



# ESPE

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS

INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

## **Evaluación de un modelo fenomenológico para prevenir la inestabilidad por pandeo fuera de plano en muros estructurales de hormigón armado**

Acuña Ochoa, Paul Andres

Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Trabajo de titulación, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

Ing. Haro Báez, Ana Gabriela, PhD

17 de junio de 2021

## Document Information

---

**Analyzed document** AcuñaPaul\_ProyectoDeTitulación\_vURKUND.pdf (D109140239)  
**Submitted** 6/17/2021 2:40:00 PM  
**Submitted by**  
**Submitter email** paacuna@espe.edu.ec  
**Similarity** 5%  
**Analysis address** agharo.espe@analysis.urkund.com

## Sources included in the report

---

<b>SA</b>	<b>Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE / tesis_jsarango_urkund.docx</b> Document tesis_jsarango_urkund.docx (D47423343) Submitted by: agharo@espe.edu.ec Receiver: agharo.espe@analysis.urkund.com	 7
<b>W</b>	URL: <a href="https://www.researchgate.net/publication/340816166_Estudio_deL_comportamiento_sismico_de_edificios_de_muros_delgados_de_concreto_reforzado">https://www.researchgate.net/publication/340816166_Estudio_deL_comportamiento_sismico_de_edificios_de_muros_delgados_de_concreto_reforzado</a> Fetched: 7/21/2020 10:25:00 AM	 11
<b>W</b>	URL: <a href="https://repositorio.uniandes.edu.co/bitstream/handle/1992/13138/u714188.pdf?sequence=1&amp;isAllowed=y">https://repositorio.uniandes.edu.co/bitstream/handle/1992/13138/u714188.pdf?sequence=1&amp;isAllowed=y</a> Fetched: 5/21/2020 3:57:48 AM	 1
<b>W</b>	URL: <a href="https://1library.co/document/qvv61ndq-aas.html">https://1library.co/document/qvv61ndq-aas.html</a> Fetched: 5/11/2021 6:00:19 AM	 2
<b>W</b>	URL: <a href="https://scielo.conicyt.cl/pdf/oyp/n27/0718-2813-oyp-27-0107.pdf">https://scielo.conicyt.cl/pdf/oyp/n27/0718-2813-oyp-27-0107.pdf</a> Fetched: 4/15/2021 5:12:24 AM	 3
<b>W</b>	URL: <a href="https://docplayer.es/amp/13965118-Analisis-y-diseno-de-muros-estructurales-de-concreto-considerando-las-experiencias-de-los-terremotos-de-chile-2010-y-nueva-zelanda-2011.html">https://docplayer.es/amp/13965118-Analisis-y-diseno-de-muros-estructurales-de-concreto-considerando-las-experiencias-de-los-terremotos-de-chile-2010-y-nueva-zelanda-2011.html</a> Fetched: 5/10/2021 4:50:05 AM	 1

1/69

**ANA GABRIELA HARO BAEZ** Digitally signed by ANA GABRIELA HARO BAEZ  
 Date: 2021.06.17 19:40:38 -05'00'

**Ing. Haro Báez Ana Gabriela, PhD**

Directora



## DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA CONSTRUCCIÓN

### CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

#### Certificación

Certifico que el trabajo de titulación: **“Evaluación de un modelo fenomenológico para prevenir la inestabilidad por pandeo fuera de plano en muros estructurales de hormigón armado”** fue realizado por el señor **Acuña Ochoa Paul Andres**, el cual ha sido revisado y analizado en su totalidad por la herramienta de verificación de similitud de contenido; por lo tanto cumple con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 17 de junio de 2021

**ANA GABRIELA HARO BAEZ** Digitally signed by ANA  
GABRIELA HARO BAEZ  
Date: 2021.06.17 19:25:47  
-05'00'

**Ing. Haro Báez Ana Gabriela, PhD**

CC: 1713500302

Directora del Proyecto de Titulación



# ESPE

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS  
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

## DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA CONSTRUCCIÓN

### CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

#### Responsabilidad de autoría

Yo, **Acuña Ochoa Paul Andres**, con cédula de ciudadanía N° **1718971219**, declaro que el contenido, ideas y criterios del trabajo de titulación: **“Evaluación de un modelo fenomenológico para prevenir la inestabilidad por pandeo fuera de plano en muros estructurales de hormigón armado”** es de mi autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos, y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Sangolquí, 17 de junio de 2021

**Acuña Ochoa Paul Andres**

CC: 1718971219



**ESPE**  
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS  
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA CONSTRUCCIÓN**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**Autorización de publicación**

Yo, **Acuña Ochoa Paul Andres**, con cédula de ciudadanía N° **1718971219**, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación: **“Evaluación de un modelo fenomenológico para prevenir la inestabilidad por pandeo fuera de plano en muros estructurales de hormigón armado”** en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi responsabilidad.

Sangolquí, 17 de junio de 2021

---

**Acuña Ochoa Paul Andres**

CC: 1718971219

## **Dedicatoria**

*El presente documento, claro representante de la consecución de una extenuante, pero sumamente gratificante profesión —al igual que gran parte de las metas y logros conseguidos— se lo dedico enteramente a la mujer que con devoción y tanto cariño me crió, formó y guió durante mis primeros pasos en este arduo, sinuoso, a veces inentendible, pero también excelso y magnífico camino llamado vida.*

**Abuelita (†),**

*gracias por haber sido mi madre durante tantos años... ¡Este logro es de los dos!*

**A mis padres,**

*quienes de seguro estarán muy orgullosos de ver al primero de sus hijos alcanzar este reconocimiento profesional.*

*Con el pasar de los años e incursión paulatina en los andares de la plena adultez, se van descubriendo los azares y contratiempos que la vida impone en el trayecto. En ese contexto, pese a una que otra diferencia, no saben cuántas veces me he preguntado cómo se las arreglaron para tantas cosas.*

*¡Gracias por todos sus sacrificios y esfuerzos!*

**A mi “pequeño” hermano,**

*compañero cotidiano de risas, enojos y quizá todas las emociones posibles, a quien siempre le desearé lo mejor de este mundo y para quien espero ser —dentro de la medida de lo posible— un ejemplo a seguir. Que esta meta cumplida sea solo una pequeña muestra de que con esfuerzo y convicción... ¡Sí se puede!*

**A todos y todas,**

*aquellos y aquellas que, de una u otra forma, se han visto afectadas por los efectos de un terremoto. Sin duda la mayoría de veces los ingenieros se refieren —nos referimos— a las consecuencias de estos fenómenos naturales mediante cifras frías y crueles, olvidando que detrás de las mismas existen ciudades, hogares, familias y sueños destrozados. Todo ello no puede dejar más en claro la gran responsabilidad que supone esta carrera, tanto con el ejercicio profesional, como con una educación más justa, exigente y de calidad.*

## Agradecimiento

**A mi abuelita (†)**, por su ejemplo de lucha, determinación y apego por el buen accionar a pesar de cualquier circunstancia, cualidades que, además de irradiar un profundo sentimiento de admiración, me guían en mi diario proceder intentando emularla tanto como sea posible.

**A mi padre**, por inculcar en mí la lectura y el gusto por estar informado. De igual manera, por la revisión exhaustiva de este escrito, la cual ha aupado la prolijidad de este trabajo de titulación.

**A mi madre**, por todas sus muestras de abnegación y por ser un apoyo más que sustancial en los últimos años, incurriendo en aspectos que incluso podrían rayar en lo banal para ojos externos, pero que han resultado sumamente trascendentales para mí. ¡La quiero muchísimo!

**A mi hermano**, por su invaluable paciencia y apoyo en el día a día, así como por su cuasi omnipresencia en cada una de las victorias, derrotas y momentos importantes del camino.

