbat et al.,

2016). Con la finalidad de determinar el desempeño sísmico de las estructuras se medirá los parámetros de demanda ingenieril, los cuales pueden ser parámetros de medida global o local de la estructura. Los EDP globales corresponden a las derivas globales de piso, esfuerzos máximos a tensión y compresión, fuerzas en los miembros, aceleraciones y velocidades de piso. Los EDP locales están más relacionados con las medidas de daño tales como deformaciones límite de fluencia del refuerzo, deformaciones de aplastamiento del concreto, deformaciones límite a las cuales puede existir pandeo de varillas, deformaciones límite de fractura del refuerzo, etc (Almeida et al., 2014). Con los datos obtenidos del IDA se elaborará curvas de fragilidad con las cuales se podrá evaluar la probabilidad que tiene la estructura de exceder un nivel de desempeño.

### **Justificación de la Importancia de la Investigación**

En los pasados terremotos se ha evidenciado que es probable que disminuya el desempeño sísmico de una estructura debido a una configuración estructural irregular. Una estructura con un bajo desempeño sísmico presentará un aumento en el daño estructural o en casos crítico el colapso de esta. Por este motivo, es importante evaluar el comportamiento estructural y cuantificar la probabilidad de alcanzar un estado límite ante diferentes niveles de irregularidad torsional.

Se realiza el presente estudio debido a la falta de restricciones o límites en la relación de irregularidad torsional en la actual Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015) para estructuras de hormigón armado con sistemas duales (pórticos y muros especiales). Finalmente, se busca generar recomendaciones para garantizar un mejor comportamiento estructural para las edificaciones que sean únicamente diseñadas bajo los parámetros del análisis estático lineal.

## **Alcance**

En el presente estudio se desarrollará la evaluación sísmica de una edificación de hormigón armado de mediana altura mediante la elaboración de curvas IDA y curvas de fragilidad. Se modelará un edificio de 16 pisos de altura con tres diferentes niveles de irregularidad torsional. Los muros estructurales serán modelados como elementos tipo fibra con la finalidad de cuantificar las deformaciones unitarias axiales del concreto y el acero. Los elementos vigas serán modelados como elementos de plasticidad concentrada, donde las rótulas plásticas estarán ubicadas en los extremos de cada uno de ellos. Las columnas serán modeladas con elementos tipo fibra.

Los estados límite serán evaluados bajo dos criterios ingenieriles: límites máximos permitidos de deformaciones unitarias del concreto y del acero, y derivas de piso máximas.

Para el NDA se seleccionará 11 registros sísmicos de la base del *PEER Ground Motion Database* (PEER, 2002), los cuales serán escalados a un espectro objetivo. El espectro objetivo será el espectro elástico de diseño de la NEC-SE-DS (2015) para un suelo tipo D en la ciudad de Quito, Ecuador. Finalmente, se elaborará el análisis dinámico incremental (IDA, siglas en inglés) para poder obtener las curvas IDA de los diferentes arquetipos estudiados, y de esta manera cuantificar la probabilidad de alcanzar los niveles de desempeño de ocupación inmediata (OI), seguridad de vida (SV) y prevención de colapso (PC) al elaborar las curvas de fragilidad.

## **Objetivos**

### **Objetivo General**

Evaluar el desempeño sísmico de un sistema dual de hormigón armado (pórticos y muros especiales) con diferentes niveles de irregularidad torsional por

medio del análisis dinámico incremental y obtener curvas de fragilidad en función de los diferentes niveles de desempeño.

### **Objetivos Específicos del Proyecto**

- Calibrar el modelo matemático de un muro de corte en función de estudios y ensayos experimentales existentes.
- Determinar tres tipos de configuración estructural que tengan diferentes niveles de irregularidad torsional.
- Diseñar y analizar los arquetipos según las recomendaciones de normas nacionales e internacionales.
- Seleccionar 11 registros sísmicos de la base de datos del PEER que sean compatibles con las condiciones del terreno donde se está realizando el estudio.
- Elaborar modelos tridimensionales de las estructuras con sistemas duales de hormigón armado que incluyan modelos constitutivos no lineales de materiales (hormigón armado y acero) y elementos tipo fibras.
- Definir un parámetro de medida de intensidad y un parámetro de demanda ingenieril para determinar las curvas IDA.
- Elaborar curvas de fragilidad para tres estados límite (ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso).

### **Hipótesis de Investigación**

Las hipótesis que caracterizan a esta investigación son:

- La irregularidad torsional en planta afecta al desempeño sísmico de un sistema dual de hormigón armado.
- El tener relaciones de irregularidad torsional en planta mayores a 1.2 y 1.4 producen un aumento en las respuestas estructurales del sistema resistente a carga lateral.

## Capítulo 2

### Marco Teórico

#### Marco Legal

- ACI-318 (2019), “Building Code Requirements for Structural Concrete”, 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.
- FEMA P-58-1 (2018). Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1 – Methodology. Second Edition.
- FEMA P-695. Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors.
- FEMA 356 (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG (2015). Cargas No sísmicas. Quito - Ecuador
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG (2015). Estructuras de Hormigón Armado. Quito – Ecuador.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG (2015). Peligro Sísmico. Quito – Ecuador.

#### Marco Referencial

#### Introducción

Las irregularidades en edificaciones pueden afectar la seguridad de colapso de la estructura o aumentar los daños estructurales. En el FEMA P-2012 se menciona que las irregularidades estructurales pueden ser abordadas de tres

maneras: removiendo las irregularidades del diseño estructural, tomando en cuenta las irregularidades por medio de un análisis analítico o tratando las irregularidades desde un enfoque de diseño (FEMA P-2012, 2018). Además, este documento busca evaluar varios requisitos y recomendaciones sobre irregularidades estructurales mencionados en el ASCE 7 (2016). Con la finalidad de evaluar el efecto de la irregularidad torsional en el desempeño sísmico se plantea analizar varios arquetipos mediante la metodología del diseño sísmico basado en desempeño.

Actualmente una de las herramientas más usadas para predecir y evaluar el comportamiento estructural de una edificación son los elementos finitos. El desarrollo tecnológico de las computadoras ha permitido elaborar modelos matemáticos cada vez más complejos y obtener respuestas más detalladas sobre el comportamiento de elementos estructurales y no estructurales. Los códigos de diseño cumplen la función de dar recomendaciones prescriptivas para procurar un buen comportamiento estructural ante sollicitaciones externas como son los terremotos. La Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo de diseño sísmico trata el tema de irregularidades estructurales tanto horizontales como verticales. La NEC-SE ubica a la irregularidad torsional (NEC-SE-DS 5.2.3) dentro del grupo de irregularidades horizontales. Debido a que la NEC-SE no tiene límites ni restricciones adicionales cuando las estructuras tienen una relación de irregularidad torsional extrema se plantea evaluar el desempeño sísmico en función de este parámetro.

### **Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño**

La Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño (PBEE - Performance-Based Earthquake Engineering) es una metodología propuesta por el Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) y The Federal Emergency Management Agency (FEMA) para evaluar el desempeño sísmico en una estructura. El PBEE plantea la



evaluación de una estructura por medio de los siguientes cuatro módulos: amenaza sísmica, respuesta estructural, estimación de daño y estimación de pérdidas.

La amenaza sísmica (Medida de intensidad) puede ser determinada por medio de un análisis probabilístico de la amenaza o un procesamiento y escalamiento de registros sísmicos. La respuesta estructural (Parámetros de demanda ingenieril o EDP) se relaciona con el análisis probabilístico de la respuesta estructural ante una amenaza sísmica establecida. La estimación de daños (Medida de daño) puede ser cuantificada por medio de la elaboración de las curvas de fragilidad de la estructura total o curvas de cada elementos estructural y no estructural. La estimación de pérdidas (Variable de decisión) pueden ser representada por las curvas de pérdidas humanas, económicas o ambientales (J Moehle & GG Deierlein, 2004; G.G. Deierlein et al., 2003).

A continuación, se presenta la ecuación principal (ecuación (1)) de la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño donde se combinan los cuatro módulos anteriormente mencionados.

$$v(DV) = \iiint G\langle DV|DM \rangle dG\langle DM|EDP \rangle dG\langle EDP|IM \rangle d\lambda(IM) \quad (1)$$

### **Calibración del Modelo Matemático**

La calibración consiste en estimar la respuesta (global o local) de un elemento estructural mediante el uso de un modelo matemático de elementos finitos y luego comparar los resultados analíticos con resultados experimentales obtenidos en ensayos de laboratorio. Mediante este procedimiento de calibración es posible establecer parámetros para la generación de los modelos constitutivos de los materiales (acero y concreto) y las características que deben tener los elementos modelados (número de fibras, puntos de integración, número de elementos, convergencia). Actualmente para calibrar el modelo matemático de un muro de corte

es posible usar dos tipos de modelos: macroscópicos y microscópicos (Almeida et al., 2014; Fischinger et al., 2019).

### **Modelos Macroscópicos**

Los macroelementos tienen la característica de tener una mayor robustez en sus formulaciones y los parámetros de ingreso. A pesar de esta característica los macroelementos han logrado capturar las respuestas globales y locales de elementos estructurales con cierto grado de exactitud. Uno de los beneficios de tener formulaciones más robustas es el tiempo de ejecución para realizar las evaluaciones y un menor costo computacional. Los macroelementos están definidos por fibras, resortes o armaduras.

K. Kolozvai et al. (2018) presenta un estudio comparativo de los diferentes tipos de modelos macroscópicos usados para modelar el comportamiento no lineal de muros estructurales de hormigón armado. En el estudio se comparan las respuestas locales y globales analíticas versus las respuestas experimentales. Los modelos macroscópicos usados fueron: Multiple Vertical Line Element Model (MVLEM), Shear-Flexure Interaction Multiple Vertical Line (SFI-MVLEM), Nonlinear Truss Model (NLTM), Perform 3D y Force Wall Element (FWE) (K. Kolozvari et al., 2018) .

Los modelos MVLEM, SFI-MVLEM y NLTM se encuentran en la plataforma Opensees (McKenna et al., 2000). El modelo MVLEM tiene la característica de que captura la respuesta global del elemento teniendo en cuenta la interacción axial – flexión, pero desacoplando la acción del cortante. El modelo MVLEM se lo conoce como un modelo desacoplado debido a que únicamente relaciona la interacción axial – flexión. El modelo SFI-MVLEM se caracteriza por tener una interacción corte – axial – flexión. El modelo SFI\_MVLEM al tener este tipo de interacción se lo conoce

como un modelo acoplado y tiene la posibilidad de lograr capturar las deformaciones debido al corte (Kristijan Kolozvari et al., 2015; Orakcal et al., 2006).

Los elementos con plasticidad distribuida (elemento tipo fibra) tienen varias secciones transversales (secciones Gauss), las cuales se encuentran conformadas por  $n$  número de fibras. Cada fibra tiene una relación uniaxial esfuerzo – deformación que caracteriza el modelo constitutivo del material (concreto o acero). La respuesta histerética del elemento queda implícitamente representada al incorporar los modelos constitutivos de los materiales en cada una de las fibras (Seismosoft, 2022). Este tipo de elemento logra capturar la interacción axial – momento. El corte en este elemento se encuentra desacoplado. Adicionalmente, se puede usar dos tipos de formulaciones: formulación basada en fuerzas (FB) y formulación basada en desplazamientos (DB).

En el presente estudio se usó la formulación basada en fuerzas (FB), la cual hace uso de la cuadratura de Gauss – Lobatto. Se modeló tres tipos de fibras que representan el concreto confinado, no confinado y el acero de refuerzo. Con la finalidad de obtener respuestas más consistentes es necesario aumentar el número de fibras en las secciones transversales y el número de puntos de integración.

Los muros estructurales se clasifican según su relación de aspecto ( $h/lw$ ), ya que de esta relación depende el comportamiento del muro estructural. Los muros estructurales esbeltos son los que tiene una relación de aspecto mayor a 3 ( $h/lw > 3$ ) y su comportamiento es gobernado por la flexión. En los muros esbeltos la mayoría de las deformaciones son ocasionadas por la flexión. Los muros estructurales con estas características pueden ser analizados con los modelos MVLEM o elementos tipo fibra, ya que las deformaciones que predominan son las de flexión.

Los muros estructurales bajos son los que tienen una relación de aspecto menor a 1 ( $h/lw < 1$ ) y su comportamiento es gobernado por el corte. En el caso de

este tipo de muros las deformaciones por cortante son representativas por lo que las deformaciones totales del muro son limitadas por las deformaciones a corte. Este tipo de muros estructurales pueden ser analizados por medio del modelo SFI-MVLEM, ya que este modelo matemático incorpora la interacción corte – axial – flexión.

### **Modelos Microscópicos**

Los micro modelos son modelos desarrollados por elementos finitos más refinados. Estos tipos de modelos logran capturar de mejor manera las respuestas estructurales locales y globales obtenidas en ensayos de laboratorio. En los micro modelos es posible considerar las deformaciones por corte que tienen una gran contribución en el comportamiento de muros bajos. En este tipo de muros se ha observado que los desplazamientos por corte son los desplazamientos que limitan el desplazamiento lateral del muro. Debido al refinamiento del modelo matemático los micro modelos pueden capturar respuestas más detalladas tales como el aplastamiento del concreto en muros esbeltos ante grandes cargas axiales con elementos de borde con poco confinamiento o la diagonal a tensión en muros donde predomina el corte (Almeida et al., 2014).

### **Análisis No Lineal Dinámico**

El Análisis No Lineal Dinámico (NDA) es una técnica de análisis estructural usada para obtener la respuesta no lineal de la estructura. Esta técnica evalúa paso a paso la respuesta dinámica producida por un evento sísmico (Rathod & Gupta, 2020). Para el desarrollo de este tipo de análisis es necesario tener uno o varios registros sísmicos, establecer modelos constitutivos de materiales y establecer un tipo de elemento que permita obtener la respuesta no lineal del elemento. El NDA busca determinar la respuesta no lineal de la estructura ante un evento sísmico.

## **Análisis Dinámico Incremental**

El Análisis Dinámico Incremental (IDA, siglas en inglés) es un estudio paramétrico utilizado para evaluar el desempeño sísmico de una estructura. Para realizar el IDA es necesario tener uno o varios registros sísmicos que serán escalados a diferentes niveles de medida de intensidad (MI) de la aceleración máxima del terreno (Vamvatsikos & Allin Cornell, 2002). Mediante el uso del NDA se calcula algún parámetro de demanda ingenieril, el cual servirá de referencia para la evaluación de la estructura ante los diferentes niveles de intensidad establecidos y de esta manera se elabora las curvas IDA. El IDA es una metodología usada para verificar como varía algún parámetro de demanda ingenieril según la intensidad del registro sísmico.

Las diferentes mediadas de intensidad pueden ser representadas por: PGA (aceleración máxima del terreno), PGV (velocidad máxima del terreno),  $S_a$  (T1,5%) (aceleración espectral con un amortiguamiento del 5% correspondiente al periodo del primer modo de vibración). Los parámetros de demanda ingenieril pueden ser los siguiente: derivas de piso, derivas totales, deformaciones unitarias, corte basal, rotaciones nodales e índice de daño.

## **Curvas de Fragilidad**

J. C. Vielma et al. (2014) menciona que las curvas de fragilidad permiten establecer la probabilidad que tiene una estructura o un elemento de exceder cierto estado límite de daño ante alguna acción sísmica. Los estados límites de daño pueden ser cuantificados por derivas de piso, deformaciones unitarias, o aceleraciones de piso. La función de fragilidad está representada por una distribución acumulativa log normal. La siguiente expresión (ecuación (2)) representa la función de fragilidad:

$$F_i(D) = \Phi\left(\frac{\ln(D/\theta_i)}{\beta_i}\right) \quad (2)$$

Donde el valor de la mediana de la distribución de probabilidad es representado por  $\theta$ ;  $\beta$  es la desviación estándar logarítmica;  $\Phi$  representa la función de la distribución acumulativa estándar;  $F_i(D)$  representa la probabilidad condicional de que un elemento sea dañado y  $D$  es el parámetro de demanda ingenieril (FEMA P-58, 2018).

### Trabajos Relacionados

A continuación, se presenta varias publicaciones y trabajos de tesis sobre irregularidad torsional y accidental en estructuras:

X. Flores et al. (2017) estudian la influencia de la irregularidad accidental en edificios con y sin irregularidad torsional. Estos autores realizar varios modelos matemáticos 2D y 3D con la finalidad de evaluar la incidencia de la irregularidad accidental. Para validar los resultados obtenidos en el estudio usaron los modelos y resultados detallados en el FEMA P 69. Para los modelos 2D incorporaron una columna fantasma donde se ingresó el valor de la carga total de los pórticos a gravedad y de esta manera capturar los efectos P – Delta laterales. Es necesario mencionar que en este tipo de modelo 2 D no se incluyó los efectos P – Delta torsionales. Para capturar los efectos laterales y torsionales P – Delta se realizó varios modelos 3D donde se modeló completamente todos los pórticos que soportan cargas gravitatorias y todos los pórticos resistentes a carga lateral. En el modelo 3D el sistema resistente a carga laterales estaba conformado por diagonales restringidas al pandeo lateral (BRB). Para generar diferentes niveles de irregularidad torsional se modificó la ubicación de los BRB con respecto al centro de masas del piso. En total se analizaron tres tipos de estructuras las cuales presentaban irregularidad torsional extrema (1.4), irregularidad torsional (1.2) y sin irregularidad torsional (1).

Cada modelo fue analizado con diferentes porcentajes de torsión accidental. Se pudo comprobar que mientras mayor sea el porcentaje de irregularidad torsional mayor será la influencia de la irregularidad accidental en las respuestas de las estructuras. Se determinó que para porcentajes de irregularidad accidental del 5% al 7% se presenta inestabilidad global en la estructura. Adicionalmente, que mientras mayor se va variando el porcentaje de irregularidad accidental mayores serán los valores de desplazamientos residuales de la estructura.

G. Araya-Letelier et al. (2019) mencionan que las normativas de diseño estructurales solo tienen recomendaciones prescriptivas las cuales buscan evitar, en cierta medida, el colapso de la estructura ante un terremoto extremo. Por medio de la metodología del Diseño Sísmico Basado en Desempeño buscan analizar la probabilidad de colapso de un edificio de oficinas en Chile tal como se detalla en su estudio "Evaluación de la probabilidad de colapso de un edificio de oficinas Chileno de hormigón armado debido a actividad sísmica". Para determinar el tipo y las características del edificio se realizó un análisis estadístico de la base de datos de edificios de oficinas recopilado en el Instituto Nacional de Estadística de Chile (INE). El edificio que será evaluado tendrá 16 pisos y tres subsuelos.

Debido a que los muros estructurales absorbían más del 75% de la fuerza sísmica la estructura estaba conformada por pórticos intermedios y muros especiales de hormigón armado. Los muros estructurales tenían elementos de borde que cumplían confinamiento. Para el modelo matemático se dividió las vigas y columnas en tres partes. Las secciones extremas tenían propiedades de no linealidad basado en fibras mientras que la sección central se modeló como elástica. Los muros estructurales fueron modelados por medio de fibras teniendo en cuenta el hormigón confinado en los elementos de borde.

Para la evaluación del edificio se utilizó el análisis dinámico incremental (IDA) con la finalidad de determinar las curvas IDA y luego obtener curvas de fragilidad en

función de la fragilidad de colapso. Se usaron 45 registros sísmicos como dato de la amenaza sísmica y el colapso fue definido como la inestabilidad lateral dinámica. Se puede concluir que los terremotos con intensidades leves y mediadas eran los que controlaban el riesgo de colapso.

Oyguc et al. (2012) en su estudio “ Seismic Capacity Assessment Of Existing Irregular Reinforced Concrete (RC) Buildings By An Adaptative Three – Dimensional Pushover Procedure ” menciona que al realizar únicamente un pushover convencional para evaluar la resistencia lateral de una estructura se está sobreestimando la resistencia real de la estructura cuando esta tiene una configuración irregular. Los códigos modernos y guías de recomendación como el FEMA 273, FEMA 356, ATC 40, FEMA 404 y ASCE 41 presentan una estimación para conocer la respuesta inelástica de una estructura ante eventos sísmicos. Todas estas recomendaciones están basadas en la asunción de que las respuestas inelásticas de un sistema de varios grados de libertad pueden ser determinadas en términos de un modelo de un grado de libertad. Adicionalmente, los análisis no lineales estáticos convencionales están basados en modelos numéricos de estructuras sin irregularidades en planta o elevación. Oyguc et al. (2012) realiza una comparación entre el método de análisis no lineal estático convencional y un método de análisis no lineal estático adaptativo. El estudio fue realizado en una estructura de tres pisos de hormigón armado (SPEAR) donde se puede comprobar que el método convencional sobreestima la capacidad de la estructura en un 20 % a comparación del método no lineal estático adaptativo. Además, Oyguc et al. (2012) analizó dos estructuras más de hormigón armado donde se puede comprobar la sobrecapacidad de la estructura al realizar el método no lineal estático convencional.



## Capítulo 3

### Metodología de Investigación

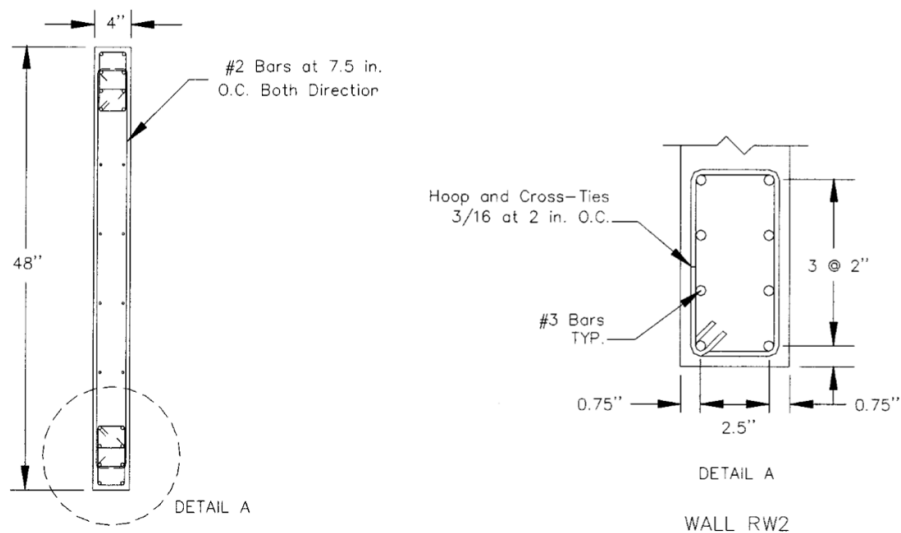
#### Ensayo Experimental de Muros

El muro analizado se encuentra en el estudio y ensayo experimental realizado por Thomsen y Wallace (2004). El muro RW2 tiene una relación de aspectos igual a 3 por lo que el comportamiento predominante será la flexión. Las dimensiones del muro RW2 son: 1219 mm, 102 mm y 3658 mm (longitud, espesor y altura, respectivamente). El espécimen fue sometido a desplazamientos laterales cíclicos por medio de un actuador hidráulico horizontal. Los patrones de desplazamientos laterales pueden ser revisados en el estudio realizado por Orakcal y Wallace (2006). Adicionalmente, se aplicó una carga axial ( $P= 0.007 A_g f'_c$ , donde  $A_g$  es el área bruta de la sección transversal y  $f'_c$  es el esfuerzo a compresión del concreto) en la parte superior del muro, la cual fue constante en todo el ensayo.

En la figura 1 se presenta un esquema de la sección transversal del muro RW2. El esfuerzo de compresión del concreto al momento del ensayo presentó un rango entre 28.7 MPa a 58.4 MPa y un esfuerzo de compresión promedio de 34 MPa. El refuerzo longitudinal del muro tenía varillas No. 2 para el alma del muro y No. 3 para el sector de los cabezales. El refuerzo transversal del alma del muro tenía un diámetro de No. 2 y 3/16 in para el sector de los cabezales.

**Figura 1**

Sección transversal del muro RW2.



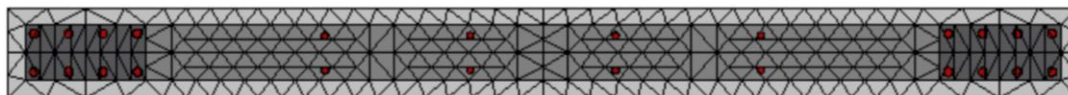
Nota: Tomado de Thomsen y Wallace (2004).

### Análisis del Modelo Matemático del Muro Experimental

El muro estructural RW2 se modeló en SeismoStruct con elementos inelásticos de pórtico con formulación basada en fuerzas (infrmFB). El elemento infrmFB está conformado por 5 secciones de integración y 500 fibras en sus secciones transversales (ver Figura 2). La base del muro se encuentra empotrada y en la parte superior de muro se aplica una carga axial constante igual a  $0.007 A_g f'_c$ .

**Figura 2**

Sección transversal del muro RW2.



Para representar el concreto se usó el modelo "con\_ma", el cual usa las reglas constitutivas propuesta por Mander et al. (1988) y las leyes del comportamiento no lineal cíclico propuestas por Martínez-Rueda y Elnashai (1997). El modelo constitutivo no lineal del concreto está conformado por: esfuerzo de

compresión, esfuerzo de tensión, módulo de elasticidad, deformación unitaria al esfuerzo pico o máximo y peso específico. Para los valores de esfuerzo de compresión, esfuerzo de tensión y módulo de elasticidad se tomó como referencia los parámetros recomendados por Orakcal y Wallace (2006). En la Tabla 1 y Tabla 2 se presenta un resumen de los parámetros usados en el modelo “con\_ma”.

**Tabla 1**

*Propiedades del concreto no confinado*

<b>Parámetros</b>	<b>Valores</b>
Esfuerzo de compresión (kPa)	42747
Esfuerzo de tensión (kPa)	2033.95
Módulo de elasticidad (kPa)	30729159.28
Deformación unitaria al esfuerzo pico (m/m)	0.0025
Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	24

**Tabla 2**

*Factores de confinamiento*

	<b>Factores</b>
No confinado	1
Confinamiento del alma del muro	1
Confinamiento elementos de borde	1.11

El acero de refuerzo fue representado por el modelo de acero “stl\_mp”, el cual usa la relación esfuerzo – deformación propuesta por Menegotto-Pinto (1973) y las leyes de endurecimiento isotrópico propuestas por Filippou et al. (1983). El modelo constitutivo no lineal del acero está conformado por: módulo de elasticidad, esfuerzo de fluencia, parámetros de endurecimiento por deformación, parámetro de forma inicial de la curva de transición, coeficiente de calibración de la forma de la curva de transición (A1 y A2), coeficiente de calibración de endurecimiento isotrópico (A3 y A4), deformación unitaria de fractura o pandeo y peso específico. Para el valor del esfuerzo de fluencia se tomó como referencia los valores presentados en Echeverría-Landeta et al. (2022) y Orakcal y Wallace (2006); el

parámetro de endurecimiento por deformación usado fue 0.03 al tomar como referencia el estudio de Gallardo et al. (2021); el parámetro de forma inicial de la curva de transición ( $R$ ) tiene dos valores: 20 (Modelo A) y 19 (Modelo B), para estos valores se tomó como referencia el estudio de Echeverría-Landeta et al. (2022) y los valores por defecto que recomienda SeismoStruct (2022); los coeficientes de calibración A1, A2, A3 y A4 fueron tomados de acuerdo a las recomendaciones por defecto que proporciona SeismoStruct (2022). En la Tabla 3 se presenta un resumen de los parámetros usados en el modelo “stl\_mp”.