**A la Dra. Anita Haro**, directora de este proyecto, quien no solo ha sido una guía esencial para llevar a buen puerto esta investigación, sino también un gran ejemplo como profesional, docente y —quizá más importante inclusive— como persona. Gracias infinitas por brindarme la oportunidad de incursionar en la docencia y la investigación a través de las ayudantías pertinentes, las cuales me han permitido expandir mi horizonte de metas futuras. Estoy convencido de que sus alumnos somos afortunados de haber estado bajo su tutela y que la educación universitaria sería muchísimo mejor si más profesionales compartieran sus ideales. **¡Para mí es una notable modelo a seguir!**

**Al Dr. Pablo Caiza**, por las enseñanzas impartidas a lo largo de la carrera, así como por sus comentarios, observaciones y correcciones. **Al Dr. Saman Abdullah**, quien tras compartir —de forma sumamente altruista— valiosa información referente al tema estudiado en este proyecto, aportó significativamente a la calidad de esta investigación. **Al Dr. Antonio Cando**, por la ayuda sustancial y el irrefutable compromiso otorgados en el tramo final de la presente disertación.

**A la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE**, institución que a partir de hoy pasa a ser, con gran orgullo, mi alma máter. Más allá de los malos ratos experimentados, agradezco enormemente a los docentes y funcionarios que sí supieron —a la par de un trato digno— inculcar en mí y en mis compañeros valiosos conocimientos, experiencias y recomendaciones perennes.

**A todos y todas** quienes, directa o indirectamente, han aportado a mi crecimiento personal y profesional por medio de una sugerencia, crítica constructiva y/o material de apoyo, incluso a pesar de lejanas distancias que físicamente nos separan. En representación de todos ellos y ellas, quisiera hacer una mención especial a **Katherine F.**, apoyo incondicional a lo largo de la carrera y sin cuya presencia, sin duda alguna, habrían sido muy distintos el camino y tiempo transcurridos.

## Índice de contenido

<b>Certificación .....</b>	<b>3</b>
<b>Responsabilidad de autoría .....</b>	<b>4</b>
<b>Autorización de publicación .....</b>	<b>5</b>
<b>Dedicatoria .....</b>	<b>6</b>
<b>Agradecimiento .....</b>	<b>7</b>
<b>Índice de contenido .....</b>	<b>8</b>
<b>Índice de tablas.....</b>	<b>13</b>
<b>Índice de figuras.....</b>	<b>14</b>
<b>Resumen .....</b>	<b>18</b>
<b>Abstract.....</b>	<b>19</b>
<b>Capítulo I .....</b>	<b>20</b>
<b>Generalidades.....</b>	<b>20</b>
Introducción .....	20
Antecedentes.....	27
Planteamiento del problema.....	33
Macro .....	33
Meso.....	35
Micro .....	36
Justificación e importancia.....	37

Objetivos.....	39
Objetivo general.....	39
Objetivos específicos.....	40
Descripción del contenido del proyecto.....	40
<b>Capítulo II .....</b>	<b>41</b>
<b>Marco teórico .....</b>	<b>41</b>
Muros estructurales de hormigón armado (MEHA).....	41
Muros estructurales especiales.....	42
Elementos de borde .....	43
Pandeo fuera del plano .....	43
Desempeño estructural de MEHA en terremotos históricos .....	46
Desempeño estructural de MEHA durante el sismo de Chile (2010 — 8.8 Mw) .....	47
Desempeño estructural de MEHA durante el sismo de Nueva Zelanda (2011 — 6.3 Mw) ..	52
Desempeño estructural de MEHA en programas y ensayos experimentales .....	54
Programas experimentales en muros estructurales de hormigón armado .....	54
Programas experimentales en elementos de borde (prismas de hormigón armado).....	60
Modelos de prevención de pandeo fuera del plano .....	64
Paulay & Priestley (1993) .....	64
Chai & Elayer (1999).....	66
Haro et al. (2019) .....	67