**Tabla 3**

*Propiedades del modelo de acero Menegotto-Pinto.*

<b>Parámetros</b>	<b>Modelo A</b>	<b>Modelo B</b>
Módulo de elasticidad (kPa)	2.28E+08	2.28E+08
Esfuerzo de fluencia (kPa)	443000	443000
Parámetro de endurecimiento por deformación	0.03	0.03
Parámetro de forma inicial de la curva de transición	20.00	19.00
Coefficiente de calibración de la forma de la curva de transición (A1)	18.50	18.50
Coefficiente de calibración de la forma de la curva de transición (A2)	0.20	0.20
Coefficiente de calibración de endurecimiento isotrópico (A3)	0.00	0.00
Coefficiente de calibración de endurecimiento isotrópico (A4)	1.00	1.00
Deformación unitaria de fractura / pandeo	0.20	0.20
Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	78.00	78.00

### **Comparación de los Resultados del Modelo Analítico y Modelo Experimental**

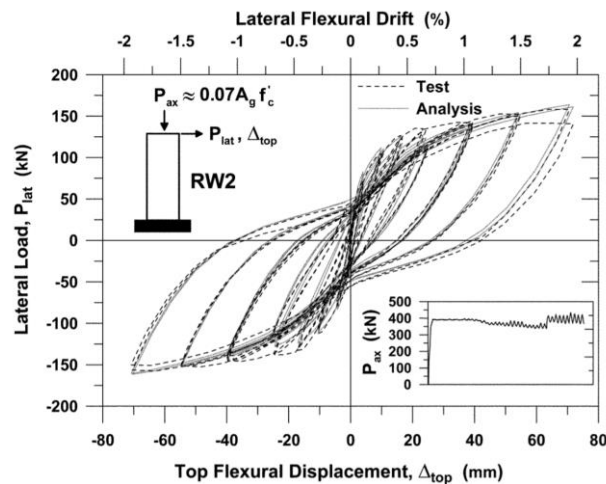
En el estudio de Orakcal y Wallace (2006) se detalla los valores de los desplazamientos en el tope del muro durante el ensayo experimental.

Adicionalmente, menciona que existe tres tipos de desplazamientos medidos: a) desplazamiento superior aplicado, b) desplazamiento superior con la contribución del movimiento del pedestal restado y c) desplazamiento superior con el movimiento del pedestal y deformaciones de corte restadas. Debido a que el macro modelo usado solo contempla la interacción axial – momento, es importante comparar las respuestas de desplazamiento superior, pero por flexión, tal como lo detalla Orakcal y Wallace (2006). En la Figura 3 se presenta las respuestas de desplazamiento y

carga lateral entre el modelo numérico y el ensayo experimental. La respuesta del modelo numérico se obtuvo con la ayuda del modelo MVLEM (multiple-vertical-line-element model) que se puede encontrar en la plataforma de OpenSees (2002).

### Figura 3

*Muro RW2, desplazamientos por flexión vs carga lateral.*



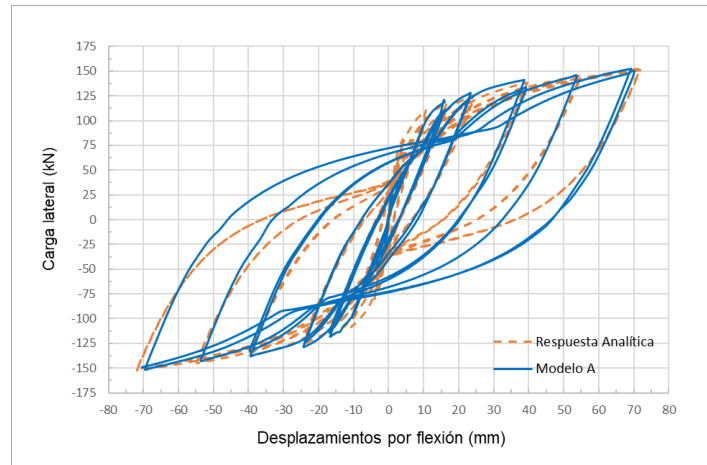
Nota: Tomado de Orakcal et al. (2006).

Como se puede observar la respuesta numérica es similar a la respuesta experimental (ver Figura 3), por lo que se procedió a comparar la respuesta analítica obtenida en Opensees con la respuesta analítica obtenida en este estudio. Teniendo en cuenta que el estudio se enfocará en medir el desempeño sísmico por medio de deformaciones unitarias y derivas de piso, fue necesario comparar dos modelos numéricos (Modelo A y Modelo B). La diferencia entre estos dos modelos radica en el parámetro R (parámetro de forma inicial de la curva de transición).

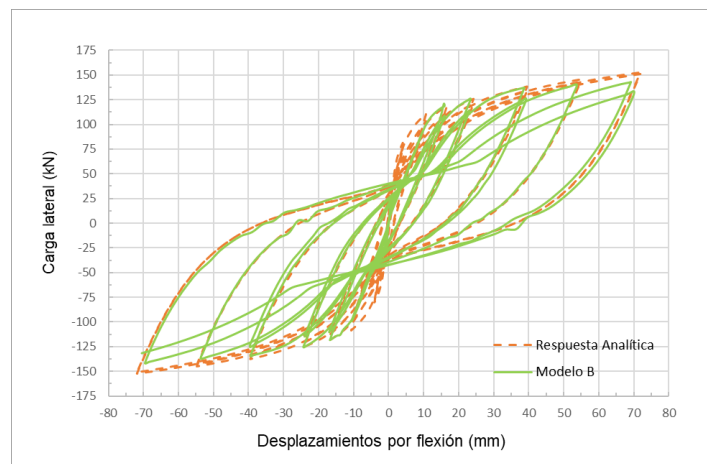
En el Modelo A se usó un valor  $R = 20$ , obteniendo una gráfica desplazamiento superior vs carga lateral tal como se detalla en la Figura 4. En la Figura 5 se presenta la respuesta de desplazamiento superior vs carga lateral del Modelo B cuando  $R = 19$ .

**Figura 4**

*Desplazamiento superior vs carga lateral (Modelo A).*

**Figura 5**

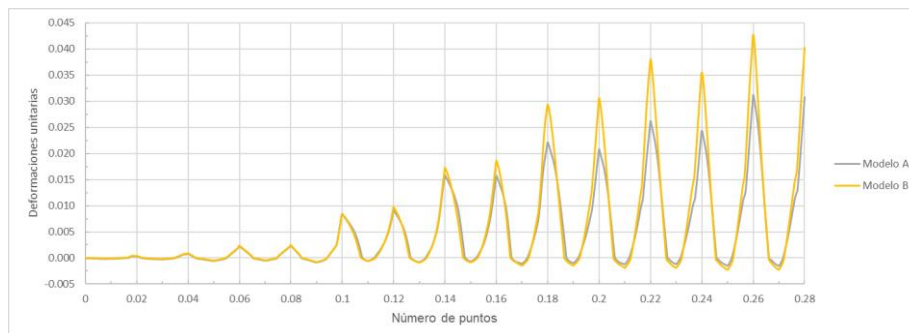
*Desplazamiento superior vs carga lateral (Modelo B).*



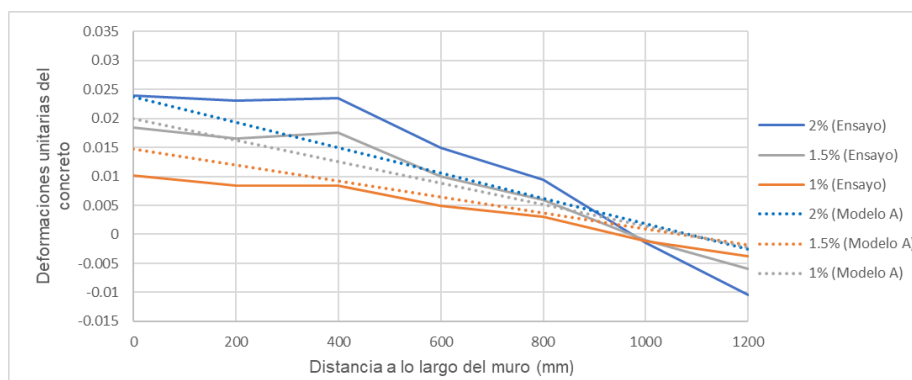
En la Figura 6 se comparan las deformaciones unitarias de las fibras externas del muro RW2, donde se puede observar que el Modelo B presenta valores mucho mayores a los obtenidos con el Modelo A. En la Figura 7 se compara las deformaciones unitarias obtenidas en el ensayo experimental (Orakcal & Wallace, 2006; Thomsen & Wallace, 2004) y las deformaciones unitarias obtenidas con el Modelo A. En la Tabla 4 se presenta un resumen de los valores de momento, corte, deformaciones unitarias y curvaturas con cada uno de los modelos analizados.

**Figura 6**

*Deformaciones unitarias en el muro RW2.*

**Figura 7**

*Deformaciones unitarias del ensayo vs deformaciones unitarias del Modelo A.*



Debido a que el enfoque del estudio se caracteriza por medir las deformaciones unitarias en los elementos estructurales. El modelo escogido será el Modelo A, ya que presenta una mejor calibración en las respuestas locales entre el ensayo experimental y analítico. A pesar de que el Modelo B (ver Figura 5) presenta una mejor curva histerética, los valores de deformaciones unitarias (ver Figura 6) son mucho mayores a los obtenidos con el Modelo A.

**Tabla 4**

*Momento, corte, deformación unitaria y curvatura del Modelo A y Modelo B.*

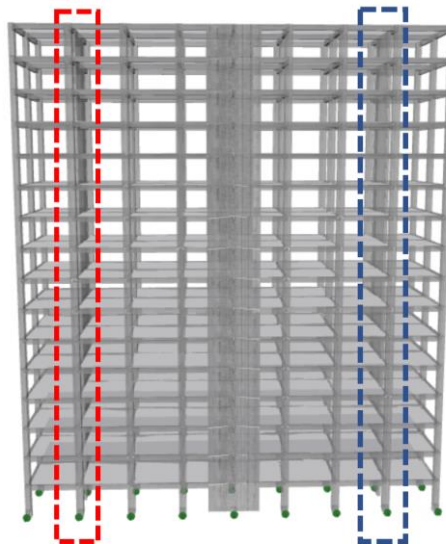
	<b>Modelo A</b>	<b>Modelo B</b>
Momento (kN.m)	560.43	519.808
Corte (kN)	150.95	139.84
Deformación Unitaria	0.033	0.045
Curvatura	0.030	0.041

### Definición de Arquetipos

El presente estudio se enfoca en el análisis y evaluación del desempeño sísmico de un sistema dual de hormigón armado (muros y pórticos especiales) ante diferentes niveles de irregularidad torsional (IT). Por este motivo, se plantea tres modelos arquetipos que cumplan esta condición. En la Figura 8 se presenta el modelo base, el cual consta de 16 pisos y un sistema estructural de muros y pórticos especiales de hormigón armado. Como se puede observar en la Figura 8, el muro señalado con un cuadro color azul (muros en sentido Y) se va a mover de posición de derecha a izquierda, de esta forma se impondrá diferentes niveles de irregularidad torsional. El muro señalado con un cuadro rojo se le denomina Muro 1 y el muro señalado con un cuadro azul se le denomina Muro 2 (ver Figura8). Cabe mencionar que se mantiene las mismas dimensiones de los elementos estructurales (vigas, columnas y muros) en los tres modelos.

### Figura 8

*Edificio de 16 pisos con muros y pórticos especiales.*



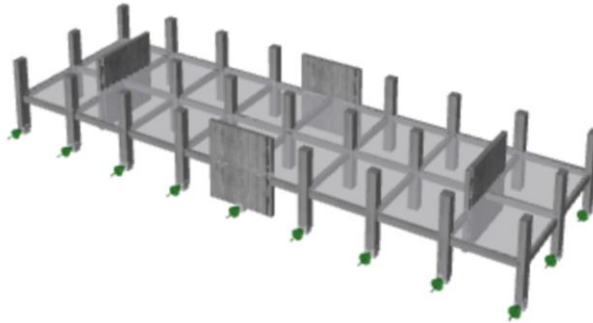
La Figura 9 presenta el esquema del modelo con un nivel de irregularidad torsional igual a 1.0 (Modelo IT 1.0). La Figura 10 y Figura 11 presentan la



configuración estructural de los modelos con irregularidad torsional mayores a 1.2 (Modelo IT 1.2) y 1.4 (Modelo IT 1.4), respectivamente.

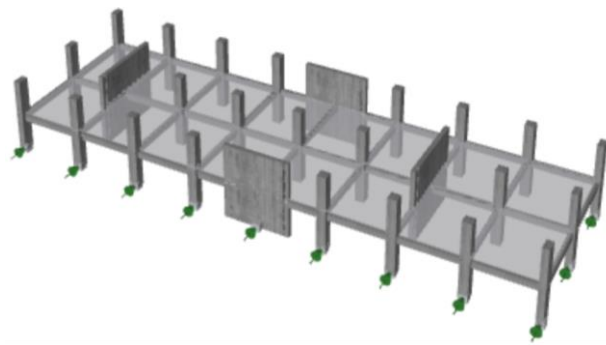
### Figura 9

*Modelo con irregularidad torsional igual a 1.0 (Modelo IT 1.0).*



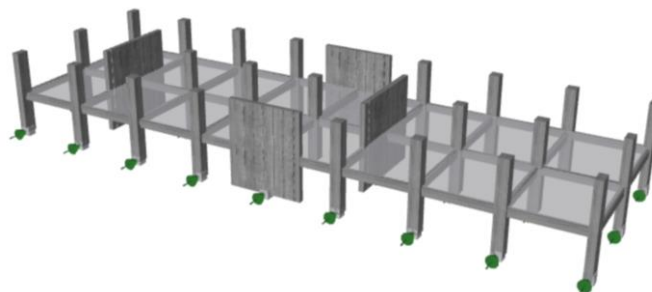
### Figura 10

*Modelo con irregularidad torsional mayor a 1.20 (Modelo IT 1.2).*



### Figura 11

*Modelo con irregularidad torsional mayor a 1.4 (Modelo IT 1.4).*



En la Tabla 5 se presentan las relaciones de irregularidad torsional de cada uno de los arquetipos. Se observa que la relación de irregularidad torsional se mantiene constante ( $IT = 1.0$ ) en el sentido X, mientras que en el sentido Y se

presenta 3 diferentes niveles de irregularidad torsional debido al cambio de ubicación del Muro 2.

**Tabla 5**

*Relaciones de irregularidad torsional de los modelos IT 1.0, IT 1.2 y IT 1.4.*

Pisos	IT 1.0		IT 1.2		IT 1.4	
	X	Y	X	Y	X	Y
16	1.00	1.00	1.00	1.32	1.00	1.47
15	1.00	1.00	1.00	1.32	1.00	1.48
14	1.00	1.00	1.00	1.33	1.00	1.49
13	1.00	1.00	1.00	1.33	1.00	1.50
12	1.00	1.00	1.00	1.33	1.00	1.50
11	1.00	1.00	1.00	1.34	1.00	1.51
10	1.00	1.00	1.00	1.34	1.00	1.52
9	1.00	1.00	1.00	1.34	1.00	1.53
8	1.00	1.00	1.00	1.35	1.00	1.54
7	1.00	1.00	1.00	1.35	1.00	1.55
6	1.00	1.00	1.00	1.35	1.00	1.56
5	1.00	1.00	1.00	1.36	1.00	1.56
4	1.00	1.00	1.00	1.36	1.00	1.57
3	1.00	1.00	1.00	1.37	1.00	1.59
2	1.00	1.00	1.00	1.37	1.00	1.6
1	1.00	1.00	1.00	1.37	1.00	1.6
Base	0	0	0	0	0	0

### **Análisis Estructural de los Arquetipos**

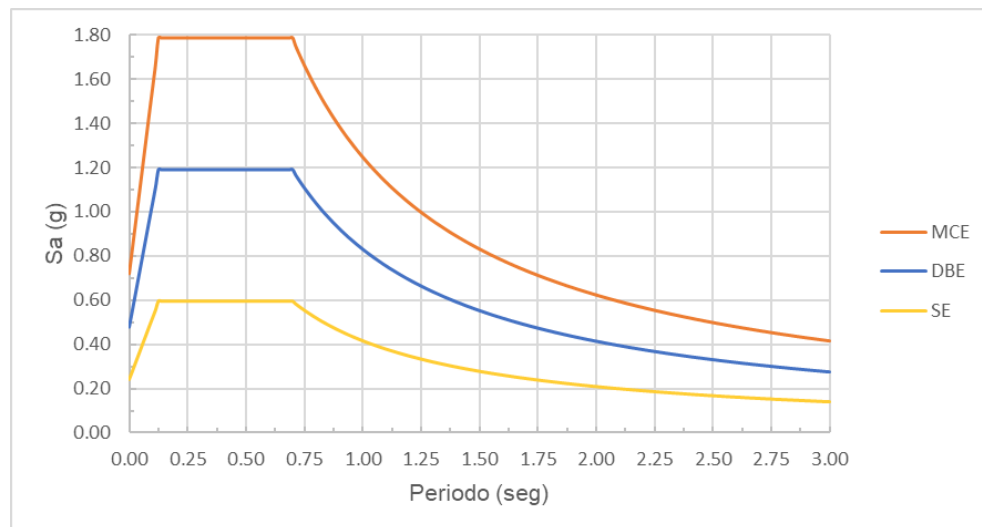
A continuación, se presenta el procedimiento de diseño de los tres arquetipos seleccionados. El espectro elástico de diseño fue determinado con los coeficientes y parámetros que estipula la NEC (2015). Los tres arquetipos se encuentran ubicados en la ciudad de Quito sobre un suelo tipo D. En la Figura 12 se presenta el espectro elástico de diseño (DBE) que se usará para determinar el porcentaje de corte basal. El factor de importancia es igual a 1.0, y el uso es residencial para todos los arquetipos. El valor de la sobrecarga es 300 kg/cm<sup>2</sup> y 200 kg/cm<sup>2</sup> para carga muerta y viva, respectivamente.

El valor del esfuerzo de compresión es 280 kg/cm<sup>2</sup> y el esfuerzo de fluencia del acero es 4200 kg/cm<sup>2</sup>. El valor del módulo de elasticidad del hormigón es igual a

252671.32 kg/cm<sup>2</sup> (NEC-SE-HM, 2015). Se usaron las combinaciones de carga tal como se especifica en la NEC-SE-CG (2015).

## Figura 12

*Espectros elásticos según NEC-SE-DS.*



Nota: sismo de diseño (DBE), sismo máximo considerable (MCE) y sismo de servicio (SE).

Los elementos estructurales vigas, columnas, muros y losas fueron agrietados por los siguientes coeficientes: 0.5, 0.8, 0.6 y 0.35, respectivamente (NEC-SE-DS, 2015). El factor de reducción de resistencia sísmica (R) es igual a 7. En la Tabla 6 se detalla los valores de corte basales obtenidos con los periodos recomendados por el código y los periodos obtenidos en el análisis. En este caso, todos los arquetipos fueron diseñado con el porcentaje de corte basal igual a 9.3% (V= 686.13 Ton).

## Tabla 6

*Periodos y porcentajes de corte basal.*

	T código (seg)	%V	T análisis (seg)	%V
Modelo IT 1.0	1.27	9.3	1.64	7.2
Modelo IT 1.2	1.27	9.3	1.68	7.1
Modelo IT 1.4	1.27	9.3	1.74	6.8

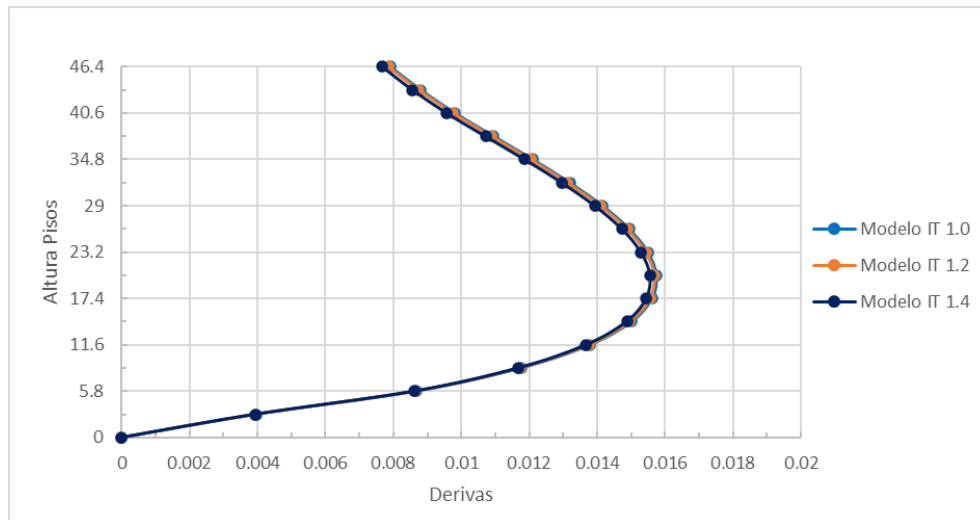
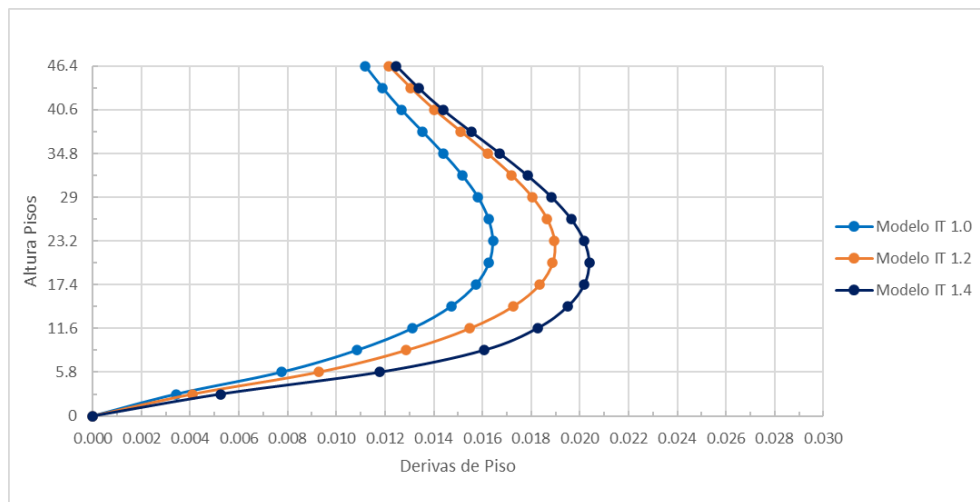
El análisis estático lineal de los arquetipos se realiza en el programa ETABS. La Tabla 7 presenta el porcentaje de corte basal que absorben los muros estructurales en ambos sentidos. Se puede observar que todos los muros en ambos sentidos absorben un porcentaje de corte basal mayor al 75%. Los muros en sentido X, al no tener un cambio en la irregularidad torsional, mantienen constante el porcentaje de corte basal absorbido por los muros. En el sentido Y, el porcentaje de corte absorbido por los muros estructurales varía, ya que en este sentido los niveles de irregularidad torsional también varían.

**Tabla 7**

*Porcentaje de corte basal absorbido por los muros de corte.*

	<b>Modelo IT 1.0</b>		<b>Modelo IT 1.2</b>		<b>Modelo IT 1.4</b>	
	V (Ton)	V%	V (Ton)	V%	V (Ton)	V%
Muros						
Sentido X	518.66	0.756	518.66	0.756	518.66	0.756
Sentido Y	528.66	0.770	525.9	0.766	513.61	0.749

El valor máximo de la deriva de piso en el sentido X es 1.57% para todos los arquetipos (Ver figura 13). Los valores máximos de las derivas de piso en sentido Y son: 1.64%, 1.89% y 2.03% para el Modelo IT 1.0, IT 1.2 y IT 1.4, respectivamente. En la Figura 14 se puede observar que las derivas de piso aumentan mientras aumenta el valor de la irregularidad torsional.

**Figura 13***Derivas de piso en sentido X.***Figura 14***Derivas de piso en sentido Y.*

En la Tabla 8 se presentan los valores de los cortes en la base de los muros Muro1 y Muro2. Adicionalmente, se obtienen el porcentaje de corte que absorbe cada uno de ellos. Se puede ver que el Muro 2 (muro que cambia de posición) aumenta su porcentaje de corte basal mientras mayor es el nivel de irregularidad torsional.

**Tabla 8**

Valores de corte en la base de los muros y porcentaje de absorción.

	IT 1.0	IT 1.2	IT 1.4
V Muro 1 (Ton)	264.33 (50%)	231.07 (43.9%)	191.85 (37.4%)
V Muro 2 (Ton)	264.33 (50%)	294.83 (56.1%)	321.76 (62.6%)

### Dimensionamiento de los Elementos Estructurales

Los tres arquetipos se encuentran conformados por pórticos especiales resistentes a momento y muros especiales de corte. El diseño estructural fue elaborado con las recomendaciones del ACI 318 (2019) y NEC-SE- HM (2015). Los refuerzos longitudinales de columnas y muros fueron obtenidos ante las solicitaciones de flexo – compresión, por lo que fue necesario revisar los diagramas de interacción (axial - momento) para verificar su cumplimiento. En la tabla 9 se presenta un resumen de las secciones, aceros longitudinales y estribos obtenidos en el diseño de columnas. El diseño a corte de las columnas se lo realizó con los criterios de diseño por capacidad en donde se involucran los momentos máximos probables de las columnas para poder obtener el corte de diseño (ACI 318-19, 18.7.6.1.1). Los espaciamientos de estribos y chequeo de confinamiento en columnas fueron revisados con ACI 318-19, 18.7.5.

**Tabla 9**

Aceros longitudinales y estribos en columnas.

	Pisos	C1	C2	C4	C10
		70X70	70X70	70x70	50x90
IT 1.0	1	16Φ20		16Φ22	16Φ20
	2-16	16Φ20		16Φ20	16Φ20
IT 1.2	1-2	16Φ20	4Φ28+12Φ22		16Φ20
	3-16	16Φ20	16Φ20		16Φ20
IT 1.4	1-2	16Φ20		16Φ22	16Φ20
	3-16	16Φ20		16Φ20	16Φ20
Estribos (@10cm)	x	1EstΦ10+3GpΦ10	1EstΦ10+3GpΦ10	1EstΦ10+3GpΦ10	1EstΦ12+2GpΦ12
	y	1EstΦ10+3GpΦ10	1EstΦ10+3GpΦ10	1EstΦ10+3GpΦ10	1EstΦ12+3GpΦ12

Nota: Est: estribos y Gp: grapas.

**Tabla 10***Aceros longitudinales y estribos en vigas.*

Pisos		B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7
		30x50	30x50	30x50	30x50	30x50	30x50	30x50
IT 1.0	1-11	Asup(4Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ16) Ainf(3Φ16)	Asup(6Φ25) Ainf(6Φ25)		
	12-16	Asup(4Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ16) Ainf(3Φ16)		Asup(6Φ22) Ainf(6Φ22)	Asup(6Φ22) Ainf(6Φ20)
IT 1.2	1-11	Asup(4Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ16) Ainf(3Φ16)	Asup(6Φ25) Ainf(6Φ25)		
	12-16	Asup(4Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ16) Ainf(3Φ16)		Asup(6Φ22) Ainf(6Φ22)	Asup(6Φ22) Ainf(6Φ20)
IT 1.4	1-11	Asup(4Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ16) Ainf(3Φ16)	Asup(6Φ25) Ainf(6Φ25)		
	12-16	Asup(4Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ16) Ainf(3Φ16)		Asup(6Φ22) Ainf(6Φ22)	Asup(6Φ22) Ainf(6Φ20)
Estribos (@10cm y 20cm)		1EstΦ10	1EstΦ10	1EstΦ10	1EstΦ10	1EstΦ12	1EstΦ12	1EstΦ12
			1GpΦ10	1GpΦ10	1GpΦ10	1GpΦ12	1GpΦ12	1GpΦ12

Nota: Est: estribos, Gp: grapas, Asup: acero superior y Ainf: acero inferior.

La Tabla 10 presenta un resumen de las sesiones, aceros longitudinales y estribos obtenidos en el diseño de vigas. El diseño a corte de vigas se lo realizó con los criterios de diseño por capacidad en donde se involucran los momentos máximos probables en vigas para poder obtener el corte de diseño (ACI 318-19, 18.6.5.1). Los espaciamientos de estribos se especificaron acorde a ACI 318-19, 18.6.4.

Los aceros longitudinales del alma y cabezales de los muros estructurales fueron obtenidos con el diseño a flexo – compresión. La longitud de los elementos de borde se obtuvo con las expresiones mencionadas en el ACI 318-19, 18.10.6.2 y NEC-SE-HM, 6.1.5.C, las cuales involucran el cálculo del eje neutro ( $c$ ) al presentarse una deformación unitaria igual a 0.003 en el extremo del muro que se encuentra a compresión. Los elementos de borde o cabezales cumplen con las exigencias de confinamiento mencionadas en ACI 318-19, 18.7.5. Para el diseño a corte de los muros estructurales se consideró los factores de sobre-resistencia ( $\Omega_v$ ) y el factor de amplificación de corte dinámica ( $\omega_v$ ). Al determinar cada uno de los

coeficientes y tomando en cuenta el límite establecido en el ACI 318-19,18.10.3.1; las solicitaciones a corte en todos los muros fueron amplificadas por un factor igual a 3.

Finalmente, se verifica el chequeo de la conexión viga – columna especificado en el ACI 318-19,18.7.3. Esta recomendación exige que la sumatoria de momentos nominales de las columnas deben ser 1.2 veces mayor a la sumatoria de los momentos nominales de vigas. En la Tabla 11, Tabla 12 y Tabla 13 se presentan un resumen de los aceros longitudinales y transversales obtenidos en el diseño de los muros estructurales.

**Tabla 11**

*Aceros longitudinales y transversales de los muros del modelo IT 1.0.*

		Aceros longitudinales					Aceros transversales	
		Dimensiones generales		Cabezales		Alma	Armado	
		Long (m)	espesor (m)	Long (m)	Armado	Armado		
IT 1.0	Muro 1	1-4	6.0	0.35	1.00	12Φ25/12Φ25	66Φ18	2Φ16@10cm
		5-10	6.0	0.35	1.00	12Φ12/12Φ12	50Φ10	2Φ14@10cm
		11-16	6.0	0.35	0.80	10Φ10/10Φ10	62Φ10	2Φ12@20cm
	Muro2	1-4	6.0	0.35	1.00	12Φ25/12Φ25	66Φ18	2Φ16@10cm
		5-10	6.0	0.35	1.00	12Φ12/12Φ12	50Φ10	2Φ14@10cm
		11-16	6.0	0.35	0.80	10Φ10/10Φ10	62Φ10	2Φ12@20cm
	Muro3	1-4	5.0	0.35	0.85	12Φ22/12Φ2	54Φ16	2Φ16@10cm
		5-10	5.0	0.35	0.85	12Φ12/12Φ12	40Φ10	2Φ12@10cm
		11-16	5.0	0.35	0.85	10Φ10/10Φ10	44Φ10	2Φ10@20cm
Muro4	1-4	5.0	0.35	0.85	12Φ22/12Φ2	54Φ16	2Φ16@10cm	
	5-10	5.0	0.35	0.85	12Φ12/12Φ12	40Φ10	2Φ12@10cm	
	11-16	5.0	0.35	0.85	10Φ10/10Φ10	44Φ10	2Φ10@20cm	



**Tabla 12***Aceros longitudinales y transversales de los muros del modelo IT 1.2.*

		Aceros longitudinales					Aceros transversales	
		Dimensiones generales		Cabezales		Alma	Armado	
		Long (m)	espesor (m)	Long (m)	Armado	Armado		
		IT 1.2	Muro 1	1-4	6.0	0.35		1.15
5-10	6.0			0.35	1.15	12Φ12/12Φ12	50Φ10	2Φ14@10cm
11-16	6.0			0.35	0.80	10Φ10/10Φ10	62Φ10	2Φ12@20cm
Muro2	1-4		6.0	0.35	1.15	12Φ28/12Φ28	66Φ18	2Φ18@10cm
	5-10		6.0	0.35	1.15	12Φ12/12Φ12	50Φ10	2Φ14@10cm
	11-16		6.0	0.35	0.80	10Φ10/10Φ10	62Φ10	2Φ12@20cm
Muro3	1-4		5.0	0.35	0.85	12Φ22/12Φ2	54Φ16	2Φ16@10cm
	5-10		5.0	0.35	0.85	12Φ12/12Φ12	40Φ10	2Φ12@10cm
	11-16		5.0	0.35	0.85	10Φ10/10Φ10	44Φ10	2Φ10@20cm
Muro4	1-4	5.0	0.35	0.85	12Φ22/12Φ2	54Φ16	2Φ16@10cm	
	5-10	5.0	0.35	0.85	12Φ12/12Φ12	40Φ10	2Φ12@10cm	
	11-16	5.0	0.35	0.85	10Φ10/10Φ10	44Φ10	2Φ10@20cm	

**Tabla 13***Aceros longitudinales y transversales de los muros del modelo IT 1.4.*

		Aceros longitudinales					Aceros transversales	
		Dimensiones generales		Cabezales		Alma	Armado	
		Long (m)	espesor (m)	Long (m)	Armado	Armado		
		IT 1.4	Muro 1	1-4	6.0	0.35		1.20
5-10	6.0			0.35	1.20	12Φ12/12Φ12	50Φ10	2Φ12@10cm
11-16	6.0			0.35	0.80	10Φ10/10Φ10	62Φ10	2Φ10@10cm
Muro2	1-4		6.0	0.35	1.20	15Φ28/15Φ28	66Φ18	2Φ18@10cm
	5-10		6.0	0.35	1.20	12Φ12/12Φ12	50Φ10	2Φ16@10cm
	11-16		6.0	0.35	0.80	10Φ10/10Φ10	62Φ10	2Φ10@10cm
Muro3	1-4		5.0	0.35	0.85	12Φ22/12Φ2	54Φ16	2Φ16@10cm
	5-10		5.0	0.35	0.85	12Φ12/12Φ12	40Φ10	2Φ14@10cm
	11-16		5.0	0.35	0.85	10Φ10/10Φ10	44Φ10	2Φ10@20cm
Muro4	1-4	5.0	0.35	0.85	12Φ22/12Φ2	54Φ16	2Φ16@10cm	
	5-10	5.0	0.35	0.85	12Φ12/12Φ12	40Φ10	2Φ14@10cm	
	11-16	5.0	0.35	0.85	10Φ10/10Φ10	44Φ10	2Φ10@20cm	

### Modelo Analítico No Lineal

El modelo analítico no lineal se realiza con el programa SeismoStruct. Para el modelo de los muros y columnas se usa elementos inelásticos de pórtico con formulación basada en fuerzas (infrmFB) y para las vigas se usa elementos inelásticos de pórtico de rótula plástica con formulación basada en fuerzas (infrmFBPH). El número de fibras en las secciones transversales usadas son: 131, 400 y 150 para columnas, muros y vigas, respectivamente. Se ingresó tres tipos de materiales: hormigón no confinado (con\_ma), hormigón confinado y acero de refuerzo (stl\_mp) (Ver Figura 15, Figura 16 y Figura 17).

**Tabla 14**

*Parámetros del hormigón no confinado.*

<b>Parámetros</b>	<b>Valores</b>
Esfuerzo de compresión (kPa)	27458.6
Esfuerzo de tensión (kPa)	2200
Módulo de elasticidad (kPa)	24628448.5
Deformación unitaria al esfuerzo pico (m/m)	0.0025
Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	24

**Tabla 15**

*Parámetros del acero de refuerzo.*

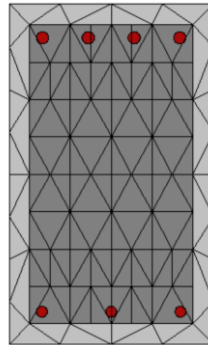
<b>Parámetros</b>	<b>Valores</b>
Módulo de elasticidad (kPa)	2.00E+08
Esfuerzo de fluencia (kPa)	411879.3
Parámetro de endurecimiento por deformación	0.03
Parámetro de forma inicial de la curva de transición	20.00
Coeficiente de calibración de la forma de la curva de transición (A1)	18.5
Coeficiente de calibración de la forma de la curva de transición (A2)	0.2
Coeficiente de calibración de endurecimiento isotrópico (A3)	0.00
Coeficiente de calibración de endurecimiento isotrópico (A4)	1.00
Deformación unitaria de fractura / pandeo	0.2
Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	78

En la Tabla 14 y Tabla 15 se presentan los valores que conformar el modelo constitutivo del hormigón no confinado y acero de refuerzo. Los factores del concreto confinado son calculados dependiendo del número de ramales que confinan las

columnas o los elementos de borde. El amortiguamiento de la estructura se consideró con el amortiguamiento de Rayleigh, el cual relaciona un amortiguamiento impuesto y los periodos de los dos primeros modos de vibración (Seismosoft, 2022) .

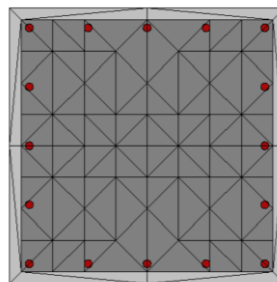
### Figura 15

*Sección transversal de la viga (30x50) del primer piso.*



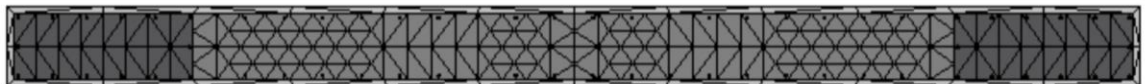
### Figura 16

*Sección transversal de la columna (70x70) del primer piso.*



### Figura 17

*Sección transversal del Muro 2 (35x600) del primer piso.*



## Selección de Registros Sísmicos

Los registros sísmicos fueron obtenidos de la base de datos del PEER Ground Motion Database (PEER, 2002). Para definir las características que deben

cumplir los registros sísmicos utilizamos los criterios usados en el estudio probabilista de la amenaza sísmica de Cagua (2022), las cuales son:

- Magnitudes mayores a M 5.9.
- Aceleraciones del suelo (PGA) mayores a 0.25 (g).
- Suelo tipo D ( $V_s > 200$  m/s).
- Distancia  $R_{rup} > 5$  (km).

En la Tabla 16 se presenta la lista de los 11 registros seleccionados, los cuales cumplen con las condiciones antes mencionadas. Una vez seleccionados los registros sísmicos se procede a realizar el procedimiento de escalamiento de registros con la finalidad de comprobar la espectro compatibilidad con respecto al espectro elástico de diseño. En la Figura 18 se presentan los espectros de pseudo aceleración (5% de amortiguamiento) de cada uno de los registros sísmicos escalados a un mismo periodo ( $T_1 = 1.64$  (seg), periodo fundamental del modelo IT 1.0).

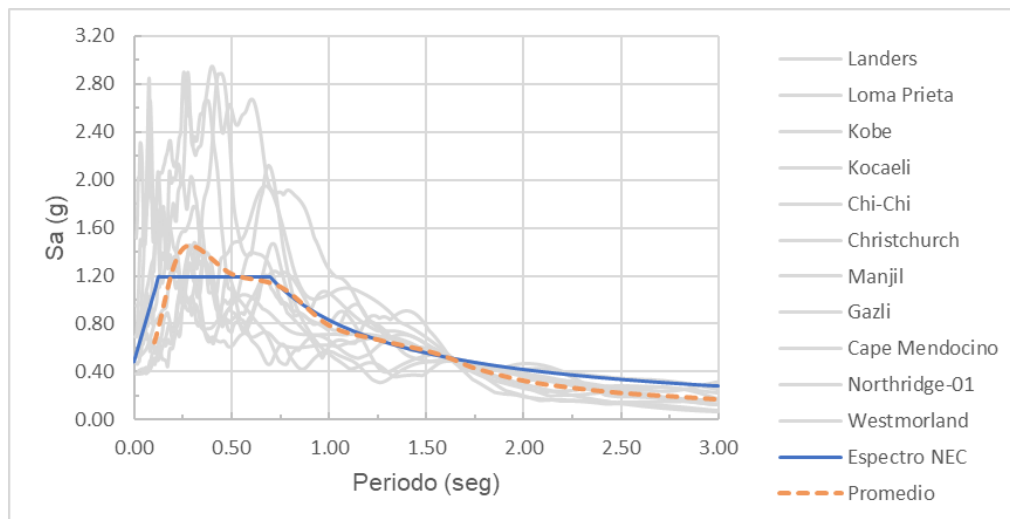
**Tabla 16**

*Lista de registros sísmicos seleccionados.*

Registro	Magnitud	Año	Estación	Mecanismo	$R_{rup}$ (km)
1 Landers	7.28	1992	Joshua Tree	Strike-slip	11.03
2 Loma Prieta	6.93	1989	Capitola	Reverse Oblique	15.23
3 Kobe	6.90	1995	Nishi-Akashi	Strike-slip	7.08
4 Kocaeli	7.51	1999	Duzce	Strike-slip	15.37
5 Chi-Chi	7.62	1999	TCU045	Reverse Oblique	26.00
6 Christchurch	6.20	2011	Botanical Gardens	Reverse Oblique	5.55
7 Manjil	7.37	1990	Abbar	Strike-slip	12.55
8 Gazli	6.80	1976	Karakyr	Reverse	5.46
9 Cape Mendocino	7.01	1992	Ferndale Fire Station	Reverse	19.32
10 Northridge-01	6.69	1994	Newhall - Fire Sta	Reverse	5.92
11 Westmorland	5.90	1981	Westmorland Fire Sta	Strike-slip	6.50

**Figura 18**

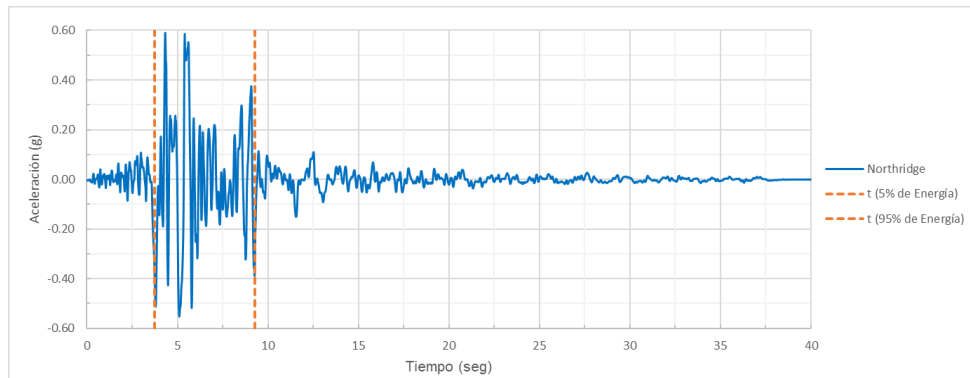
*Espectro de diseño elástico (NEC-SE) y espectros de pseudo aceleración escalados al periodo fundamental del Modelo IT 1.0.*



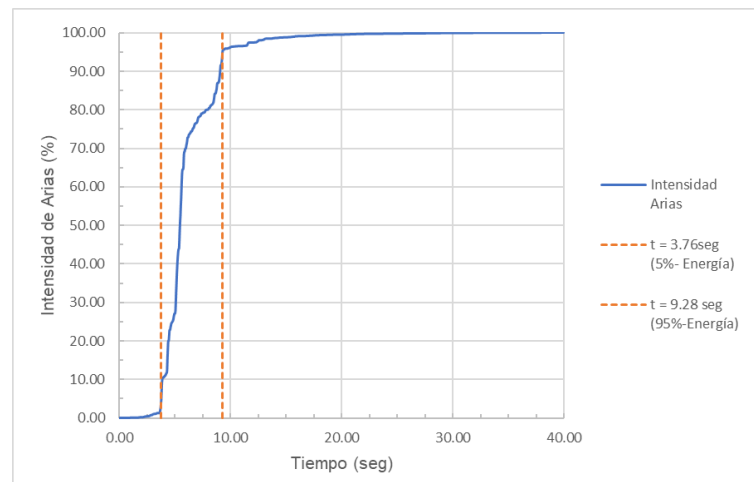
Adicionalmente, se realizó el procedimiento de Intensidad de Arias con la finalidad de disminuir el tiempo de los registros sísmicos. Se tomó dos tiempos representativos para acortar el registro sísmico. El tiempo inicial corresponde al tiempo en el que la energía del terremoto alcanza un 5% y el tiempo final corresponde al tiempo en el que la energía del terremoto logra llegar a un 95%. En la Figura 19 se grafica el registro sísmico de aceleraciones del terremoto de Northridge (1994) y se detalla los tiempos a los cuales el registro sísmico produce el 5% y 95% de energía. En la Figura 20 se presenta la intensidad de Arias en donde se puede identificar que a los  $t = 3.76$  seg se produce el 5% de energía y a los  $t = 9.28$  seg el registro alcanza el 95% de energía.

**Figura 19**

*Registro de aceleraciones de Northridge (1994).*

**Figura 20**

*Intensidad de Arias del registro de Northridge (1994).*



### **Análisis Dinámico Incremental**

El análisis dinámico incremental (IDA) es un procedimiento de parametrización utilizado para evaluar el desempeño sísmico de una estructura. El IDA consiste en escalar un mismo registro sísmico a diferentes niveles de intensidad de aceleración del terreno y cuantificar los parámetros de demanda ingenieril (EPD) obtenidos con cada uno de los análisis realizados. Para el estudio en desarrollo se toma como medida de intensidad (MI) el valor de la pseudo aceleración espectral (con amortiguamiento al 5%) correspondiente al periodo fundamental de la estructura.

Los EPD evaluados serán las derivas de piso y las deformaciones unitarias en los elementos principales resistentes a cargas sísmicas.

### **Niveles de Desempeño Sísmico**

En el presente estudio los valores de derivas de piso y deformaciones unitarias serán relacionados con las medidas de daño (MD) para poder definir los diferentes niveles de desempeño estructural.

Los niveles de desempeño estructural cuando se toma como parámetro las derivas de piso son: ocupación inmediata (OI), seguridad de vida (SV) y prevención de colapso (PC), tal como lo detalla la Figura 21 tomada del FEMA 356. Debido a que los valores de derivas indicados en la Figura 21 pretenden ser descripciones cualitativas del comportamiento aproximado de las estructuras que cumplen dichos niveles; y no reemplazan la evaluación local de los límites de deformación de los componentes estructurales (FEMA 356, 2000), también se propone la evaluación del desempeño sísmico por medio de la medición de deformaciones unitarias en los elementos críticos que forman parte del sistema resistente a carga lateral.

Al tomar como parámetro de evaluación las deformaciones unitarias, los estados límite evaluados serán los siguientes: fluencia, servicio y colapso. El valor de deformación unitaria para el nivel de desempeño de fluencia es  $\varepsilon_s = \frac{f_y}{E_s}$  y  $\varepsilon_c = 0.002$  (Priestley & Kowalsky, 2000); donde  $\varepsilon_s$  es la deformación unitaria a tensión del acero de refuerzo,  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia,  $E_s$  corresponde al módulo de elasticidad del acero de refuerzo y  $\varepsilon_c$  es la deformación unitaria a compresión del concreto. Los valores de deformación unitaria para el estado límite de servicio son:  $\varepsilon_s = 0.015$  y  $\varepsilon_c = 0.004$  para el acero de refuerzo a tensión y el concreto a compresión, respectivamente (Priestley & Kowalsky, 2000). Para definir el colapso se tomó en cuenta los siguiente criterios: 1) inestabilidad lateral dinámica, dicha inestabilidad se produce cuando las cargas verticales generan un efecto desestabilizador (efecto P –

$\Delta$ ) que supera a la resistencia lateral de la estructura, por lo que, la respuesta de desplazamiento aumenta significativamente ante variaciones de intensidades pequeñas (Araya-letelier et al., 2019; M.A. Cando, 2020), 2) falla ante cargas axiales, la falla ante cargas axiales se relaciona con el valor de la deriva lateral que puede llegar a alcanzar el edificio, para edificios de mediana altura se establece un valor de deriva límite igual al 5% según las recomendaciones de Gogus y Wallace (2015) y 3) el 50% de los muros estructurales que conforman el sistema resistente a carga lateral presentan cualquiera de las siguientes fallas: pandeo del acero, fractura del acero, aplastamiento del hormigón (Cando, 2020) e inestabilidad de pandeo fuera del plano (Haro et al., 2019).

## Figura 21

*Niveles de desempeño estructural según FEMA 356.*

Elements	Type	Structural Performance Levels		
		Collapse Prevention S-5	Life Safety S-3	Immediate Occupancy S-1
Concrete Walls	Primary	Major flexural and shear cracks and voids. Sliding at joints. Extensive crushing and buckling of reinforcement. Failure around openings. Severe boundary element damage. Coupling beams shattered and virtually disintegrated.	Some boundary element stress, including limited buckling of reinforcement. Some sliding at joints. Damage around openings. Some crushing and flexural cracking. Coupling beams: extensive shear and flexural cracks; some crushing, but concrete generally remains in place.	Minor hairline cracking of walls, <1/16" wide. Coupling beams experience cracking <1/8" width.
	Secondary	Panels shattered and virtually disintegrated.	Major flexural and shear cracks. Sliding at joints. Extensive crushing. Failure around openings. Severe boundary element damage. Coupling beams shattered and virtually disintegrated.	Minor hairline cracking of walls. Some evidence of sliding at construction joints. Coupling beams experience cracks <1/8" width. Minor spalling.
	Drift	2% transient or permanent	1% transient; 0.5% permanent	0.5% transient; negligible permanent

Nota: Tomado de Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356, 2000).

La fractura o pandeo del acero de refuerzo se produce cuando la deformación unitaria axial (tensión o compresión) del refuerzo alcanza un valor de 0.05 (ACI-318, 2019; Cando et al., 2020; Dabaghi et al., 2019; Gogus & Wallace, 2015). El aplastamiento en el concreto se produce cuando la deformación unitaria axial del concreto (compresión) supera el límite de aplastamiento según la curva esfuerzo – deformación. El punto límite de aplastamiento (deformación unitaria



después de alcanzar el esfuerzo pico del concreto confiando) se produce cuando el concreto alcanza un valor residual de esfuerzo igual al 20% del esfuerzo pico del concreto confinado (Dabaghi et al., 2019; Gogus & Wallace, 2015). Haro, Kowalsky & Chai (2019), relacionan las deformaciones debido a cargas en el plano con la inestabilidad de pandeo fuera del plano del muro estructural. En nuestro caso de estudio, los valores límite de deformación unitaria para evitar la inestabilidad de pandeo fuera del plano ( $\varepsilon_{sm}$ ) en el Muro 2 son: 0,056, 0,054 y 0,051 para los modelos IT 1.0, IT 1.2 e IT 1.4, respectivamente. Los valores de  $\varepsilon_{sm}$  fueron calculados con las expresiones detalladas en los estudios de Haro, Kowalsky & Chai (2019) y Sarango, Haro, Acuña & Caiza (2021).

## Capítulo 4

### Resultados y Discusión

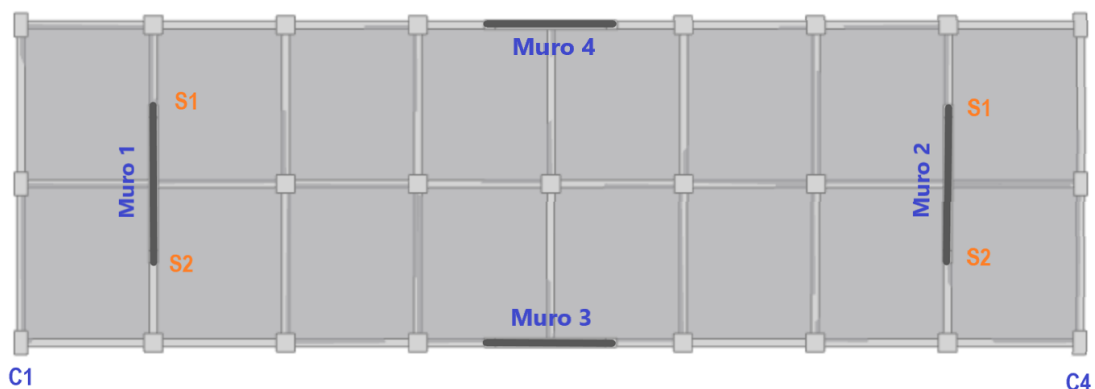
#### Respuestas Globales y Locales del Análisis No Lineal

Se presenta los resultados del análisis no lineal (tiempo – historia) de los tres arquetipos tomando como amenaza el registro sísmico de Chi-Chi. El registro sísmico se encuentra escalado a un valor de  $S_a(T_{1,5\%})$  igual a 0.6 (g). En la Figura 22 se presenta un esquema de la ubicación de las columnas y esquinas de losa (C1 y C4) que sirven de referencia para cuantificar la relación de irregularidad torsional.

De la Figura 23 a la Figura 31 se presenta una comparación de solicitaciones globales y locales (derivadas de piso, corte, momento, deformaciones unitarias) del Muro 1 y Muro 2 de cada uno de los arquetipos. La Figura 23 presenta los resultados de derivas de piso de cada uno de los modelos. En la Figura 23 (a) se puede observar que los valores de derivas de piso del modelo IT 1.0 son similares en ambas esquinas. En la Figura 23 (b) y Figura 23 (c) se puede verificar que mientras mayor es el nivel de irregularidad torsional mayor es la diferencia relativa de deriva en cada piso entre C1 y C4.

#### Figura 22

*Esquema en planta de la ubicación de muros estructurales y esquinas de losa.*

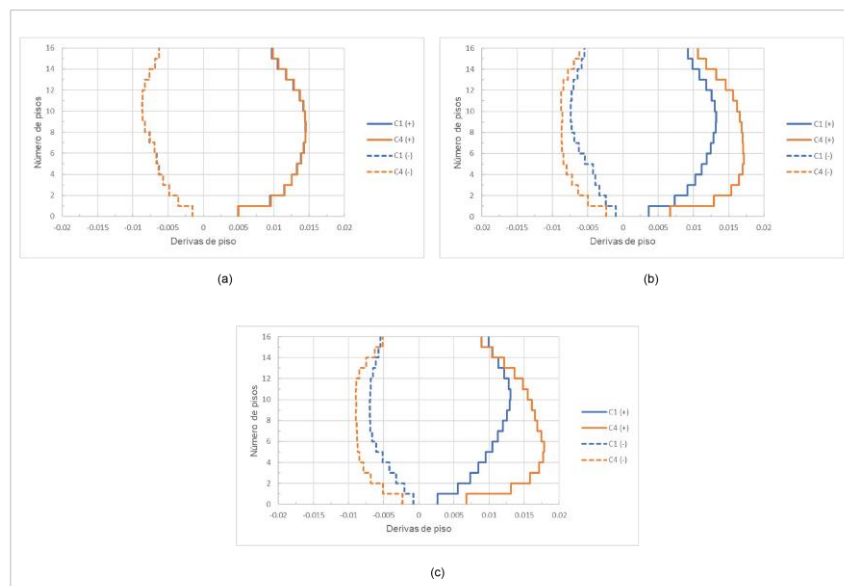


En la Figura 24(a) se presenta la comparación de derivas de piso de la esquina C4 de todos los arquetipos (IT1.0, IT.12 y IT 1.4). Se puede apreciar, en

ambas direcciones (positiva (+) y negativa (-)), que el modelo IT 1.4 es el modelo que mayor deriva de piso genera a pesar de que todos los modelos fueron analizados con la misma amenaza. Las derivas de piso (piso 1- 6) del modelo IT 1.4 y Modelo IT1.2 son 1.38 y 1.35 veces mayores que las derivas de piso del Modelo IT 1.0, respectivamente (ver Figura 24(b)).