	10
Rosso (2018).....	69
Dashti et al. (2017a) .....	74
Requerimientos de los códigos y normativas vigentes .....	75
Requerimientos de la norma chilena (NCh 433 — Of. 96 y NCh 430 — Of. 2008) .....	76
Requerimientos de la norma neozelandesa (NZS 3101:2006).....	79
Requerimientos de la norma estadounidense (ACI 318-19).....	84
Requerimientos de la norma ecuatoriana (NEC — 2015).....	90
Curvas de fragilidad .....	90
Grupos de fragilidad.....	91
Estados de daño .....	92
Parámetros de demanda.....	92
Elaboración de curvas .....	93
<b>Capítulo III .....</b>	<b>96</b>
<b>Ensamblaje de la base de datos .....</b>	<b>96</b>
Descripción de las características generales .....	96
Tipos de ensayos y cargas consideradas .....	106
Geometría de las secciones.....	108
Materiales.....	108
Armado de los muros .....	110
Descripción de importantes hallazgos en la información recolectada.....	112

<b>Capítulo IV</b> .....	<b>116</b>
<b>Evaluación del modelo fenomenológico analizado</b> .....	<b>116</b>
Resultados en ensayos experimentales .....	116
Proceso de cálculo de las deformaciones unitarias experimentales .....	116
Ejemplo de cálculo de las deformaciones unitarias experimentales .....	119
Resultados de la predicción del modelo.....	122
Proceso de cálculo de las deformaciones unitarias predichas.....	122
Ejemplo de cálculo de las deformaciones unitarias predichas .....	123
Comparación de resultados analíticos y de predicción .....	124
MEHA y prismas representativos con una sola capa de refuerzo.....	124
MEHA con dos capas de refuerzo .....	130
Observaciones relevantes .....	141
<b>Capítulo V</b> .....	<b>144</b>
<b>Análisis probabilístico (curvas de fragilidad)</b> .....	<b>144</b>
Generalidades.....	144
Estados de daño .....	147
Agrietamiento (DS1).....	148
Fluencia del acero de refuerzo y desprendimiento del recubrimiento (DS2 y DS3).....	148
Inicio de deformaciones evidentes fuera del plano y falla del elemento (DS4 y DS5) .....	148
Métodos de reparación.....	150

Parámetro de demanda.....	151
Elaboración de curvas.....	153
Ejemplo del desarrollo de una curva de fragilidad (DS3).....	154
Elaboración de curvas para todos los estados de daño .....	156
<b>Capítulo VI.....</b>	<b>159</b>
<b>Conclusiones y recomendaciones .....</b>	<b>159</b>
Conclusiones.....	159
Recomendaciones.....	164
<b>Referencias.....</b>	<b>166</b>
<b>Anexos .....</b>	<b>179</b>

## Índice de tablas

<b>Tabla 1</b> <i>Programas experimentales que reportaron pandeo local en MEHA</i> .....	58
<b>Tabla 2</b> <i>Programas experimentales en prismas de hormigón armado</i> .....	61
<b>Tabla 3</b> <i>Programas experimentales en muros estructurales delgados</i> .....	97
<b>Tabla 4</b> <i>Base de datos resumida</i> .....	104
<b>Tabla 5</b> <i>Características geométricas y de materiales del espécimen SW-1 de Ji (2008)</i> .....	119
<b>Tabla 6</b> <i>Comparación de deformaciones unitarias en espécimen SW-1 de Ji (2008)</i> .....	123
<b>Tabla 7</b> <i>Comparación de deformaciones unitarias en MEHA con una capa de refuerzo</i> .....	125
<b>Tabla 8</b> <i>Comparación de deformaciones unitarias en prismas representativos con una capa de refuerzo</i> .....	128
<b>Tabla 9</b> <i>Comparación de deformaciones unitarias en MEHA con sección tipo T</i> .....	130
<b>Tabla 10</b> <i>Comparación de deformaciones unitarias en MEHA inconsistentes con sección rectangular</i> .....	133
<b>Tabla 11</b> <i>Comparación de deformaciones unitarias en MEHA representativos con sección rectangular</i> .....	138
<b>Tabla 12</b> <i>Descomposición de deformaciones unitarias</i> .....	141
<b>Tabla 13</b> <i>Resumen de propiedades en los muros analizados</i> .....	147
<b>Tabla 14</b> <i>Estados de daño y métodos de reparación seleccionados</i> .....	150
<b>Tabla 15</b> <i>Derivas para cada estado de daño considerado</i> .....	152
<b>Tabla 16</b> <i>Demanda media y valor de dispersión para DS3</i> .....	155
<b>Tabla 17</b> <i>Demandas medias y valores de dispersión para todos los estados de daño</i> .....	157