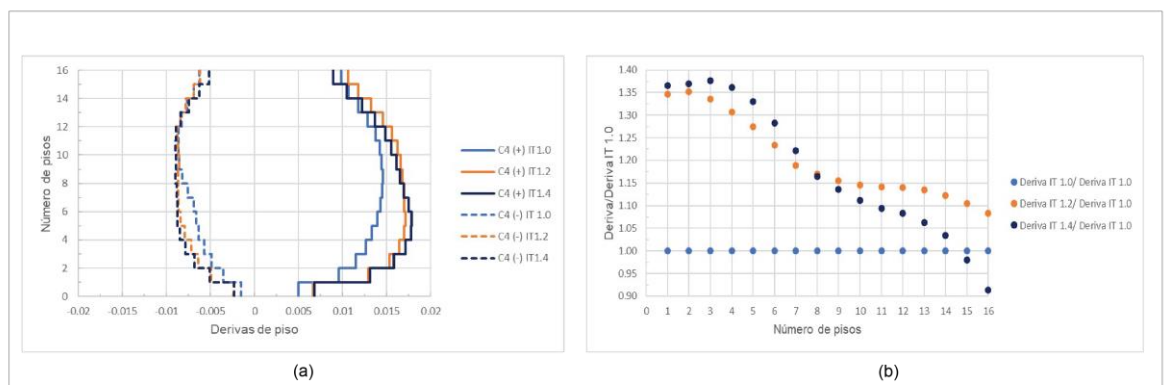
**Figura 23**

*Derivas de piso: (a) Modelo IT1.0, (b) Modelo IT1.2 y (c) Modelo IT1.4*



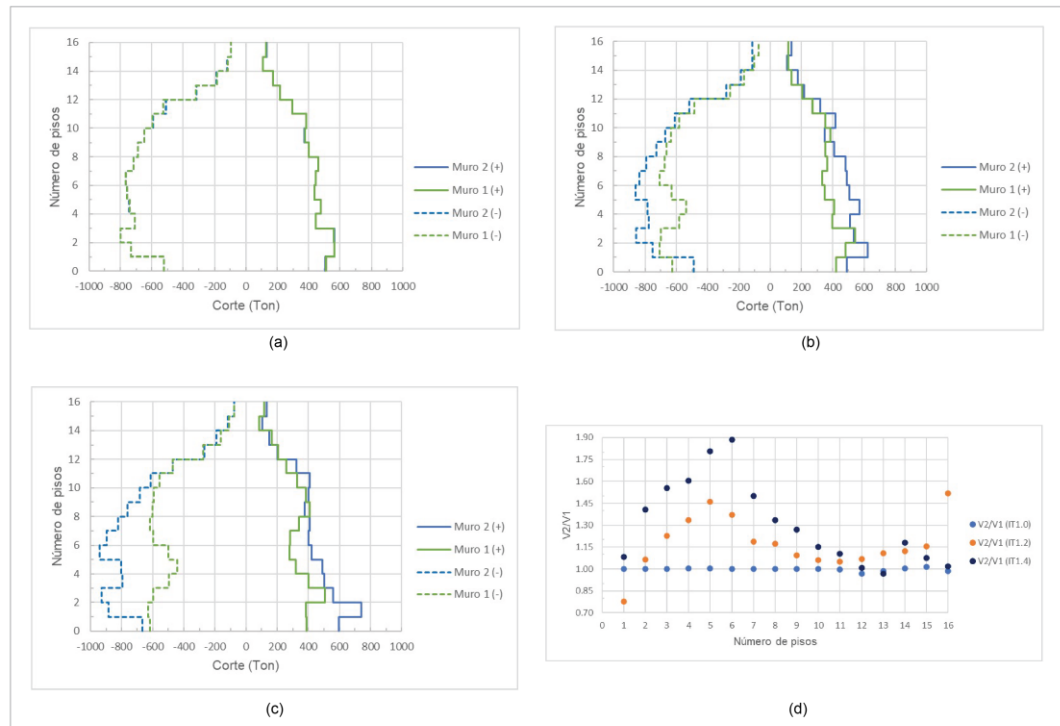
**Figura 24**

*Derivas de piso de los tres arquetipos: (a) derivas de piso del borde C4 de todos los arquetipos y (b) Relación entre derivas de piso del modelo “n” y modelo con IT 1.0*



**Figura 25**

*Solicitaciones a corte en los muros estructurales (Muro 1 y Muro 2): (a) distribución de cortes del modelo IT 1.0, (b) distribución de cortes del modelo IT 1.2, (c) distribución de cortes del modelo IT 1.4 y (d) relación entre distribución de cortes del Muro 2 y distribución de cortes del Muro 1.*



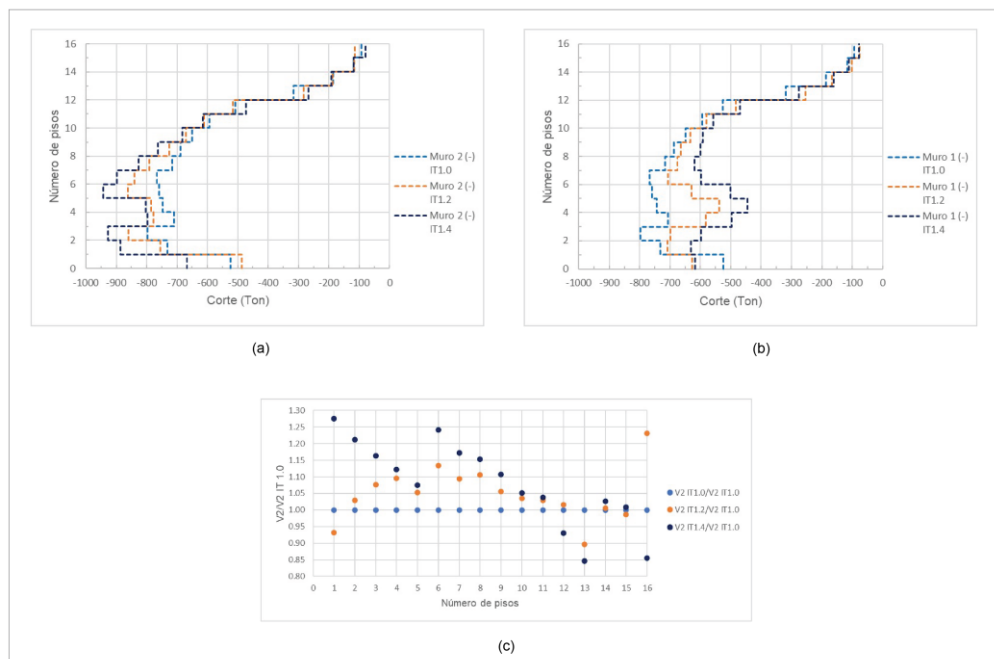
En la Figura 25 se presenta la distribución del cortante a lo largo de la altura de los diferentes muros estructurales (Muro 1 y Muro 2). La Figura 25 (a) muestra la distribución del corte, en ambos sentidos, del Muro 1 y Muro 2 para el modelo IT 1.0. En la Figura 25 (b) y Figura 25 (c) se detalla la distribución del corte del Muro 1 y Muro 2 de los modelos con IT 1.2 e IT 1.4, respectivamente. En la Figura 25 (a) se puede verificar que se mantiene una relación de igualdad de cortantes entre ambos muros al tener un modelo con una relación de irregularidad torsional cercana a la unidad. En la Figura 25 (b) y Figura 25 (c) se puede comprobar que mientras mayor es el nivel de irregularidad torsional mayor es la diferencia de cortantes entre muros. Adicionalmente, el Muro 2 aumenta su nivel de sollicitación con respecto al Muro 1 (el Muro 1 disminuye su sollicitación) mientras aumenta el nivel de irregularidad

torsional. En la Figura 25 (d) se puede revisar que en los primeros pisos (Piso 1 – 6) la relación de cortantes entre muros aumenta con el modelo IT 1.4. El Muro 2 (Piso 6) absorbe 1.89 y 1.37 veces más cortante que el Muro 1 en el modelo con IT 1.4 y IT 1.2, respectivamente.

La Figura 26 presenta la variación de la distribución de cortantes a lo largo de la altura del edificio según el nivel de IT de cada modelo. En la Figura 26 (a) y Figura 26 (b) se evidencia nuevamente que el Muro 2 absorbe mayor sollicitación a corte con respecto al Muro 1, mientras aumenta el nivel de IT. La relación de cortantes (evaluada para el Muro 2) entre modelos con diferentes niveles de IT, varía entre 1.28 y 0.85 para  $V_2$  IT1.4/  $V_2$  IT 1.0 (ver Figura 26 (c)).

### Figura 26

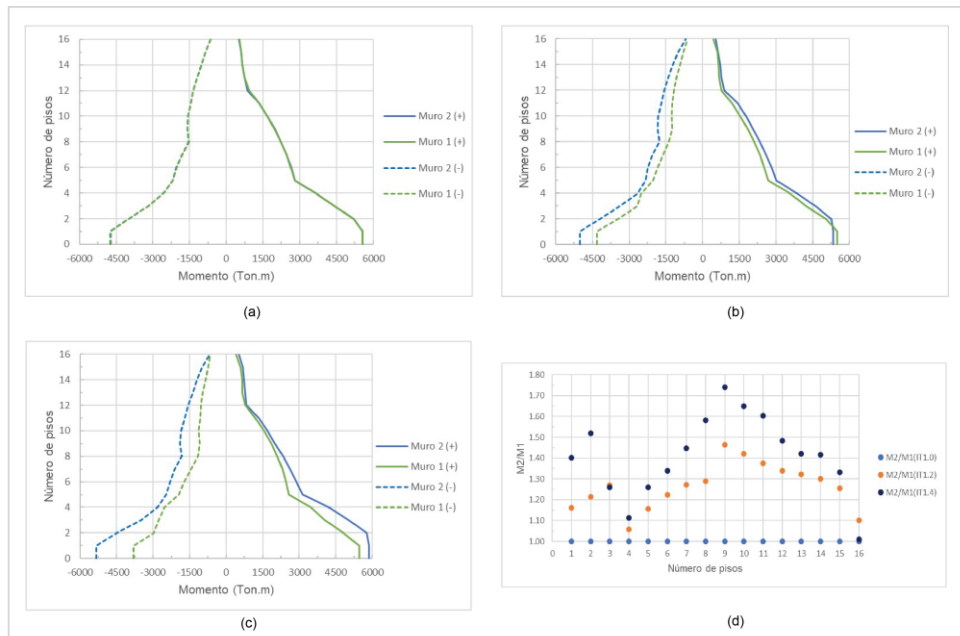
*Solicitaciones a corte de los modelos IT 1.0, IT 1.2 y IT 1.4: (a) distribución de cortes del Muro 2, (b) distribución de cortes de Muro 1 y (c) relación entre la distribución de cortes del modelo “n” y distribución de cortes del modelo IT 1.0 (Muro2).*



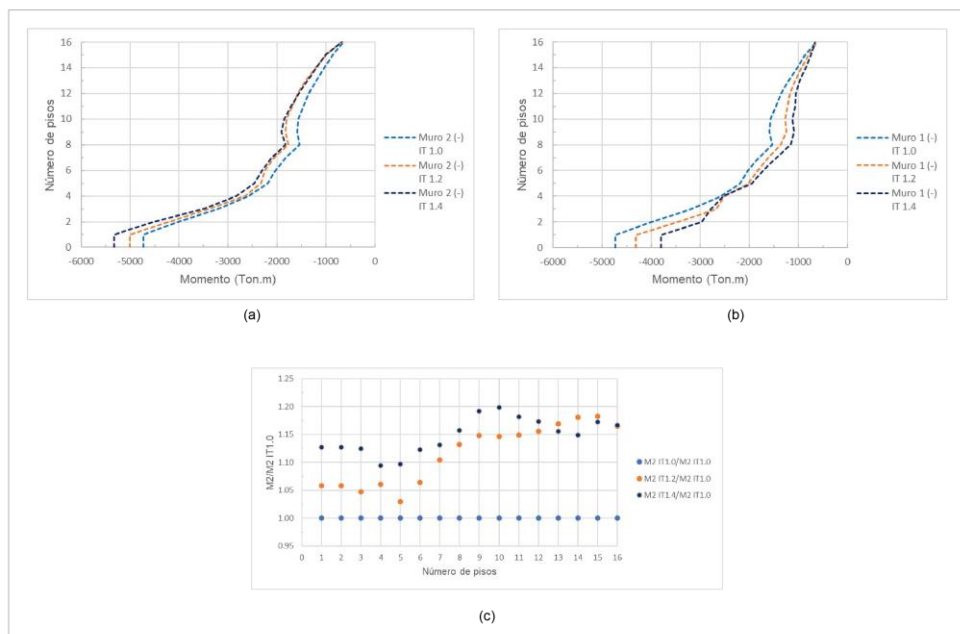
La Figura 27 presenta la distribución de momento a lo largo de la altura del muro de los diferentes muros estructurales (Muro 1 y Muro2). Se puede verificar que

**Figura 27**

Solicitaciones a momento en muros: (a) distribución de momentos del modelo IT1.0, (b) distribución de momentos del modelo IT1.2, (c) distribución de momentos del modelo IT1.4 y (d) relación entre la distribución de momentos del Muro1 y Muro2.

**Figura 28**

Solicitaciones a momento de los modelos IT 1.0, IT 1.2 y IT 1.4: (a) distribución de momentos del Muro 2, (b) distribución de momentos de Muro 1 y (c) relación entre distribución de momentos del modelo “n” y modelo IT 1.0 (Muro2).



el porcentaje de momento absorbido por el Muro 1 y Muro 2 es igual, a lo largo de toda la altura del edificio, cuando el nivel de irregularidad es IT 1.0 (ver Figura 25 (a)). La Figura 25 (b) y Figura 25 (c) muestran la variación de momento absorbido por el Muro 1 y Muro 2 cuando el nivel de la IT es 1.2 y 1.4. En la Figura 25 (c) se comprueba que el Muro 2 absorbe 1.74 veces más momento que el Muro 1 en el Piso 9 y 1.52 veces más momento que el Muro 1 en el Piso 2, cuando el nivel de irregularidad es IT 1.4.

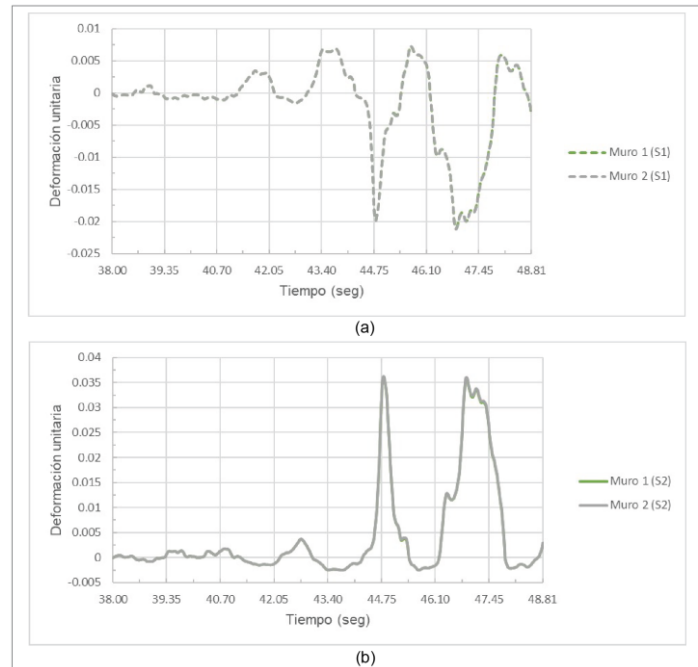
La Figura 28 presenta la variación de la distribución de momentos en los muros estructurales cuando el nivel de irregularidad torsional cambia. En la Figura 28 (a) y Figura 28 (b) se puede observar que a mayor nivel de irregularidad torsional mayor es el valor de momento absorbido por el Muro 2, mientras disminuye el valor del momento en el Muro 1. Prácticamente en toda la altura del muro existe una variación de momentos dependiendo del nivel de irregularidad torsional, siendo los pisos altos los que mayor varianza presentan (ver Figura 28 (c)).

En la Figura 29, Figura 30 y Figura 31 se presentan la distribución de las deformaciones unitarias en los sectores de evaluación S1 y S2 (ver Figura 2) de los diferentes muros estructurales. Los sectores S1 y S2 están conformados por varias fibras de concreto no confinado, concreto confinado y aceros longitudinales. Nuevamente se puede verificar que al tener una relación de IT 1.0 las solicitaciones locales (deformaciones unitarias) se mantienen con la misma distribución en los cuatro sectores de ambos muros. La Figura 30 y Figura 31 muestran cómo se disminuye los valores de deformaciones unitarias en los sectores S1 y S2 del Muro 1 mientras aumenta el nivel de irregularidad torsional.

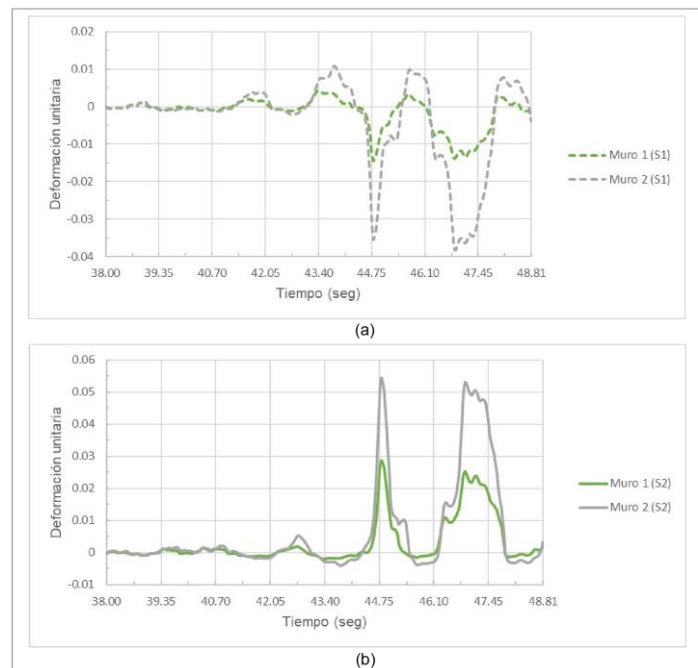
Se ha podido comprobar que las solicitaciones locales (corte, momento y deformaciones unitarias) en el Muro 2 aumentan mientras aumenta el nivel de irregularidad torsional. El Muro 1 presenta una disminución en las solicitaciones locales al variar los niveles de irregularidad torsional de 1.0 a 1.2 o 1.4. Los

**Figura 29**

*Deformaciones unitarias del modelo IT 1.0: (a) Muro 1 y Muro 2 en el sector S1 y (b) Muro 1 y Muro 2 en el sector S2.*

**Figura 30**

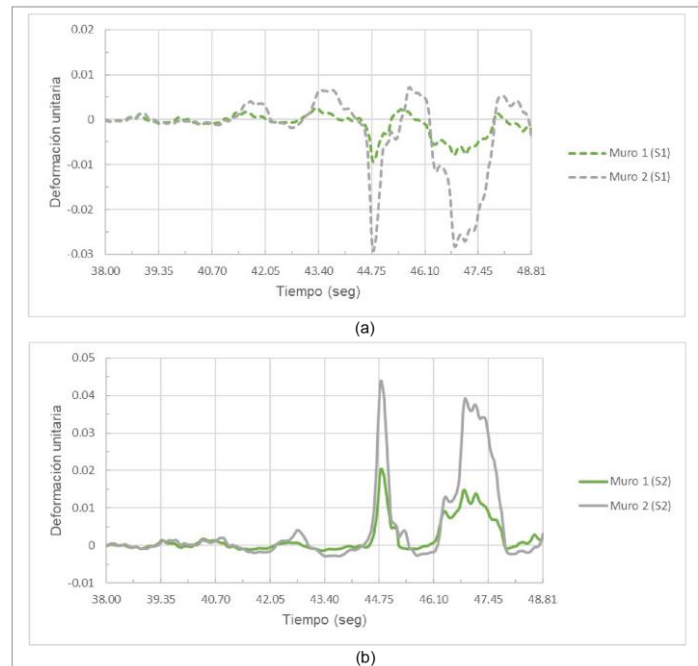
*Deformaciones unitarias del modelo IT 1.2: (a) Muro 1 y Muro 2 en el sector S1 y (b) Muro 1 y Muro 2 en el sector S2.*





**Figura 31**

*Deformaciones unitarias del modelo IT 1.4: (a) Muro 1 y Muro 2 en el sector S1 y (b) Muro 1 y Muro 2 en el sector S2.*



valores de derivas de piso del modelo IT 1.4 aumenta 1.38 (primeros pisos) veces más que las derivas de piso del modelo IT 1.0. Se mantienen constantes las deformaciones laterales de piso de ambas esquinas (C1 y C4) cuando el modelo tiene una IT 1.0 y se presenta una mayor variación relativa de desplazamientos entre las esquinas C1 y C4 en los modelos con IT 1.2 e IT 1.4.

## **Evaluación de los Estados Límites en los Registros de Deformaciones**

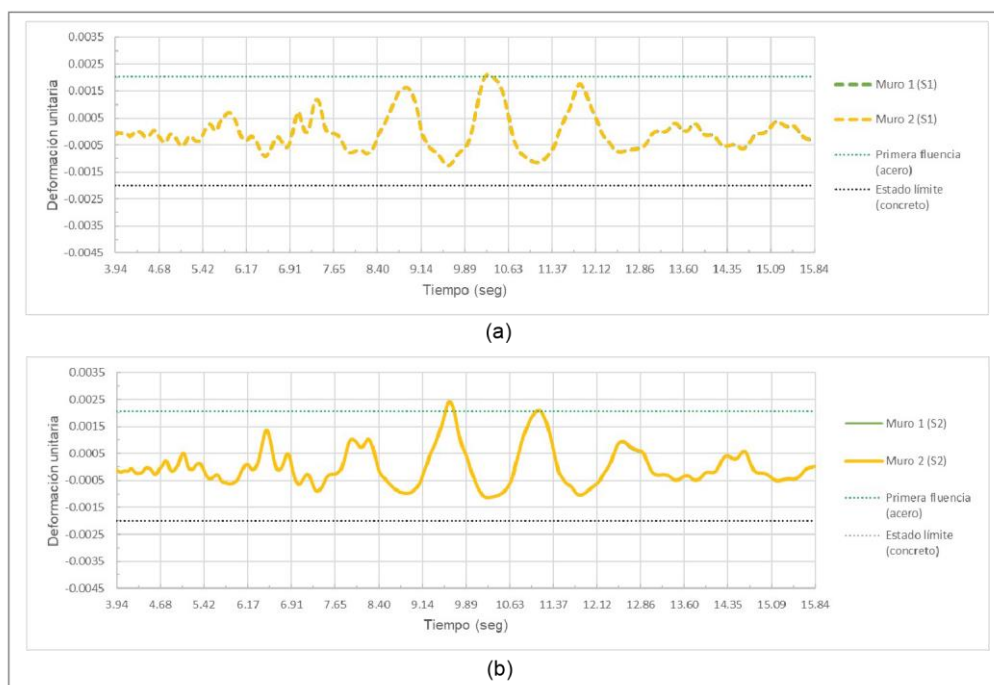
### **Unitarias**

De la Figura 32 a la Figura 40 se presentan los registros de deformaciones unitarias de ambos sectores extremos (S1 y S2) de los muros estructurales (Muro 1 y Muro 2), para los modelos con IT 1.0, IT 1.2 e IT 1.4. Se usa el registro de Loma Prieta con diferentes niveles de intensidad del suelo con la finalidad de encontrar los valores de la  $S_a$  (T1,5%) que provoquen la fluencia, servicio y colapso en alguno de los muros estructurales. Los valores de  $S_a$  (T1,5%) que alcanzan la fluencia son: 0.1

(g), 0.075 (g) y 0.07 (g) para los modelos con IT 1.0, IT 1.2 e IT 1.4, respectivamente. Los valores de  $S_a$  (T1,5%) que alcanzan el servicio son: 0.75 (g), 0.44 (g) y 0.35 (g) para los modelos con IT 1.0, IT 1.2 e IT 1.4, respectivamente. Los valores de  $S_a$  (T1,5%) que alcanzan el colapso son: 3.1 (g), 1.18 (g) y 1.17 (g) para los modelos con IT 1.0, IT 1.2 e IT 1.4, respectivamente. La Figura 32(b), Figura 33(b) y Figura 34(b) muestran el momento en que los muros estructurales alcanzan los estados límite de fluencia (9.57 (seg)), servicio (5.59 (seg)) y colapso (15.84 (seg)) en el sector S2. Además, se puede comprobar que los registros de deformaciones unitarias tienen la misma distribución en ambos muros cuando la estructura tiene una irregularidad torsional igual a la unidad (ver Figura 32 a la Figura 34).

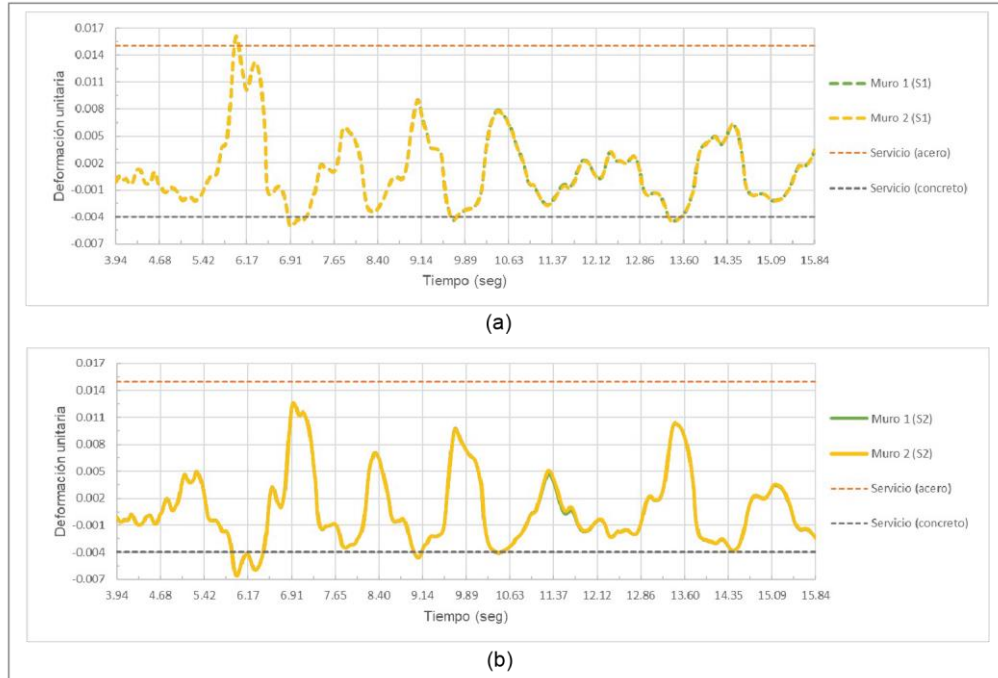
### Figura 32

Registro de deformaciones unitarias del Muro 1 y Muro 2 (IT 1.0 / Fluencia): (a) sector S1 y (b) sector S2.

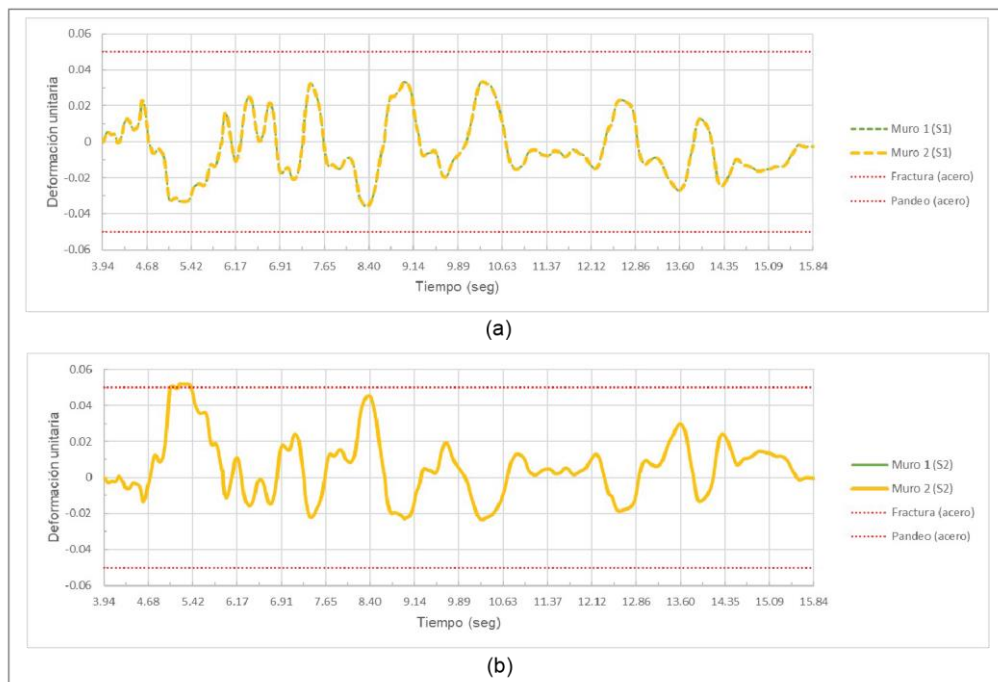


**Figura 33**

Registro de deformaciones unitarias del Muro 1 y Muro 2 (IT 1.0 / Servicio): (a) sector S1 y (b) sector S2.

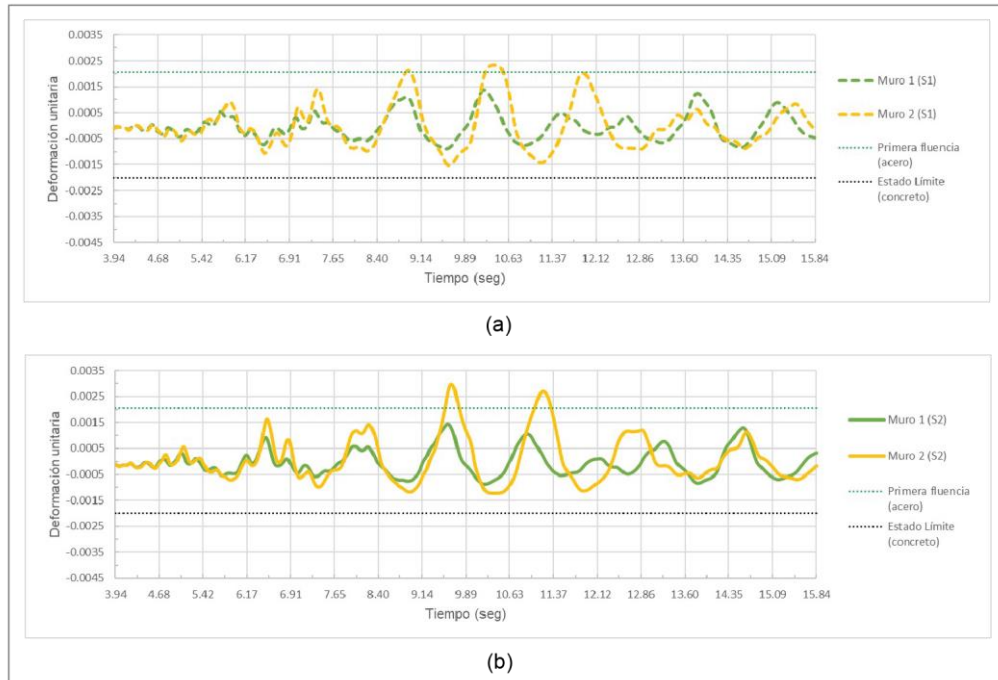
**Figura 34**

Registro de deformaciones unitarias del Muro 1 y Muro 2 (IT 1.0 / Colapso): (a) sector S1 y (b) sector S2.



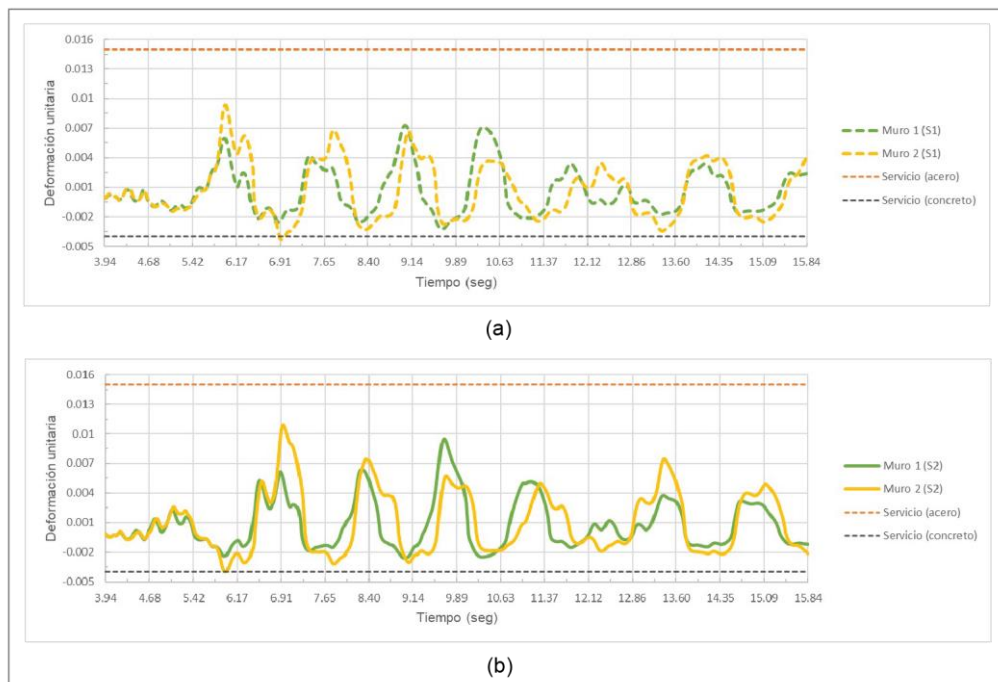
**Figura 35**

Registro de deformaciones unitarias del Muro 1 y Muro 2 (IT 1.2 / Fluencia): (a) sector S1 y (b) sector S2.



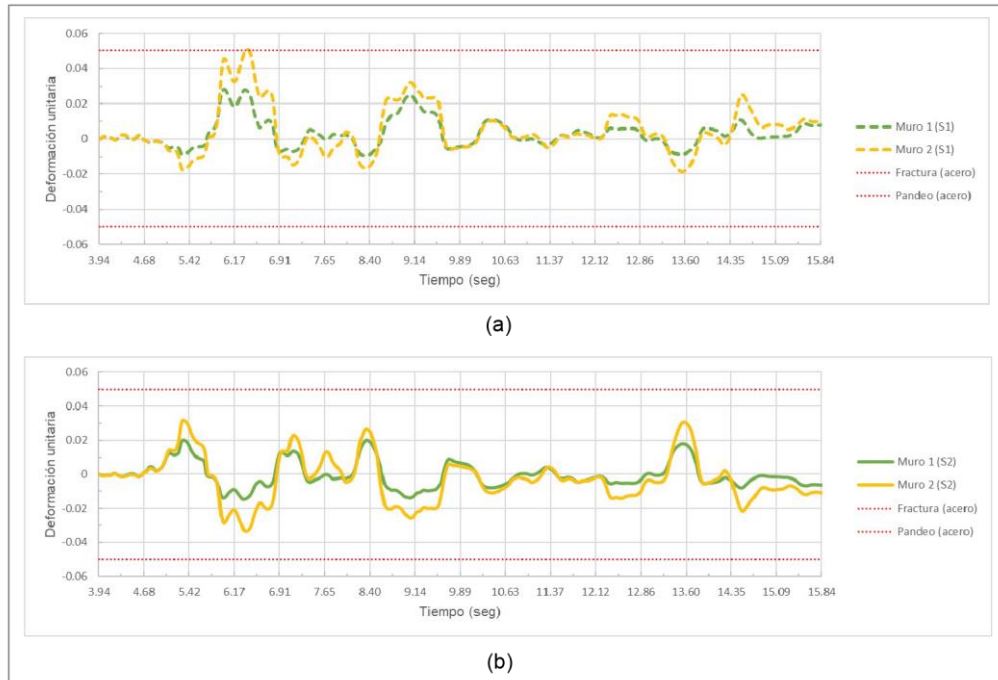
**Figura 36**

Registro de deformaciones unitarias del Muro 1 y Muro 2 (IT 1.2 / Servicio): (a) sector S1 y (b) sector S2.

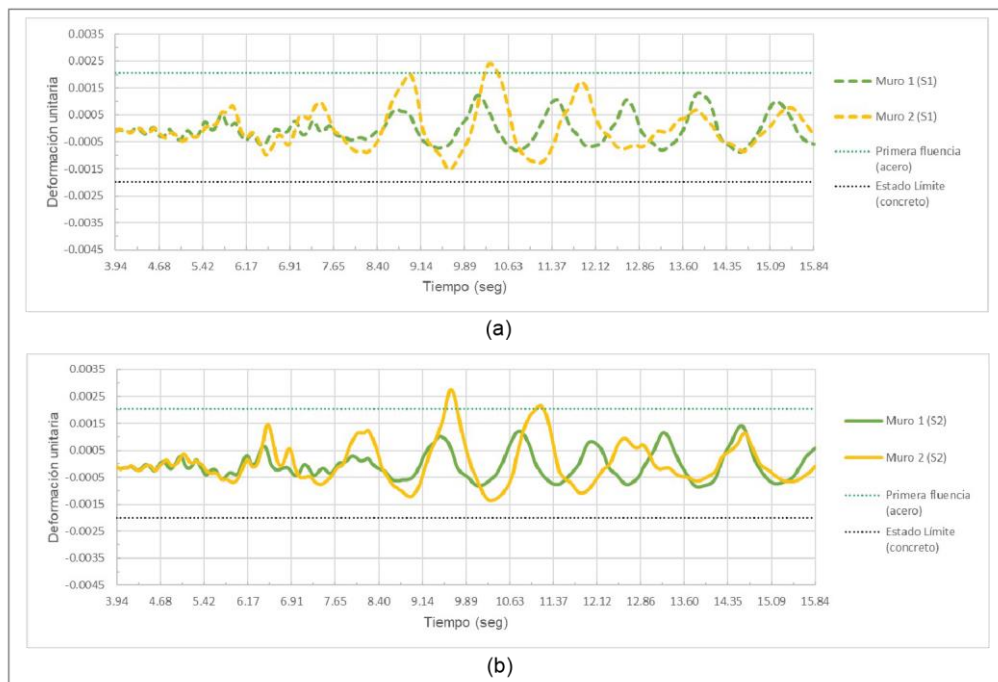


**Figura 37**

Registro de deformaciones unitarias del Muro 1 y Muro 2 (IT 1.2 / Colapso): (a) sector S1 y (b) sector S2.

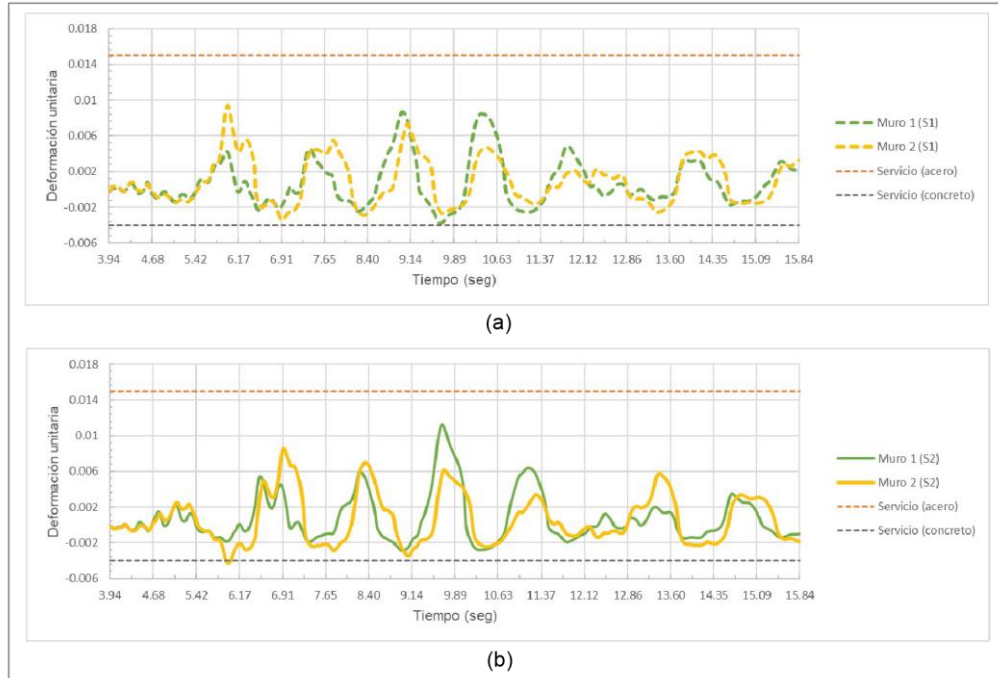
**Figura 38**

Registro de deformaciones unitarias del Muro 1 y Muro 2 (IT 1.4 / Fluencia): (a) sector S1 y (b) sector S2.

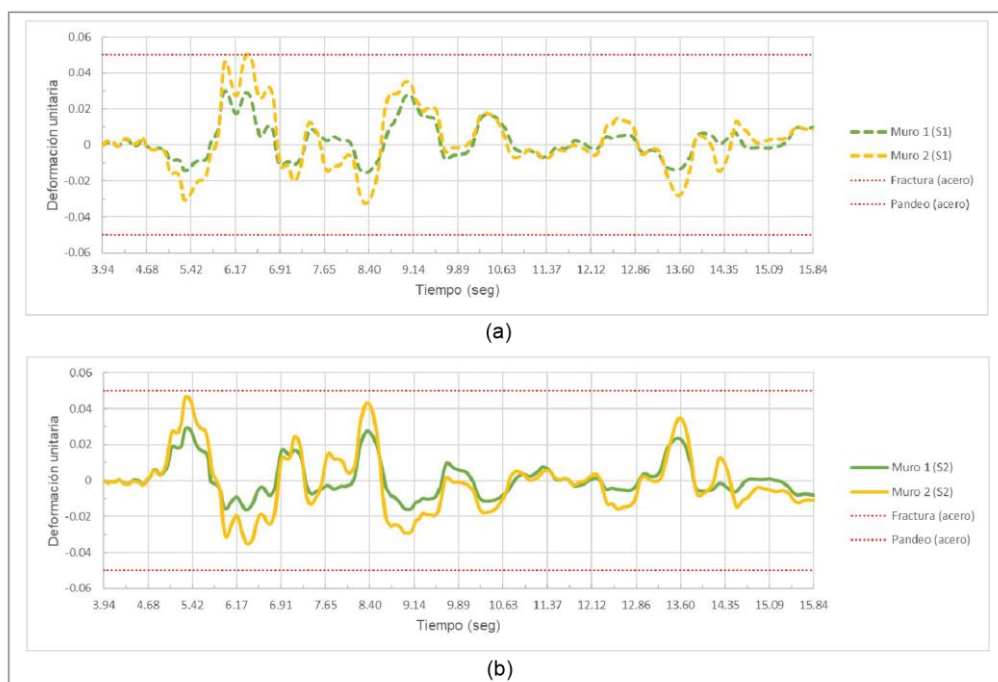


**Figura 39**

Registro de deformaciones unitarias del Muro 1 y Muro 2 (IT 1.4 / Servicio): (a) sector S1 y (b) sector S2.

**Figura 40**

Registro de deformaciones unitarias del Muro 1 y Muro 2 (IT 1.4 / Colapso): (a) sector S1 y (b) sector S2.

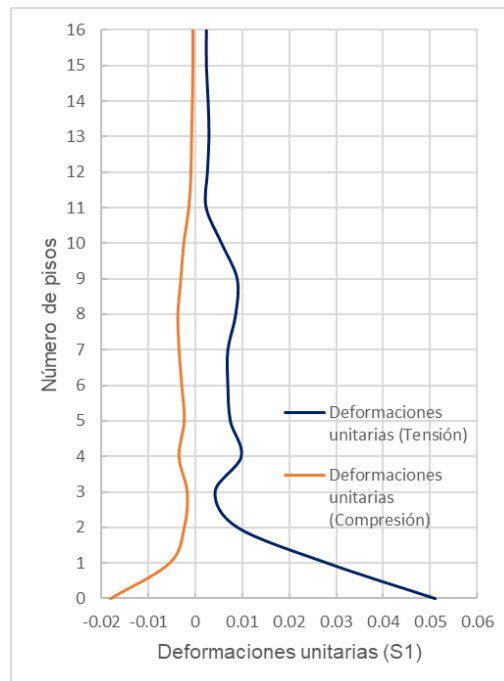




En la Figura 41 se presenta un ejemplo de la distribución de deformaciones unitarias a lo largo de toda la altura del edificio, donde se puede observar que la mayor deformación unitaria (compresión y tensión) se presenta en el primer nivel. Los resultados presentados en la Figura 41 son obtenidos del modelo con IT 1.0, evaluado con el registro de Northridge con un valor de  $S_a(T1,5\%)$  igual a 1.87(g).

### Figura 41

*Distribución de deformaciones unitarias a lo largo de toda la altura del edificio (Muro2).*



### Curvas IDA

En las siguientes figuras se presentan los resultados del IDA de cada uno de los modelos (IT 1.0, IT 1.2 y IT 1.4) tomando como amenaza tres de los once registros sísmicos previamente seleccionados (Tabla 19). La Figura 42 muestra la variabilidad de las curvas IDA debido al cambio en la irregularidad torsional. Además, la Figura 42 presenta los puntos de fluencia, servicio y colapso de la estructura, criterios que fueron definidos en la sección de niveles de desempeño sísmico. En todas las gráficas (Figura 42(a), Figura 42(b) y Figura 42(c)) se puede

comprobar que el modelo con IT 1.0 logra alcanzar valores más altos de pseudo aceleración espectral ( $S_a(T1,5\%)$ ) con respecto a los modelos con IT 1.2 e IT 1.4. También se puede comprobar que el modelo con IT 1.2 es el modelo que menos derivas de piso logra alcanzar antes de llegar al colapso. Hubo casos en que el nivel de colapso se presentó con valores de derivas menores al 2% (ver Figura 42(b)). En todas las gráficas se puede comprobar que la estructura con IT 1.4 es la estructura que menos valor de pseudo aceleración espectral logra alcanzar. En todas las curvas IDA, los puntos de fluencia fueron alcanzados antes de llegar a una deriva de piso igual a 0.5%.

De la Figura 43 a la Figura 47, se presentan curvas IDA analizadas con cinco diferentes registros sísmicos y evaluadas con diferentes criterios de EPD. A pesar de que son los mismos modelos en cada análisis, los valores de pseudo aceleración espectral alcanzados antes del colapso difieren para cada registro utilizado. Se puede verificar que no todas las curvas IDA (evaluadas con deformaciones unitarias) del modelo IT 1.2 se encuentran entre las curvas IDA del modelo IT 1.0 e IT 1.4. En el caso de las curvas IDA evaluadas con un EDP de derivas de piso, la curva IDA del modelo IT 1.2 siempre presenta una pendiente entre la pendiente del modelo IT 1.0 e IT 1.4.

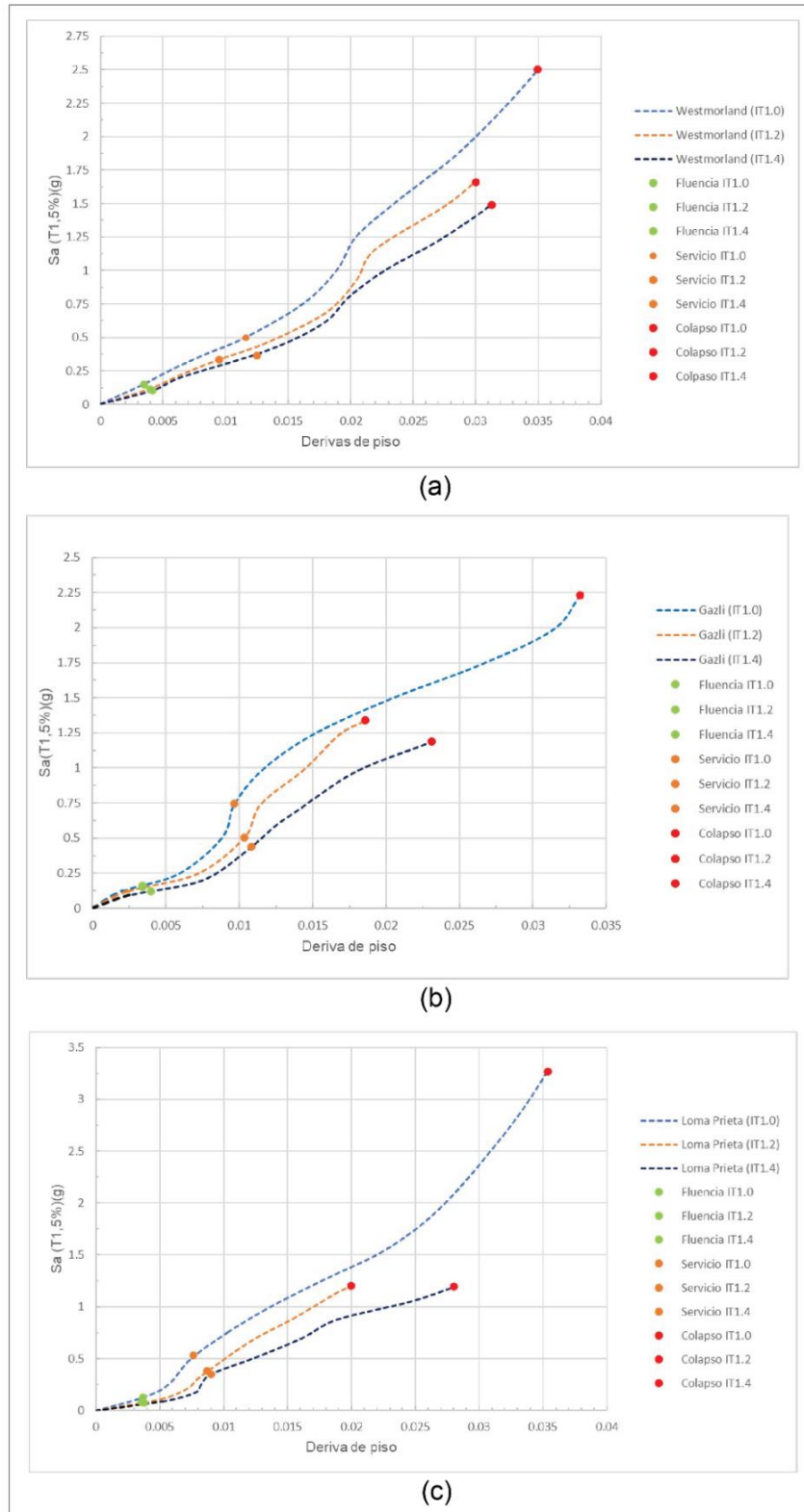
### **Registros del Porcentaje de Corte Basal**

De la Figura 48 a la Figura 53, se presentan los registros de corte basal a los cuales la estructura alcanza los diferentes estados límites según el EPD de deformaciones unitarias. Se usan los registros sísmicos de Loma Prieta y Westmorland para la evaluación.



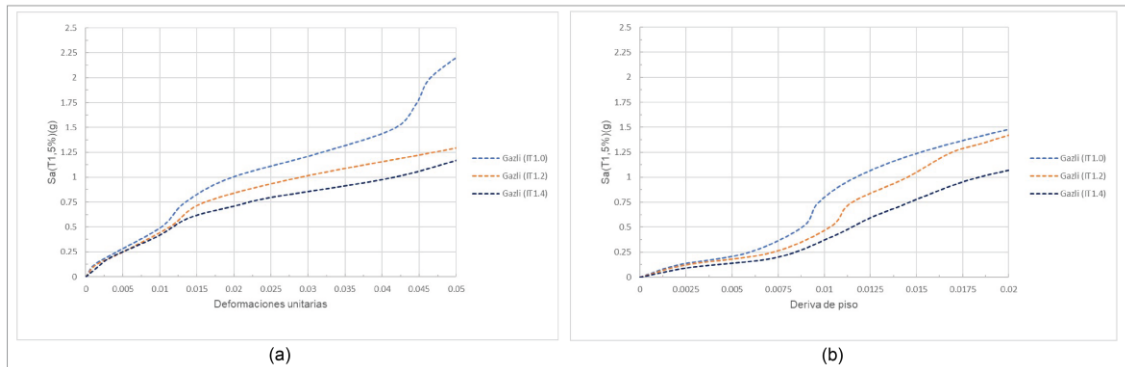
Figura 42

Curvas IDA de los diferentes arquetipos en estudio: (a) registro sísmico de Westmorland, (b) registro sísmico de Gazli y (c) registro sísmico de Loma Prieta.

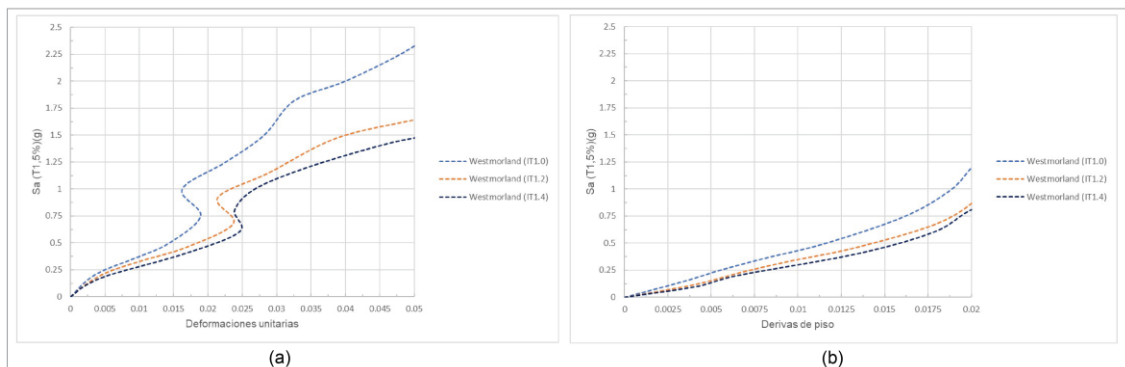


**Figura 43**

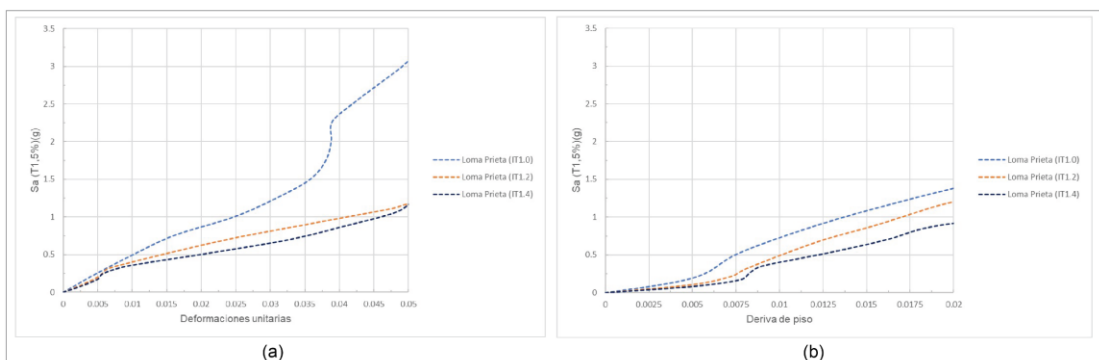
Curvas IDA obtenidas con diferentes EPD: (a) deformaciones unitarias y (b) derivas de piso.

**Figura 44**

Curvas IDA obtenidas con diferentes EPD: (a) deformaciones unitarias y (b) derivas de piso.

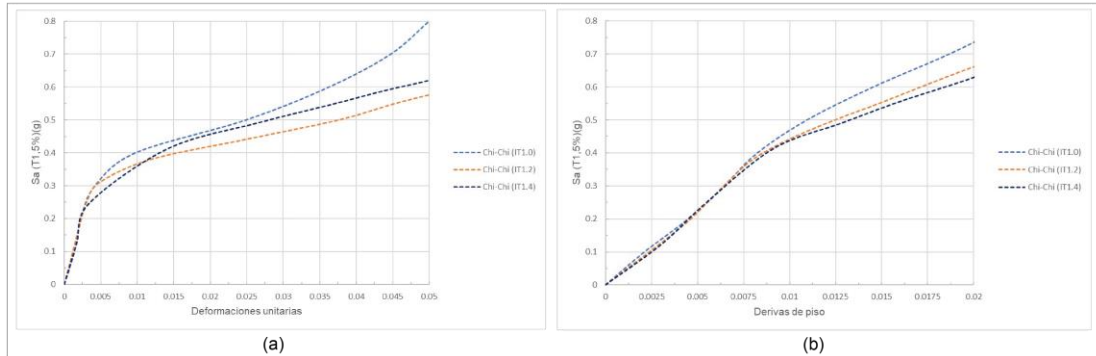
**Figura 45**

Curvas IDA obtenidas con diferentes EPD: (a) deformaciones unitarias y (b) derivas de piso.

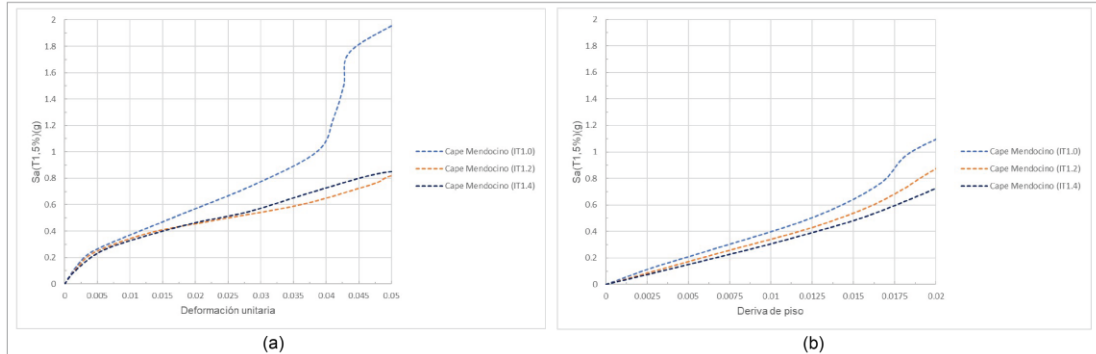


**Figura 46**

Curvas IDA obtenidas con diferentes EPD: (a) deformaciones unitarias y (b) derivas de piso.

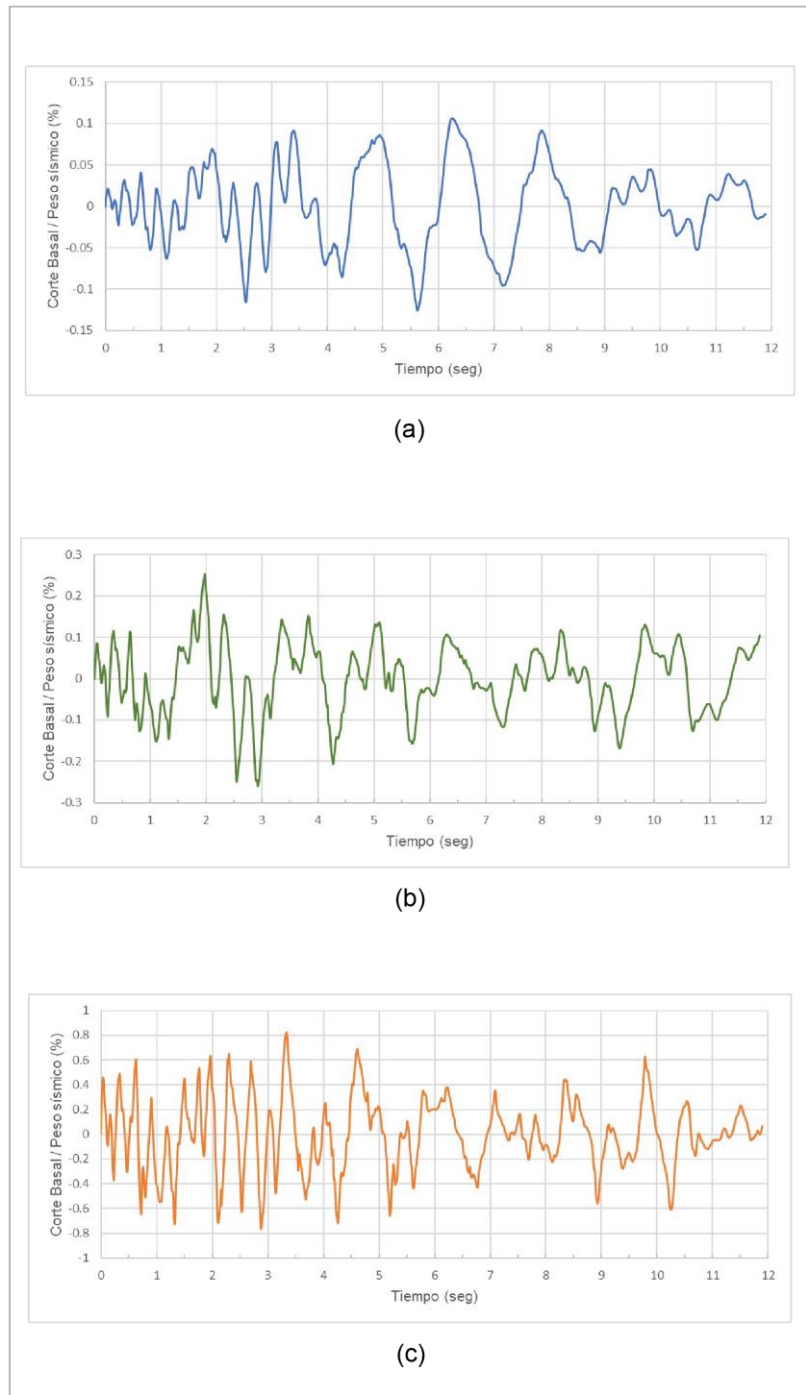
**Figura 47**

Curvas IDA obtenidas con diferentes EPD: (a) deformaciones unitarias y (b) derivas de piso.



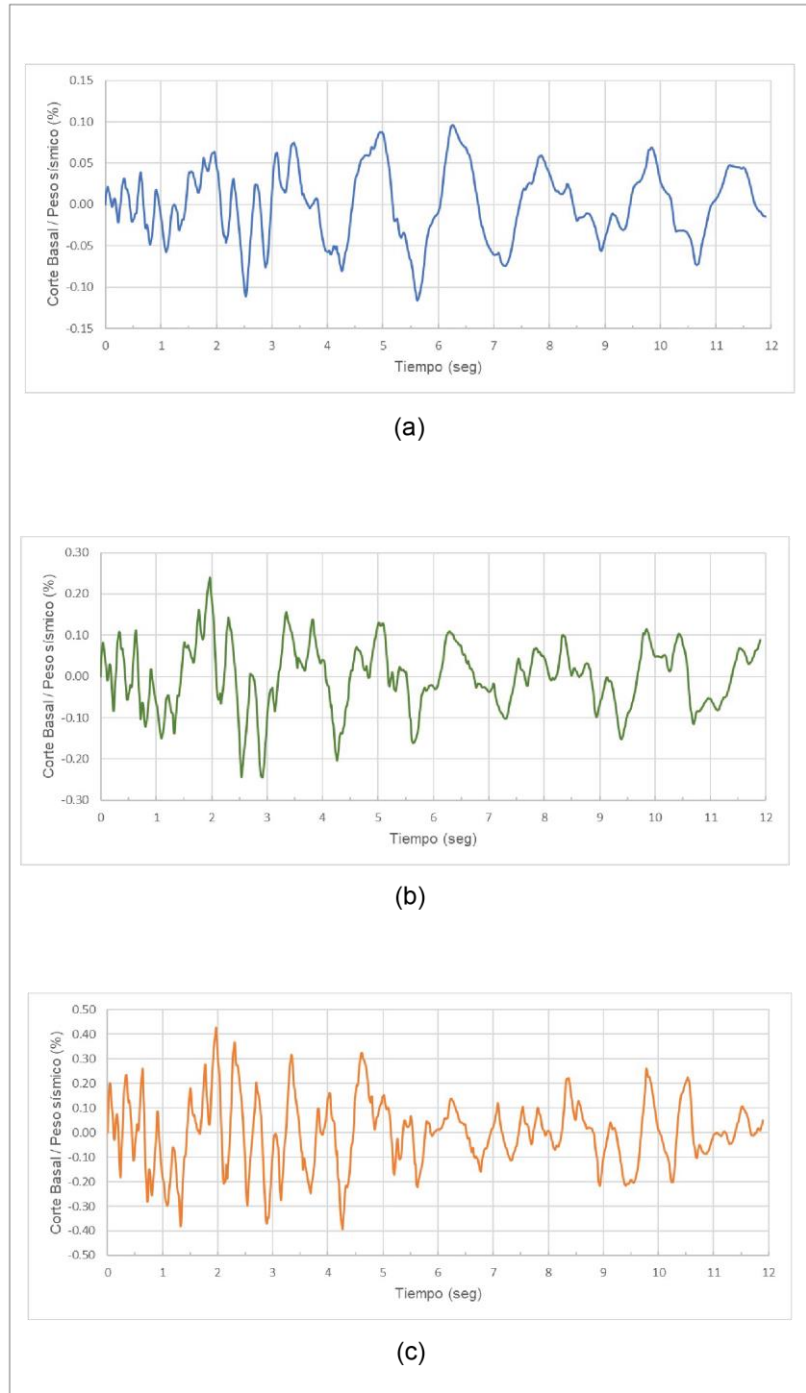
**Figura 48**

Registro del porcentaje de corte basal (Modelo 1.0 / Loma Prieta): (a) fluencia, (b) servicio y (c) colapso.



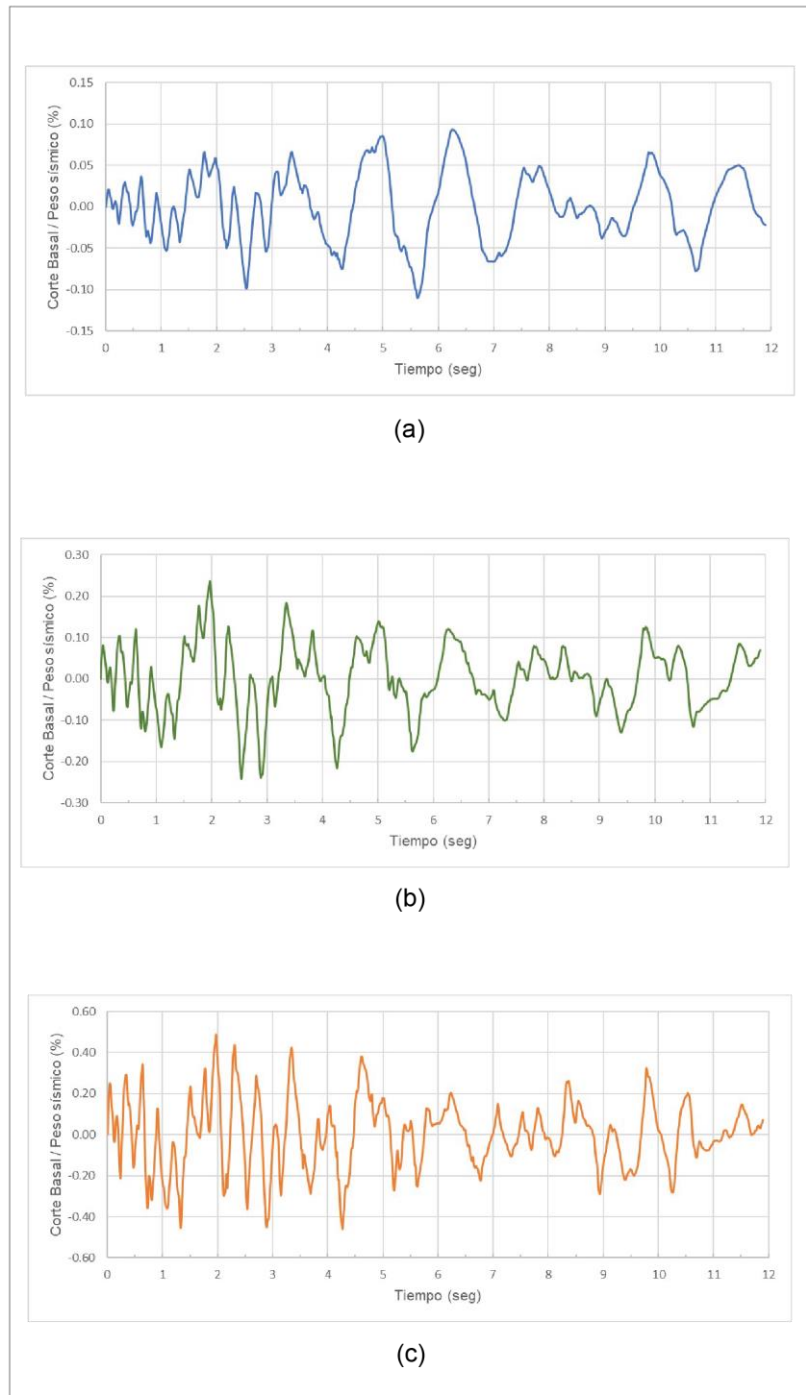
**Figura 49**

Registro del porcentaje de corte basal (Modelo 1.2 / Loma Prieta): (a) fluencia, (b) servicio y (c) colapso.



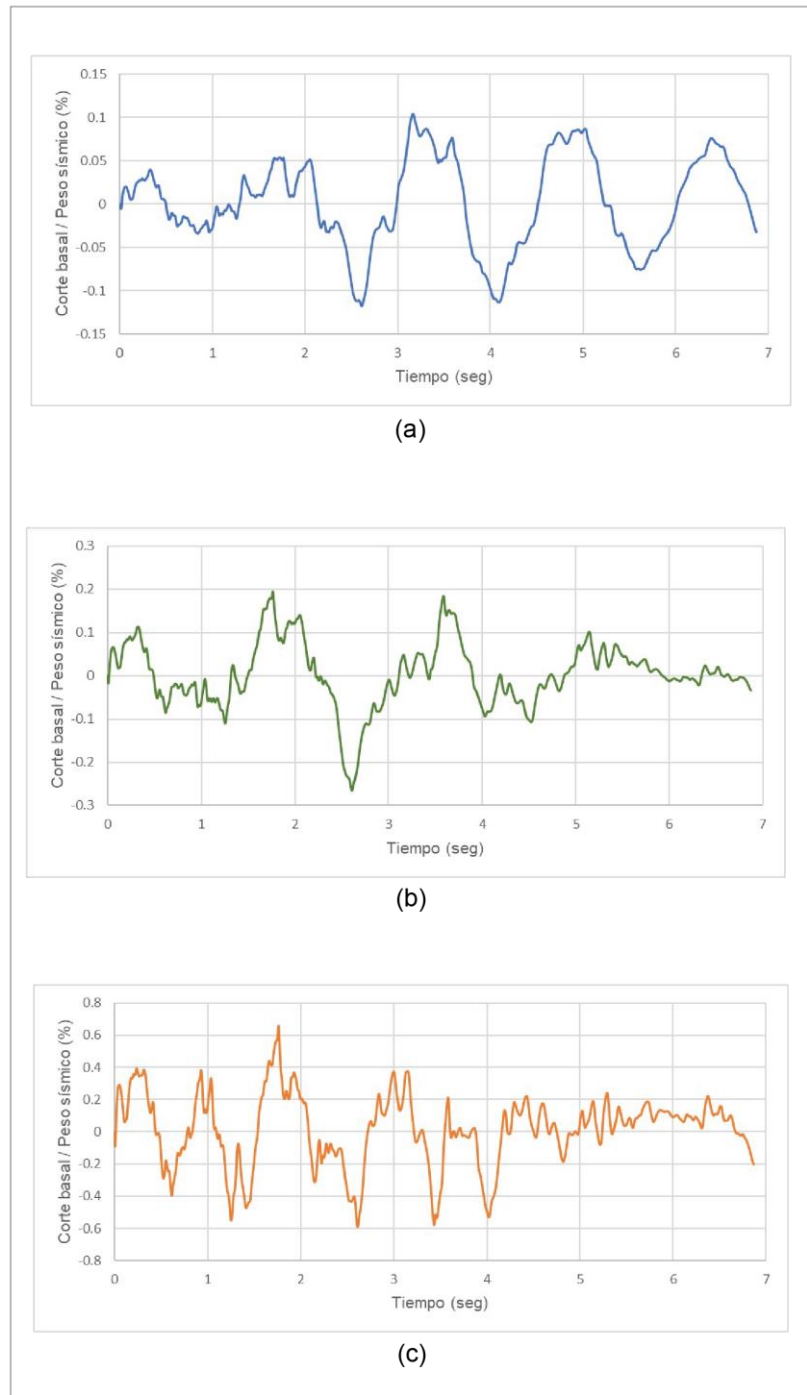
**Figura 50**

Registro del porcentaje de corte basal (Modelo 1.4 / Loma Prieta): (a) fluencia, (b) servicio y (c) colapso.



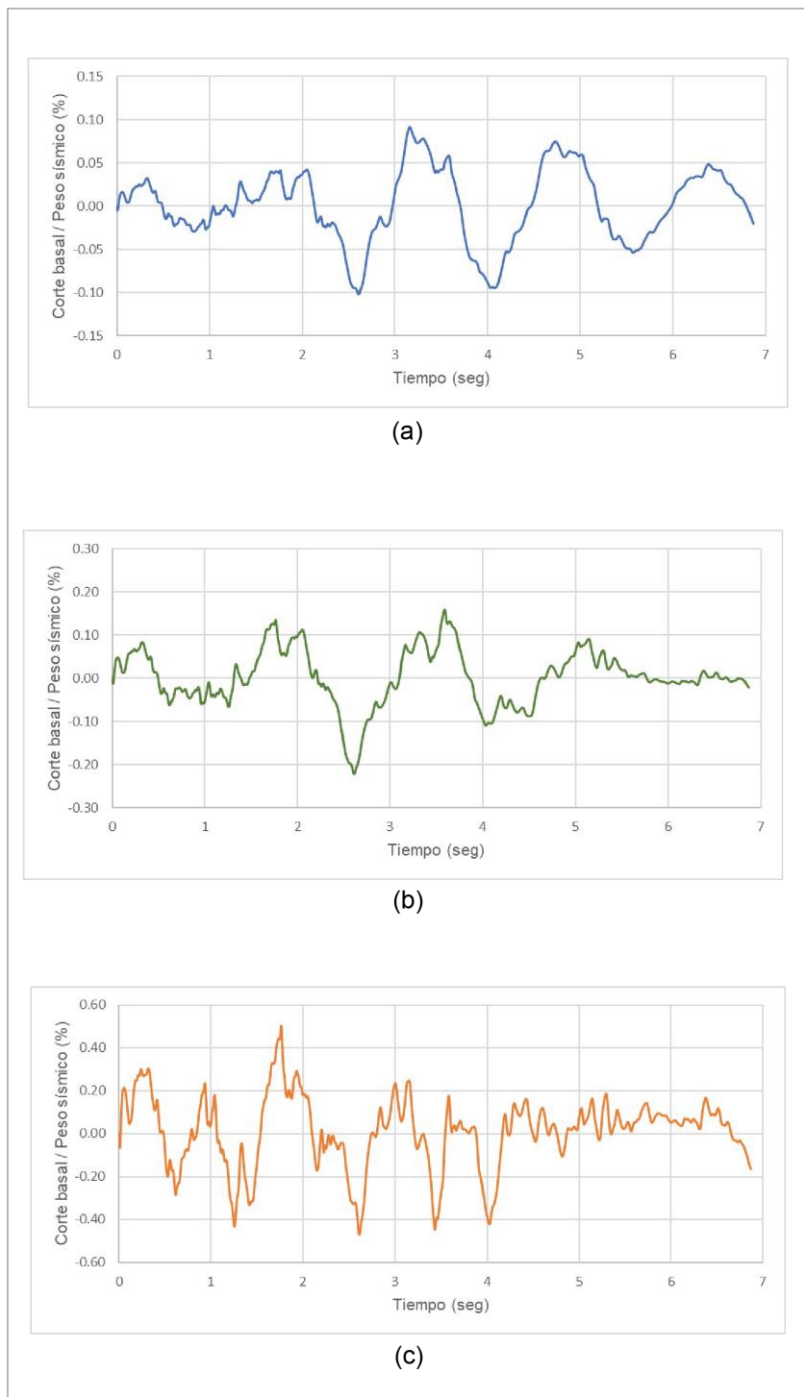
**Figura 51**

Registro del porcentaje de corte basal (Modelo 1.0 / Westmorland): (a) fluencia, (b) servicio y (c) colapso.



**Figura 52**

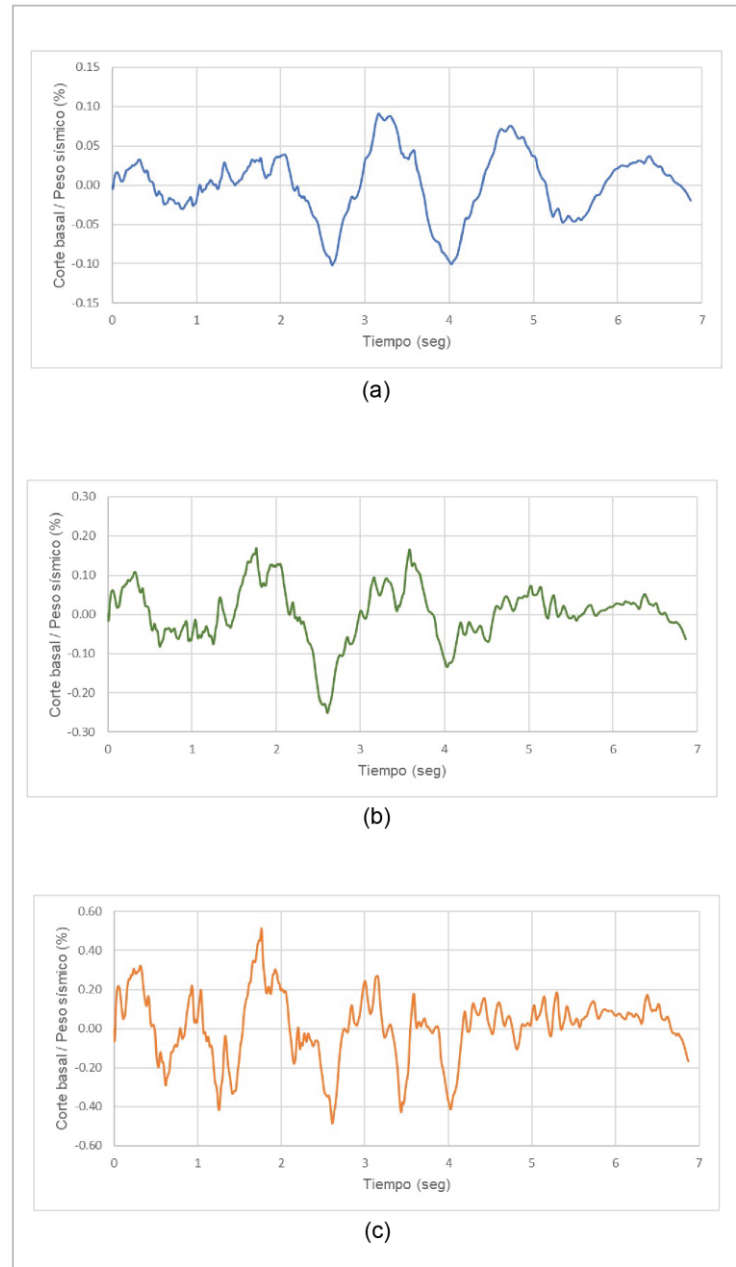
Registro del porcentaje de corte basal (Modelo 1.2 / Westmorland): (a) fluencia, (b) servicio y (c) colapso.





**Figura 53**

Registro del porcentaje de corte basal (Modelo 1.4 / Westmorland): (a) fluencia y (b) colapso.



### Comparación de Curvas IDA entre los Diferentes Arquetipos

De la Figura 54 a la Figura 64 se presentan el grupo de curvas IDA para los diferentes arquetipos evaluadas con diferentes EDP (deformaciones unitarias y derivas de piso). En la Figura 56, Figura 59 y Figura 62 se muestran las curvas IDA y

sus respectivos puntos de colapso. La Figura 63 y Figura 64 presentan una recopilación de las curvas IDA de todos los modelos analizados pero los resultados fueron colocados en una misma escala (X y Y) con la finalidad de observar la disminución de las pendientes y los puntos de colapso al aumentar los niveles de irregularidad torsional.

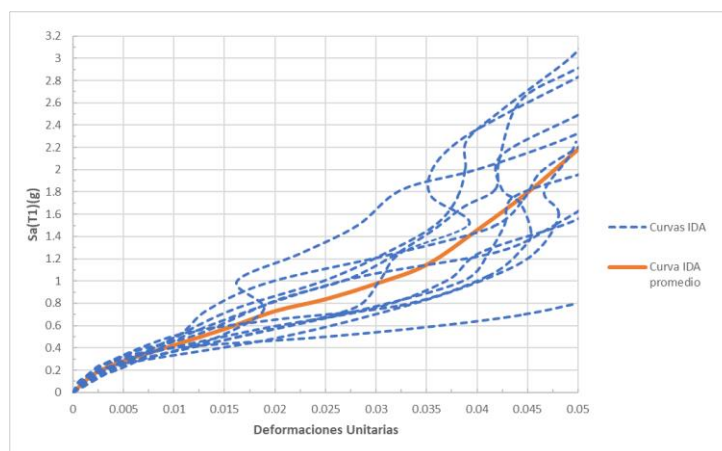
En el modelo IT 1.0 se comprueba que la estructura colapsa con valores de derivas de piso mayores al 2%, en el caso de realizar la evaluación con un EDP de deformaciones unitarias (ver Figura 56). La máxima  $S_a(T1,5\%)$  promedio evaluada con deformaciones unitarias (2.18 g) es mayor que la máxima  $S_a(T1,5\%)$  promedio evaluada con derivas de piso (1.12 g) (ver Figura 54 y Figura 55). Esto sucede debido a que el colapso de la estructura se presenta con valores de derivas mayores al 2% y valores de pseudo aceleración espectral mayores a 1.12 (g). En el modelo con IT 1.0 solo el 45.4% de los registros presentan un colapso cuando las derivas se encuentran entre 2.0% y 3.5%.

En el modelo IT 1.2 varios registros presentan el colapso antes de un valor de deriva del 2% (ver Figura 59). La máxima  $S_a(T1,5\%)$  promedio evaluada con deformaciones unitarias (0.99 g) es relativamente mayor a la máxima  $S_a(T1,5\%)$  evaluada con derivas de piso (0.94 g). Cuando el modelo tiene una IT 1.2, el 100% de los modelos colapsan cuando las derivas se encuentran entre 2.0% y 3.5%.

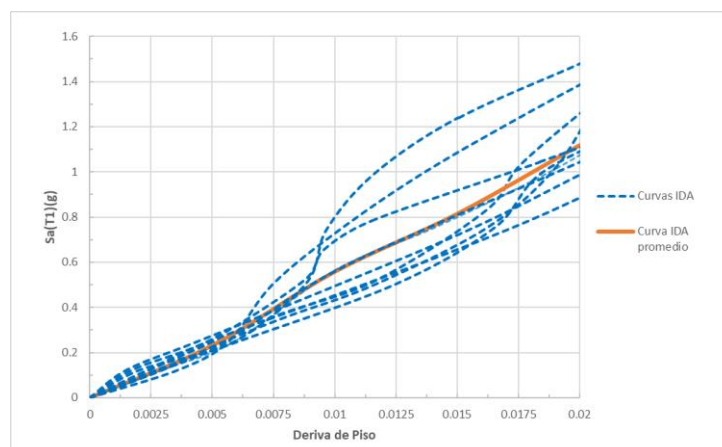
Cuando el valor de la IT es mayor a 1.4, más del 90% de los registros presentan un colapso cuando el valor de la deriva de piso se encuentra entre 2.0% y 3.5%. Para el modelo IT 1.4, el valor máximo  $S_a(T1,5\%)$  promedio obtenido con deformaciones unitarias (1.04 g) es mayor que el valor máximo  $S_a(T1,5\%)$  promedio obtenido con un EDP de derivas (0.79 g). En todos los casos el valor promedio máximo de  $S_a(T1,5\%)$  se encuentra en las curvas IDA elaboradas con un EDP de deformaciones unitarias.

**Figura 54**

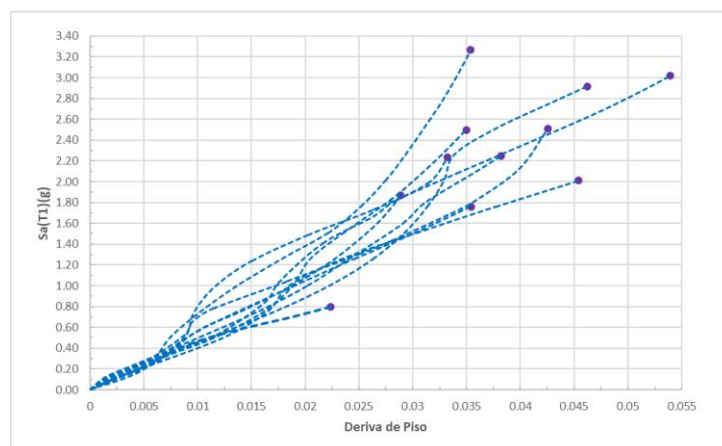
*Curvas IDA evaluadas con deformaciones unitarias (Modelo IT 1.0).*

**Figura 55**

*Curvas IDA evaluadas con derivas de piso (Modelo IT 1.0).*

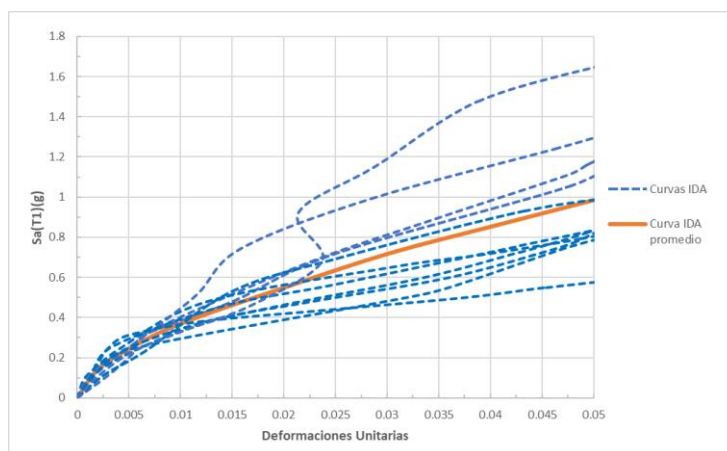
**Figura 56**

*Curvas IDA y puntos de colapso (Modelo IT 1.0).*

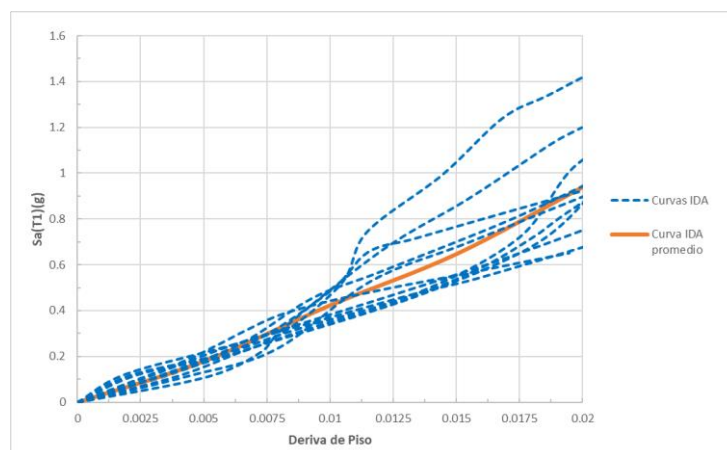


**Figura 57**

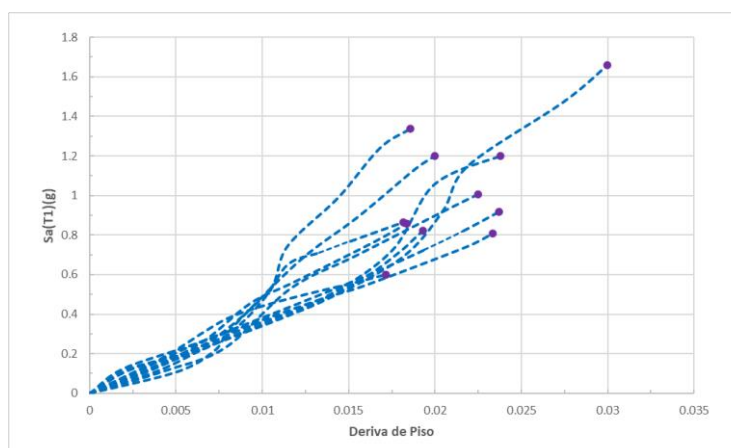
Curvas IDA evaluadas con deformaciones unitarias (Modelo IT 1.2).

**Figura 58**

Curvas IDA evaluadas con derivas de piso (Modelo IT 1.2).

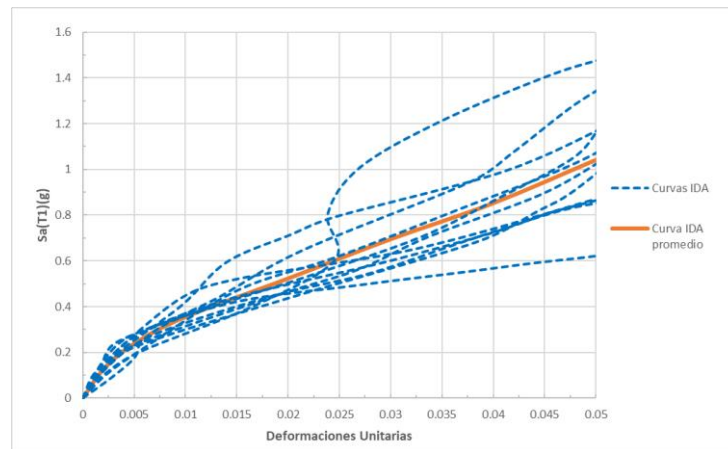
**Figura 59**

Curvas IDA y puntos de colapso (Modelo IT 1.2).

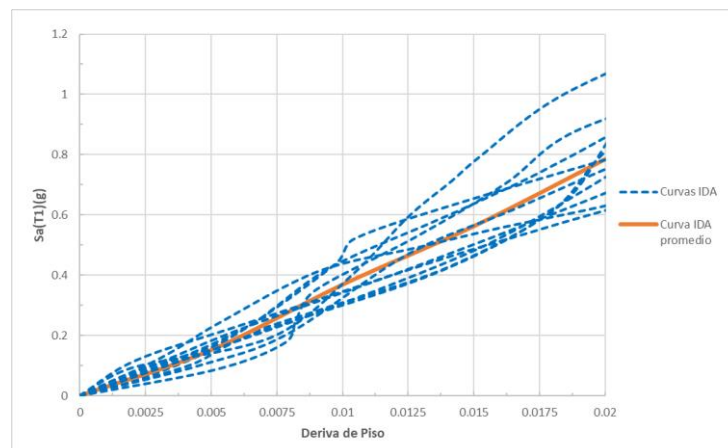


**Figura 60**

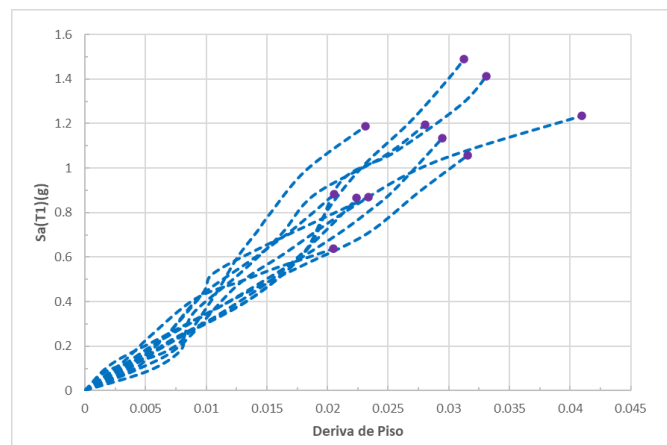
*Curvas IDA evaluadas con deformaciones unitarias (Modelo IT 1.4).*

**Figura 61**

*Curvas IDA evaluadas con derivas de piso (Modelo IT 1.4).*

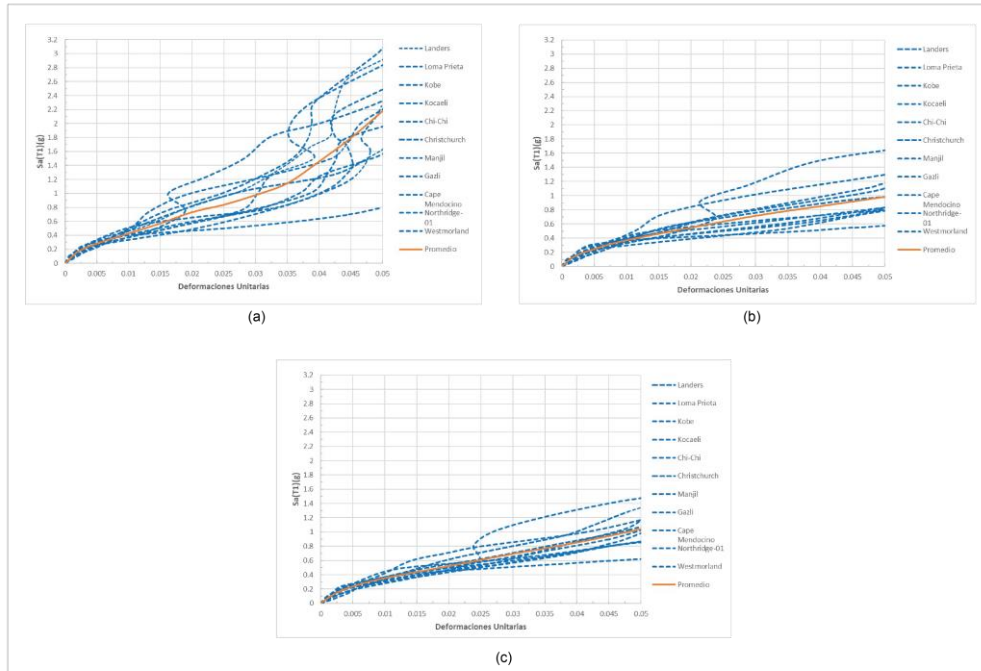
**Figura 62**

*Curvas IDA y puntos de colapso (Modelo IT 1.4).*



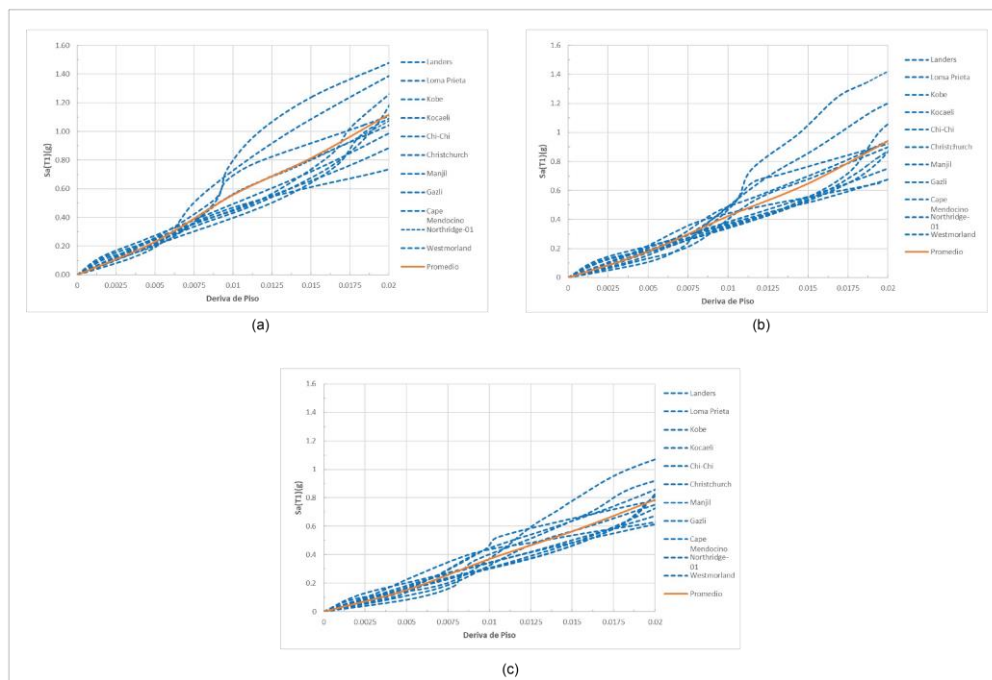
**Figura 63**

Recopilación de las diferentes curvas IDA evaluadas con deformaciones unitarias (misma escala en X y Y): (a) IT 1.0, (b) IT 1.2 y (c) IT 1.4.



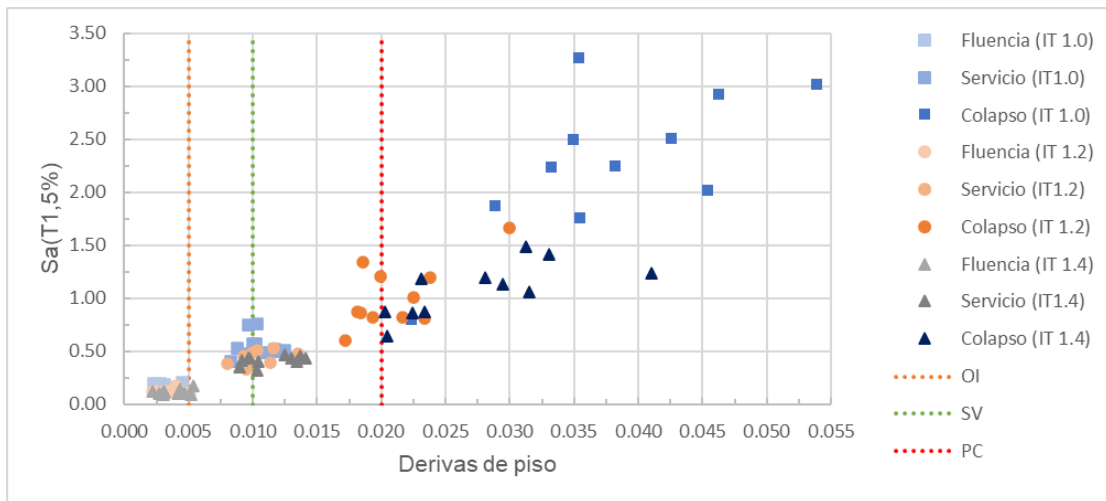
**Figura 64**

Recopilación de las diferentes curvas IDA evaluadas con derivas de piso (misma escala en X y Y): (a) IT 1.0, (b) IT 1.2 y (c) IT 1.4.



**Figura 65**

*Puntos de fluencia, servicio y colapso de los diferentes arquetipos.*



En la Figura 65 se presenta los valores de  $Sa(T1,5\%)$  y derivas de piso a los cuales se presentan los estados límites de fluencia, servicio y colapso. Se puede observar que los puntos de fluencia se presentan antes de alcanzar un valor de deriva de piso igual a 0.5%. El estado límite de servicio se presenta cuando la deriva de piso es alrededor del 1.0% y la mayor parte de puntos de colapso se encuentran luego de alcanzar una deriva de piso igual al 2.0%. Tomando en cuenta que los valores de derivas de 0.5%, 1.0% y 2.0% representan un nivel de desempeño según el FEMA 356, se procedió a relacionar el estado límite de fluencia con el nivel de desempeño de OI, el estado límite de servicio con el nivel de desempeño de SV y el estado límite de colapso con el nivel de desempeño de PC. De esta manera se elaborará las curvas de fragilidad para los diferentes niveles de desempeño (OI, SV y PC), pero basados en dos parámetros de evaluación: derivas de piso y deformaciones unitarias.

### **Comparación de Curvas IDA Promedio**

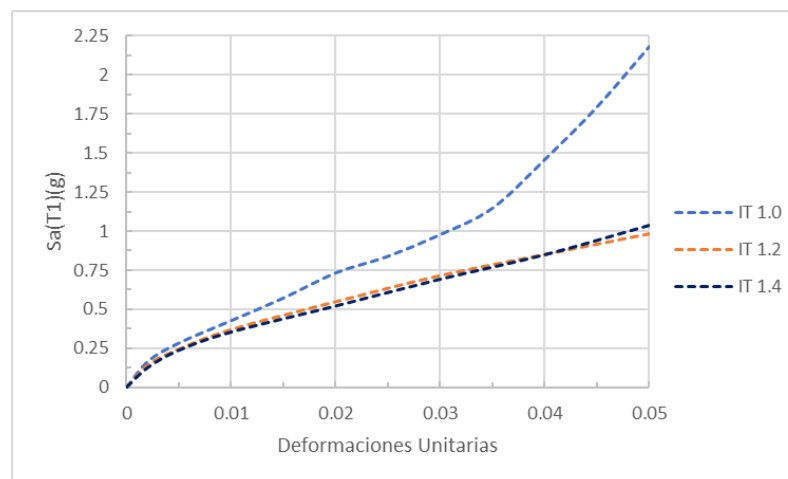
Al comparar los valores máximos de  $Sa(T1,5\%)$  promedio (evaluado con deformaciones unitarias) de los tres modelos analizados, se puede observar que la curva correspondiente al modelo con IT 1.0 presenta valores de  $Sa(T1,5\%)$  2.20 y

2.09 veces mayor que los modelos con IT 1.2 y IT 1.4, respectivamente (ver Figura 66). Además, las curvas IDA promedio de los modelos con IT 1.2 y IT 1.4 presentan una pendiente similar pero menor a la pendiente de la curva del modelo IT 1.0 (ver Figura 66).

El valor máximo de  $S_a(T1,5\%)$  que produce el colapso en las curvas IDA promedio (evaluadas con derivas de piso) del modelo IT 1.0 es 1.19 y 1.42 veces mayor que el valor obtenido con los modelos IT 1.2 y IT 1.4, respectivamente (ver Figura 67). Se puede observar que la curva IDA promedio que presenta una mayor pendiente es la correspondiente a la del modelo con IT 1.0. Todos los modelos presentan curvas IDA promedio con diferentes pendientes. Adicionalmente, el modelo con IT 1.4 es el que menor valor de  $S_a(T1,5\%)$  promedio alcanza cuando la deriva tiene un valor igual a 2% (ver Figura 67).

### Figura 66

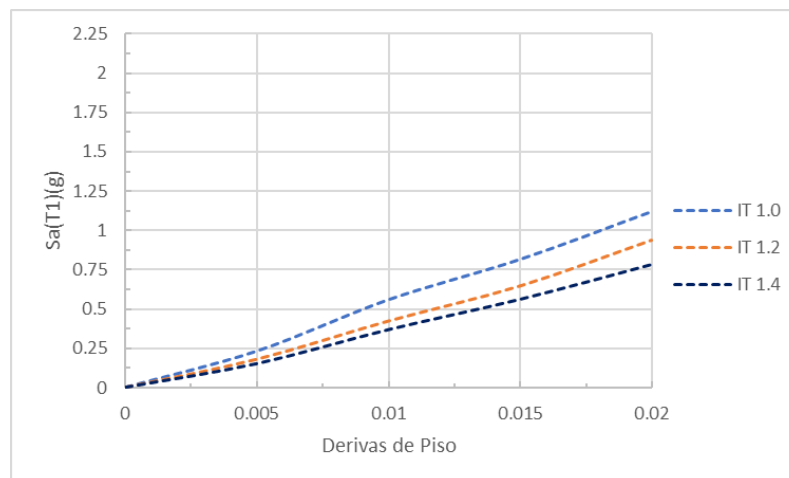
*Curvas IDA promedio (evaluadas con deformaciones unitarias).*





**Figura 67**

*Curvas IDA promedio (evaluadas con derivas de piso).*



### Curvas de Fragilidad

De la Figura 68 a la Figura 70 se presentan las curvas de fragilidad de los diferentes arquetipos, pero tomando en cuenta dos distintas medidas de daño. La Figura 68(a), Figura 69(a) y Figura 70(a) muestran las curvas de fragilidad para un nivel de desempeño de ocupación inmediata (OI) evaluadas con deformaciones unitarias y derivas de piso. La Figura 68(b), Figura 69(b) y Figura 70(b) muestran las curvas de fragilidad para un nivel de desempeño de seguridad de vida (SV). La Figura 68(c), Figura 69(c) y Figura 70(c) grafican las curvas de fragilidad para un nivel de desempeño de prevención de colapso (PC) evaluadas con diferentes medidas de daño.

En la Figura 12 se grafica el espectro elástico de diseño (DBE; 10% de probabilidad de excedencia en 50 años), el espectro del sismo máximo considerable (MCE; 2% de probabilidad de excedencia en 50 años) y el sismo de servicio (SE; 50% de probabilidad de excedencia en 50 años). Los espectros MCE y SE fueron determinados de manera aproximada al multiplicar el espectro DBE por 1.5 y 0.5, respectivamente (Cagua, 2022).

En la Tabla 17, Tabla 18 y Tabla 19 se presenta el coeficiente de margen de ocupación inmediata (OMR), coeficiente de margen de seguridad de vida (SMR) y coeficiente de margen de prevención de colapso (PCMR). Los coeficientes de margen representa la razón entre la intensidad de OI mediana, la intensidad de SV mediana o la intensidad de PC mediana y la aceleración espectral del periodo fundamental de la estructura ante el SE, DBE o MCE (FEMA, 2010). Los valores de intensidad mediana (IO,50%; IS,50%; IPC,50%) representan el valor de la pseudo aceleración espectral a la cual el 50% de los registros alcanzan un determinado nivel de desempeño.

En los tres modelos analizados se puede observar que las curvas de fragilidad para un nivel de desempeño de OI y SV presentan una mayor probabilidad de alcanzar dicho estado límite, si la evaluación de las curvas IDA se las realiza con la MD de deformaciones unitarias (ver Figura 68(a, b), Figura 69(a, b) y Figura 70(a, b)). Esto se puede comprobar gráficamente o con los factores OMR y SMR calculados (ver Tabla 17 y Tabla 18).

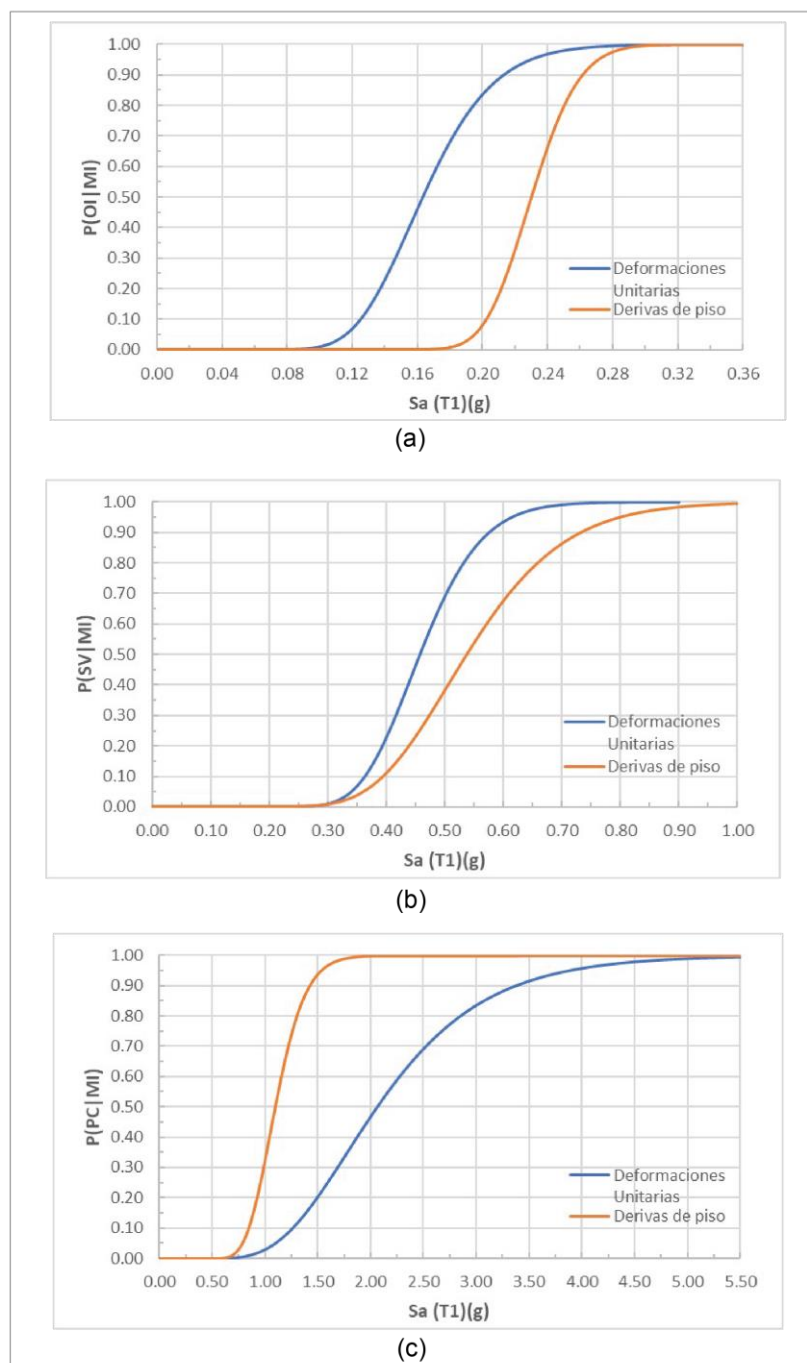
Las curvas de fragilidad para el estado límite de PC presentan una mayor probabilidad de alcanzar dicho estado límite si la evaluación se la realiza con la MD de derivas de piso (ver Figura 68(c), Figura 69(c) y Figura 70(c)). En la Figura 69(c) del modelo con IT 1.2 se puede observar que las curvas de fragilidad de las dos diferentes MD se asemejan, esto es debido a que la mayor parte de registros presentaron colapso ante similares MI.

Al comparar los valores de IPC,50% para el modelo IT 1.0, se puede observar que el valor de aceleración espectral para una MD de deformaciones unitarias es 1.87 veces mayor que la aceleración espectral para una MD de derivas de piso (ver Figura 68(c)). En el caso del modelo IT 1.2, los valores de aceleración espectral para una MD de deformaciones unitarias es 1.03 veces mayor que la aceleración espectral para una MD de derivas de piso (ver Figura 69(c)). Para el

modelo IT 1.4, los valores de aceleración espectral para una MD de deformaciones unitarias es 1.30 veces mayor que la aceleración espectral para una MD de derivas de piso (ver Figura 70(c)).

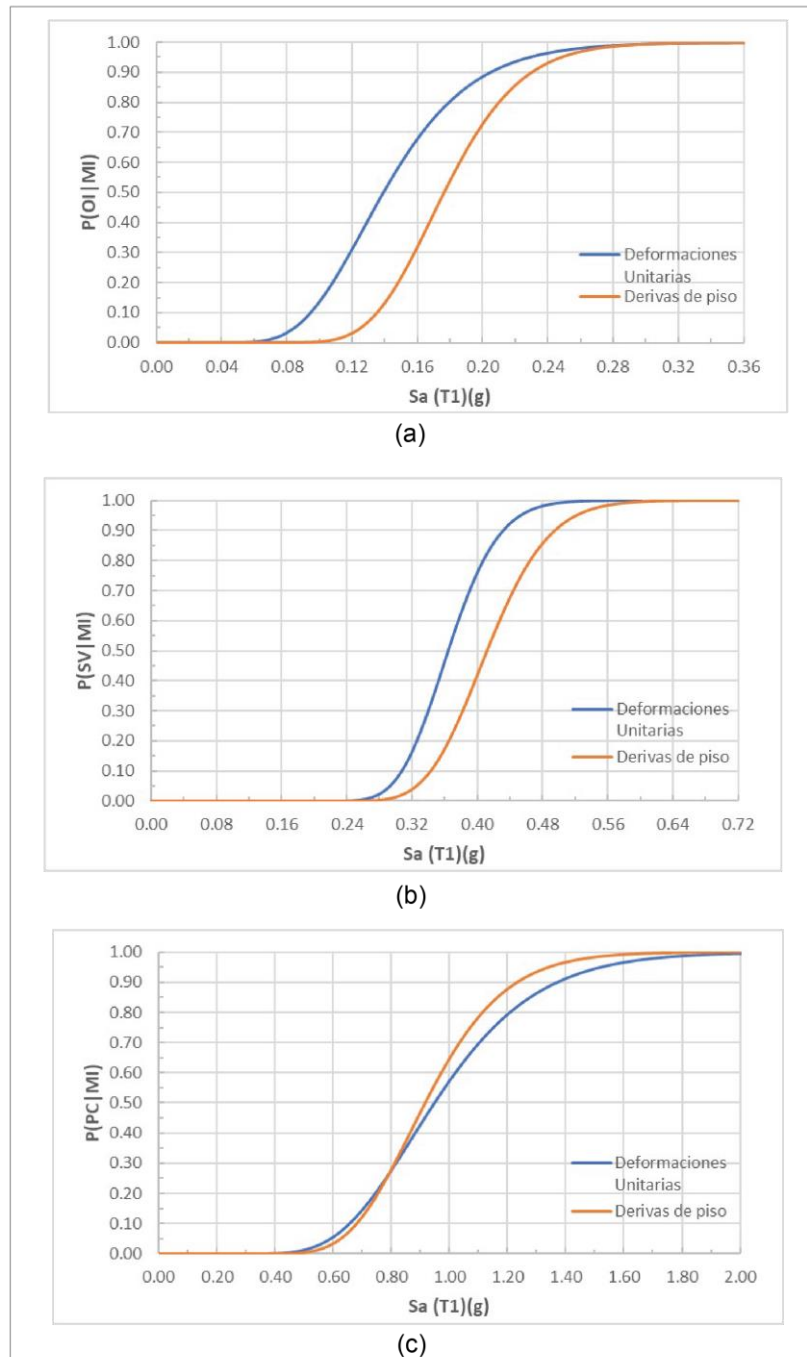
### Figura 68

Curvas de fragilidad para el modelo IT 1.0: (a) Ocupación Inmediata, (b) Seguridad de Vida y (c) Prevención de Colapso.



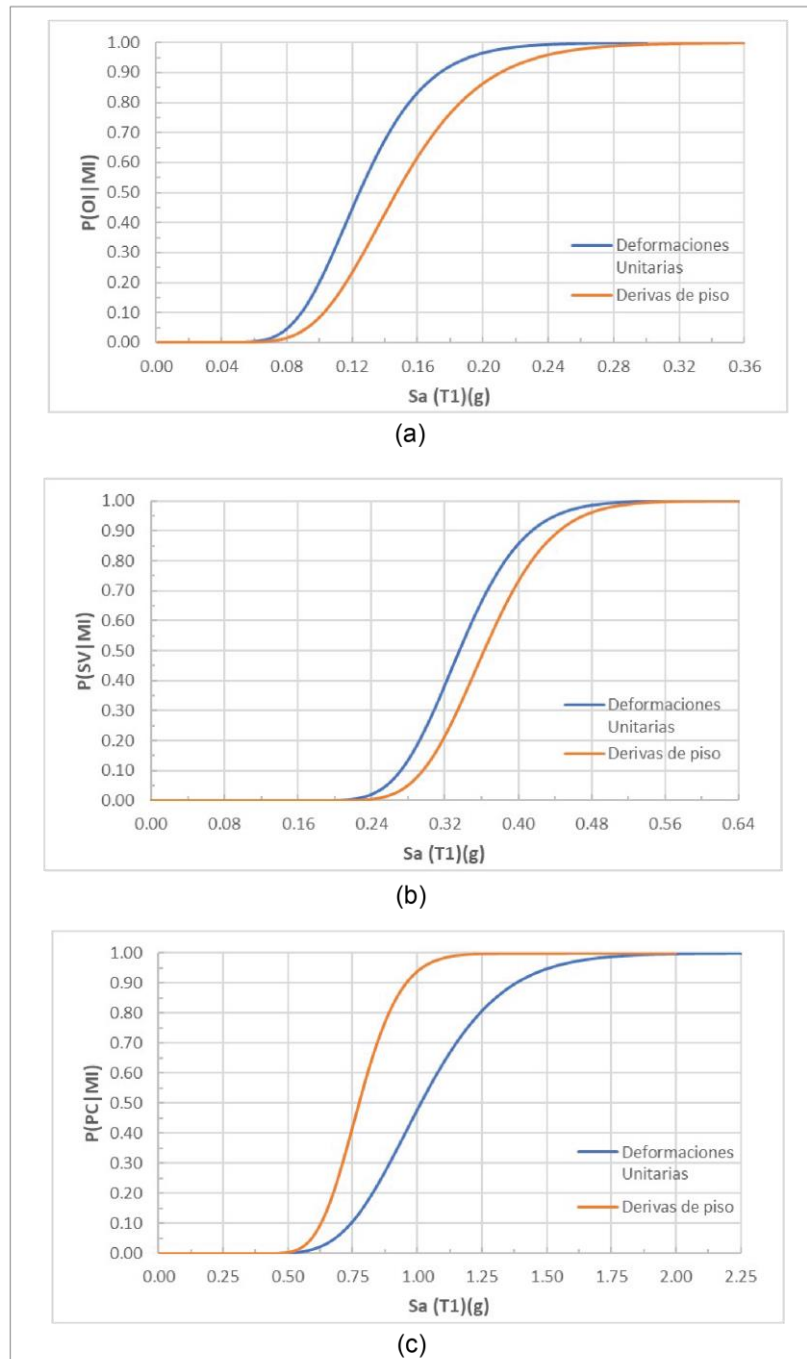
**Figura 69**

Curvas de fragilidad para el modelo IT 1.2: (a) Ocupación Inmediata, (b) Seguridad de Vida y (c) Prevención de Colapso.



**Figura 70**

Curvas de fragilidad para el modelo IT 1.4: (a) Ocupación Inmediata, (b) Seguridad de Vida y (c) Prevención de Colapso.



En la Figura 71 y Figura 72 se compara las curvas de fragilidad entre modelos con diferentes niveles de irregularidad. En la Figura 71(a) y Figura 71(b) se puede observar que el modelo IT 1.4 es el más propenso a alcanzar los estados

límites OI y SV si el parámetro de evaluación es la deformación unitaria. En la Figura 72, el modelo IT 1.4 es el más propenso a alcanzar todos los estados límites (OI, SV y PC) si el parámetro de evaluación es la deriva de piso.

La Tabla 17 presenta el coeficiente OMR de cada uno de los arquetipos al ser evaluados ante el sismo de servicio (SE). Se puede observar que mientras aumenta el nivel de irregularidad torsional disminuye los coeficientes OMR. Además, el modelo IT 1.4 es el modelo que mayor  $P(OI|SE)$  presenta de los tres arquetipos.

La Tabla 18 presenta los coeficientes SMR de los tres arquetipos al ser evaluados ante el sismo de diseño (DBE). Se puede verificar que mientras aumenta el nivel de irregularidad torsional los coeficientes SMR disminuyen. Por ejemplo, los modelos IT 1.2 e IT 1.4 (evaluados con deformaciones unitarias) presentan una disminución del 18.6% y 22.19% de su coeficiente SMR con respecto al modelo IT 1.0. Adicionalmente, la Tabla 18 muestra que mientras mayor es el nivel de irregularidad torsional mayor es la probabilidad de alcanzar el estado límite de SV. Por ejemplo, la  $P(SV|DBE)$  del modelo IT 1.2 es 1.38 y 2.23 veces más grande que la probabilidad del modelo IT 1.0, y la  $P(SV|DBE)$  del modelo IT 1.4 es 1.37 y 2.37 veces más grande que la del modelo IT 1.0.

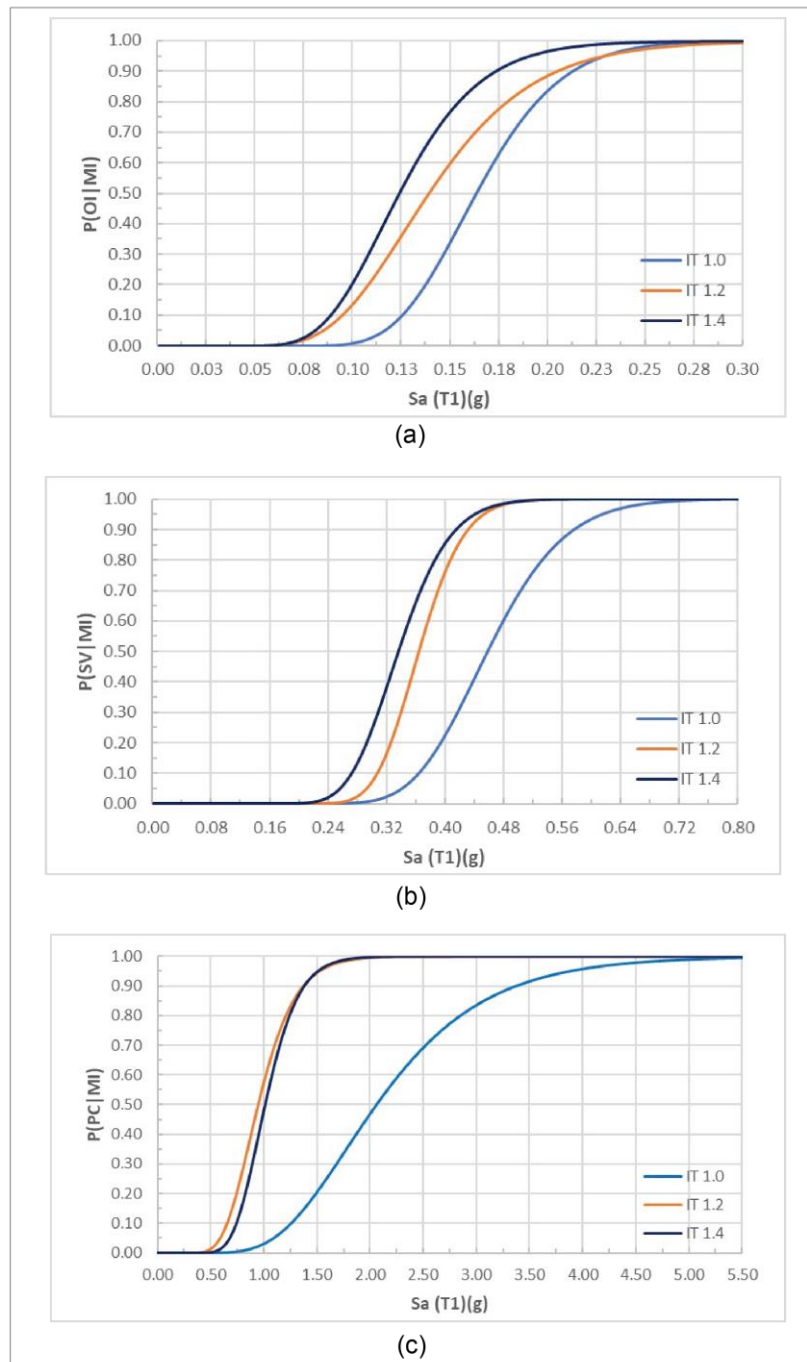
En la Tabla 19 se presenta los coeficientes PCMR de los tres arquetipos al ser evaluados ante el sismo máximo considerable (MCE). Se verifica que mientras aumenta el nivel de irregularidad torsional los coeficientes PCMR disminuyen. Por ejemplo, los modelos IT 1.2 e IT 1.4 (evaluados con derivas de piso) presentan una disminución del 14.71% y 25.17% de su coeficiente PCMR con respecto al modelo IT 1.0. Además, la Tabla 19 muestra la variabilidad de la probabilidad de prevención de colapso ante diferentes niveles de irregularidad torsional. El modelo IT 1.2 evaluado con deformaciones unitarias tiene la mayor  $P(PC|MCE)$  entre el modelo IT 1.0 e IT 1.4. Cuando la evaluación se realiza por medio de derivas de piso el modelo IT 1.4 es el más crítico, ya que tiene una  $P(PC|MCE)$  8.92 veces más grande que la

probabilidad del modelo IT 1.0. De forma general, se puede verificar que la variación de la irregularidad torsional aumenta la probabilidad de alcanzar el estado límite de prevención de colapso.

Finalmente, en la Tabla 20 se presenta la probabilidad de alcanzar el estado límite de prevención de colapso ante el sismo de diseño (DBE). Dicha probabilidad resulta ser máximo 1.19% entre todos los arquetipos con ambas medidas de daño.

**Figura 71**

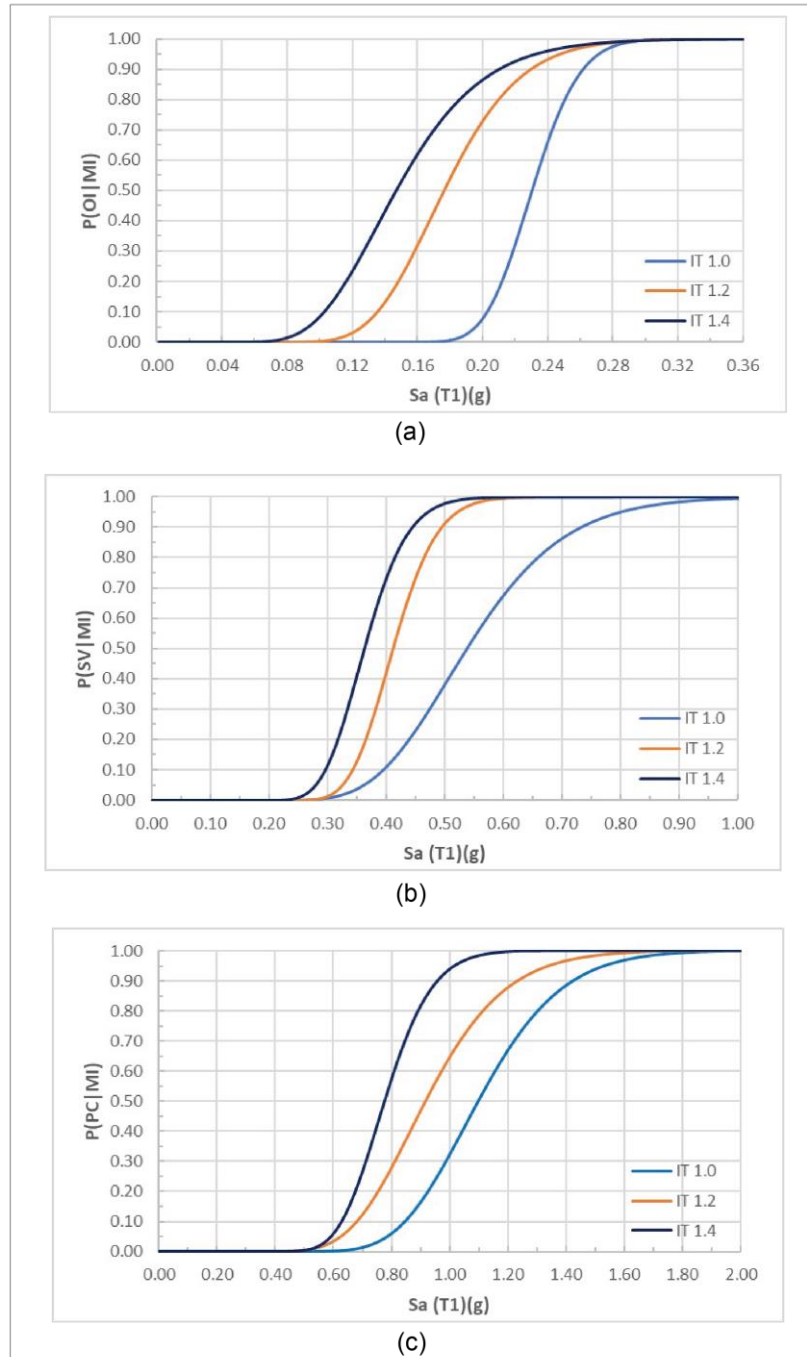
Curvas de fragilidad para los tres modelos en estudio (evaluadas con deformaciones unitarias): (a) Ocupación Inmediata, (b) Seguridad de Vida y (c) Prevención de Colapso.





**Figura 72**

*Curvas de fragilidad para los tres modelos en estudio (evaluadas con derivas de piso): (a) Ocupación Inmediata, (b) Seguridad de Vida y (c) Prevención de Colapso.*



**Tabla 17**

*Coefficiente OMR y probabilidad de alcanzar el estado límite OI ante el SE.*

Modelo	T1 (seg)	Sa (SE)	IO,50%		OMR		%P(OI SE)	
			Def. Unit.	Derivas	Def. Unit.	Derivas	Def. Unit.	Derivas
IT 1.0	1.64	0.254	0.163	0.230	0.64	0.91	98.33	83.69
IT 1.2	1.68	0.248	0.139	0.176	0.56	0.71	97.28	95.05
IT 1.4	1.74	0.239	0.124	0.147	0.52	0.62	99.39	95.91

Nota: Def. Unit.: deformación unitaria; MD: medidas de daño

**Tabla 18**

*Coefficiente SMR y probabilidad de alcanzar el estado límite SV ante el DBE.*

Modelo	T1 (seg)	Sa (DBE)	IS,50%		SMR		%P(SV DBE)	
			Def. Unit.	Derivas	Def. Unit.	Derivas	Def. Unit.	Derivas
IT 1.0	1.64	0.507	0.458	0.538	0.90	1.06	71.58	40.34
IT 1.2	1.68	0.495	0.364	0.412	0.74	0.83	98.96	89.97
IT 1.4	1.74	0.478	0.336	0.363	0.70	0.76	98.4	95.85

Nota: Def. Unit.: deformación unitaria; MD: medidas de daño

**Tabla 19**

*Coefficiente PCMR y probabilidad de alcanzar el estado límite PC ante el MCE.*

Modelo	T1 (seg)	Sa (MCE)	IPC,50%		PCMR		%P(PC MCE)	
			Def. Unit.	Derivas	Def. Unit.	Derivas	Def. Unit.	Derivas
IT 1.0	1.64	0.761	2.06	1.10	2.71	1.45	0.48	3.54
IT 1.2	1.68	0.743	0.948	0.916	1.28	1.23	19.80	18.29
IT 1.4	1.74	0.717	1.013	0.776	1.41	1.08	7.60	31.6

Nota: Def. Unit.: deformación unitaria; MD: medidas de daño

**Tabla 20**

*Probabilidad de prevención de colapso ante el sismo de diseño (DBE).*

Modelo	Sa (DBE)	P(PC DBE) (%)	
		Def. Unit.	Derivas
IT 1.0	0.507	0.013	0.007
IT 1.2	0.495	1.190	0.40
IT 1.4	0.478	0.093	0.16

## Capítulo 5

### Conclusiones y Recomendaciones

#### Conclusiones

- Debido a que el enfoque de este estudio se caracteriza por evaluar el desempeño sísmico por medio de la medición de deformaciones unitarias en los elementos principales, se realizó una calibración de la respuesta global (desplazamiento superior – carga lateral) y local (deformaciones unitarias) del modelo analítico de un muro estructural.
- Los elementos estructurales (vigas, columnas y muros) de los diferentes arquetipos cumplen con las recomendaciones del diseño por capacidad. Los muros estructurales fueron diseñados tomando en cuenta los factores de sobre-resistencia y amplificación dinámica para determinar el corte de diseño.
- Tanto en análisis estático como el análisis dinámico no lineal se pudo evidenciar que los muros estructurales (Muro 1 y Muro2) absorben las mismas solicitaciones (momento, corte, deformaciones unitarias), cuando el modelo presenta una irregularidad torsional igual a la unidad.
- Para los modelos IT 1.2 e IT 1.4 se pudo comprobar por medio de los análisis estáticos y dinámicos no lineales que el Muro 2 incrementa y el Muro 1 disminuye sus solicitaciones, mientras mayor es el nivel de irregularidad torsional. Además, se comprobó que al aumentar el nivel de irregularidad torsional las respuestas globales (derivadas de piso) y demandas locales (momento, corte, deformaciones unitarias) aumentan.
- Por medio de las curvas IDA, se comprobó que modelo con IT 1.0 logra alcanzar valores más altos de pseudo aceleración espectral ( $S_a(T_{1,5\%})$ ) con respecto a los modelos con IT 1.2 e IT 1.4. Además, se evidenció que

mientras aumenta el nivel de irregularidad torsional disminuye las pendientes de las curvas IDA.

- En todas las curvas IDA, los puntos de fluencia fueron alcanzados antes de llegar a una deriva de piso igual a 0.5%.
- Se verificó que mientras aumenta el nivel de irregularidad torsional los valores de derivas de los puntos de colapso disminuyen. Siendo el modelo IT 1.2 el más crítico, ya que presentó puntos de colapso con valores de derivas menores al 2%.
- Al comparar las curvas IDA promedio de los tres arquetipos, se puede comprobar que el modelo IT 1.0 genera una curva ida promedio con una pendiente mayor que la curva promedio del modelo IT1.2 e IT 1.4.
- En los tres arquetipos analizados, el valor promedio máximo de  $S_a(T1,5\%)$  de las curvas IDA se encuentra en las curvas evaluadas con un EDP de deformaciones unitarias.
- Al comparar las curvas de fragilidad con las diferentes medidas de daño se concluye que la evaluación con deformaciones unitarias para los niveles de desempeño OI y SV resulta ser algo conservador, ya que es posible alcanzar estos niveles de desempeño con menores  $S_a(T1,5\%)$ .
- Para el nivel de desempeño PC la MD de deriva de piso resulta ser la más crítica, ya que solo en pocos análisis la deriva de piso era cercana al 2.0% cuando se alcanzaba el punto de colapso.
- A pesar de que la medida de daño de deriva de piso no logra presentar una evaluación local de los elementos estructurales, la deriva de piso puede cuantificar de manera más directa los daños presentados en los elementos no estructurales ante los diferentes niveles de desempeño.
- Se determinaron las intensidades medianas de los de los diferentes niveles de desempeño (IO,50%; IS,50% y IPC,50%) para cuantificar sus respectivos

coeficientes de margen (OMR, SMR, y PCMR) y poder medir la variabilidad de las curvas de fragilidad ante los diferentes niveles de IT. Se comprobó que el tener valores de IT mayores a 1.0 reducen los coeficientes de margen, lo que lleva a la estructura a ser más propensa a alcanzar algún estado límite.

- Al comparar las curvas de fragilidad entre los diferentes arquetipos (IT 1.0, IT 1.2 e IT 1.4) se observó que el modelo IT 1.4 es el más propenso a alcanzar los estados límites OI y SV si el parámetro de evaluación es la deformación unitaria. El modelo IT 1.4 es el más propenso a alcanzar todos los estados límites (OI, SV y PC), si el parámetro de evaluación es la deriva de piso.
- Se concluye que los coeficientes de margen disminuyen mientras aumenta el nivel de irregularidad torsional, excepto en el coeficiente PCMR con MD de deformaciones unitarias, ya que el modelo IT 1.2 presenta un menor valor de coeficiente entre los tres arquetipos.
- Finalmente, se concluye que a mayor nivel de irregularidad torsional mayor es la probabilidad de alcanzar el estado límite de prevención de colapso.

**Recomendaciones**

- Partiendo de los mismos niveles de irregularidad torsional, se recomienda el estudio del desempeño sísmico ante la variabilidad del número de pisos de los arquetipos.
- Varias normativas presentan coeficientes adicionales para el cálculo del corte basal en el caso de que las estructuras tengan irregularidades. Verificar la influencia de los coeficientes de irregularidad en el desempeño sísmico.

## Bibliografía

- ACI-318. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. American Concrete Institute.
- Almeida, J. P., Tarquini, D., & Beyer, K. (2014). *Modelling Approaches for Inelastic Behaviour of RC Walls: Multi-level Assessment and Dependability of Results*. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 23(1), 69–100.  
<https://doi.org/10.1007/s11831-014-9131-y>
- Araya-Iletelier, G., Parra, P., Lopez-garcia, D., Garcia-Valdes, A., Candia, G., & Lagos, R. (2019). *Evaluación de la probabilidad de colapso de un edificio de oficinas chileno de hormigón armado debido a actividad sísmica*. Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA -2019.  
<https://www.researchgate.net/publication/332303868>
- ASCE. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers, 1–889.
- Barbat, A. H., Vargas, Y. F., Pujades, L. G., & Hurtado, J. E. (2016). *Evaluación probabilista del riesgo sísmico de estructuras con base en la degradación de rigidez*. *Revista Internacional de Métodos Numéricos Para Cálculo y Diseño En Ingeniería*, 32(1), 39–47. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2014.11.001>
- Cagua. (2022). *Comportamiento no lineal de pórticos de hormigón armado y pórticos de acero con y sin disipadores de energía tipo TADAS, Shear Link Bozzo y Barras de Pandeo Restringido para el escenario sísmico de Quito* [Tesis de Maestría - Universidad De Las Fuerzas Armadas - ESPE].  
<http://repositorio.espe.edu.ec/handle/21000/35983>
- Cando, M. A. (2020). *Efecto de la rigidez en el desempeño sísmico de edificios estructurados con muros de hormigón armado* [Pontificia Universidad Católica de Chile]. <https://doi.org/10.7764/tesisUC/ING/57974>

- Cando, M. A., Hube, M. A., Parra, P. F., & Arteta, C. A. (2020). *Effect of stiffness on the seismic performance of code-conforming reinforced concrete shear wall buildings*. *Engineering Structures*, 219, 1–14.  
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110724>
- Dabaghi, M., George Saad, M., & Allhassania, N. (2019). *Seismic collapse fragility analysis of reinforced concrete shear wall buildings*. *Earthquake Spectra*, 35(1), 383–404. <https://doi.org/10.1193/121717EQS259M>
- Deierlein, G. G., Krawinkler, H., & Cornell, C. A. (2003). *A Framework for Performance-Based Earthquake Engineering*. Pacific Conference on Earthquake Engineering, 1–8.
- Echeverría-Landeta, M. J., Jünemann-Ureta, R., & Liel, A. B. (2022). *Modelación y análisis no lineal de muros estructurales de hormigón armado*. *Investigación y Desarrollo*, 15(1), 73–89. <https://doi.org/10.31243/id.v15.2022.1594>
- FEMA. (2010). *Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors (NIST GCR 10-917-8)*. National Institute of Standards and Technology, 1–84.
- FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Federal Emergency Management Agency, 1–518.
- FEMA P-2012. (2018). *Assessing Seismic Performance of Buildings with Configuration Irregularities*. APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL, September, 1–366.
- FEMA P-58. (2018). *Seismic performance assessment of buildings*. APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL, 11(10), 1–340.  
<https://doi.org/10.3390/buildings11100440>
- Fischinger, M., Isaković, T., Kolozvari, K., & Wallace, J. (2019). *Guest editorial:*



*Nonlinear modelling of reinforced concrete structural walls*. Bulletin of Earthquake Engineering, 17, 6359–6368. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00715-z>

Flores, F. (2017). *OVERLOOKED TOPICS IN BUILDING CODES : FLOOR ACCELERATIONS AND ACCIDENTAL TORSION*. [Tesis de Doctorado - PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE].

Gallardo, J. A., de la Llera, J. C., Santa María, H., & Chacón, M. F. (2021). *Damage and sensitivity analysis of a reinforced concrete wall building during the 2010, Chile earthquake*. Engineering Structures, 240, 1–19. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112093>

Gogus, A., & Wallace, J. W. (2015). *Seismic Safety Evaluation of Reinforced Concrete Walls through FEMA P695 Methodology*. Journal of Structural Engineering, 141, 1–18. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001221](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001221)

Haro, A. G., Kowalsky, M., & Chai, Y. H. (2019). *Out-of-plane buckling instability limit state for boundary regions of special RC structural walls*. Bulletin of Earthquake Engineering, 17, 5159–5182.

Kolozvari, K., Arteta, C., Fischinger, M., Gavridou, S., Hube, M., Isaković, T., Lowes, L., Orakcal, K., Vásquez, J., & Wallace, J. (2018). *Comparative study of state-of-the-art macroscopic models for planar reinforced concrete walls*. ACI Structural Journal, 115(6), 1637–1657. <https://doi.org/10.14359/51710835>

Kolozvari, Kristijan, Orakcal, K., & Wallace, J. W. (2015). *Shear-Flexure Interaction Modeling for Reinforced Concrete Structural Walls and Columns under Reversed Cyclic Loading*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, 1–143. [http://peer.berkeley.edu/publications/peer\\_reports/reports\\_2015/webPEER-2015-12-kolozvari.pdf](http://peer.berkeley.edu/publications/peer_reports/reports_2015/webPEER-2015-12-kolozvari.pdf)

- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*. J. Struct. Eng, 114(8), 1804–1826.
- McKenna, F., Fenves, G. L., Scott, M. H., & Jeremic, B. (2000). *Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.  
<https://opensees.berkeley.edu/>
- Moehle, J., & Deierlein, G. G. (2004). *A framework methodology for performance-based earthquake engineering*. 13Th World Conference on Earthquake Engineering, 1–14. <https://www.researchgate.net/publication/228706335>
- NEC-SE-CG. (2015). *Cargas (No sísmicas)*. Norma Ecuatoriana de La Construcción, 1–44.
- NEC-SE-DS. (2015). *Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente*. Norma Ecuatoriana de La Construcción, 1–148.
- NEC-SE-HM. (2015). *Estructuras de Hormigón Armado*. Norma Ecuatoriana de La Construcción, 1–122.
- NORMA E030. (2020). *Diseño Sismorresistente*. Reglamento Nacional de Edificaciones, 1–81.
- NSR-10. (2012). *Requisitos Generales de Diseño y Construcción Sismo Resistente*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1–206.
- Orakcal, K., Massone, L. M., & Wallace, J. W. (2006). *Analytical modeling of reinforced concrete walls for predicting flexural and coupled-shear-flexural responses*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, 7(October), 1–228.
- Orakcal, K., & Wallace, J. W. (2006). *Flexural Modeling of Reinforced Concrete Walls— Experimental Verification*. ACI Structural Journal, 103(2), 196–206.

[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130)

Oyguc, R. A., & Boduroglu, H. (2012). *Seismic Capacity Assessment of Existing Irregular Reinforced Concrete (RC) Buildings By an Adaptive Three - Dimensional Pushover Procedure*. 15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE).

PEER. (2002). *PEER NGA Database*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.

Priestley, M. J. N., & Kowalsky, M. J. (2000). *Direct Displacement-Based Seismic Design of Concrete Buildings*. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 33(4), 421–441.

<https://doi.org/10.5459/bnzsee.33.4.421-444>

Rathod, K. V., & Gupta, S. (2020). *A Nonlinear Time History Analysis of Ten Storey RCC Building*. International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET), 7(06), 56–2395.

Sarango, J., Haro, A. G., Acuna, P., & Caiza, P. (2021). *Out-of-plane buckling of boundary regions in planar RC structural walls: an approach to prevent instability*. Periodicals of Engineering and Natural Sciences, 9(3), 538–547.

<https://doi.org/10.21533/pen.v9i3.2189>

Seismosoft. (2022). *SeismoStruct 2022– A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures*.

Thomsen, J. H., & Wallace, J. W. (2004). *Displacement-Based Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls - Experimental Verification*. Journal of Structural Engineering, 130(4), 618–630. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:4\(618\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:4(618))

Vamvatsikos, D., & Allin Cornell, C. (2002). *Incremental Dynamic Analysis*.

Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31, 491–514.

<https://doi.org/10.1002/eqe.141>

Vielma, J. C., Barrios, A., & Alfaro, A. (2014). *Determinación de curvas de fragilidad mediante análisis incremental dinámico*. Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural, 171–186. <https://doi.org/10.5335/rsee.v11i1.4463>