## Índice de figuras

<b>Figura 1</b> Configuración estructural de un sistema aporticado.....	21
<b>Figura 2</b> Daños sufridos en edificios aporticados durante el sismo de abril de 2016 .....	22
<b>Figura 3</b> Configuración estructural de un sistema con muros estructurales.....	23
<b>Figura 4</b> Vistas esquemáticas de un edificio con muros estructurales: <b>(a)</b> Planta arquitectónica; <b>(b)</b> Modelo de análisis estructural .....	24
<b>Figura 5</b> Daños típicos presentados en muros estructurales tras el sismo de Chile de 2010.....	26
<b>Figura 6</b> Ensayos experimentales realizados por Goodsir (1985): <b>(a)</b> Vista frontal de muro ensayado; <b>(b)</b> Vista lateral de muro ensayado; <b>(c)</b> Vista frontal de prisma ensayado ...	28
<b>Figura 7</b> Muros estructurales completos y prismas representativos .....	29
<b>Figura 8</b> Fabricación y puesta en marcha de las pruebas experimentales .....	31
<b>Figura 9</b> Fuerzas dentro y fuera del plano en MEHA.....	34
<b>Figura 10</b> Esquema de la falla por pandeo fuera del plano .....	35
<b>Figura 11</b> Sismos máximos: <b>(a)</b> Dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico; <b>(b)</b> Proceso de subducción .....	38
<b>Figura 12</b> Configuraciones típicas de MEHA en elevación .....	41
<b>Figura 13</b> Configuraciones típicas de MEHA en planta .....	43
<b>Figura 14</b> Secciones transversales de MEHA.....	44
<b>Figura 15</b> Mecanismo de pandeo fuera del plano en los extremos de MEHA .....	45
<b>Figura 16</b> Mecanismo de falla de pandeo fuera del plano en prismas de MEHA .....	46
<b>Figura 17</b> Estructuras afectadas en el sismo de Chile de 2010 .....	48
<b>Figura 18</b> Estructuras colapsadas en el sismo de Chile de 2010 .....	50
<b>Figura 19</b> Colapso del edificio de Alto Río tras el sismo de Chile de 2010.....	51
<b>Figura 20</b> Estructuras afectadas en el sismo de Nueva Zelanda de 2011 .....	53

<b>Figura 21</b> <i>Desarrollo de ensayos en muros: (a) por país; (b) por año</i> .....	55
<b>Figura 22</b> <i>Tipos de cargas cíclicas aplicadas en ensayos sobre muros</i> .....	56
<b>Figura 23</b> <i>Configuraciones típicas empleadas en ensayos sobre muros</i> .....	56
<b>Figura 24</b> <i>Ensamblajes tipo en programas experimentales sobre MEHA</i> .....	59
<b>Figura 25</b> <i>Instrumentación, experimentación y resultado en prisma representativo de MEHA</i> ...	62
<b>Figura 26</b> <i>Ensamblajes tipo en programas experimentales sobre prismas de hormigón armado</i>	63
<b>Figura 27</b> <i>Idealizaciones de equilibrio: (a) Posible equilibrio en la zona media de pandeo; (b)</i> <i>Perfil de deformaciones en un muro</i> .....	65
<b>Figura 28</b> <i>Preparación de los ensayos: modelo y ensamblaje</i> .....	69
<b>Figura 29</b> <i>Zonas de falla características dentro del modelo mecánico de Rosso (2018)</i> .....	71
<b>Figura 30</b> <i>Comparación de predicciones de Rosso (2018) vs. datos experimentales</i> .....	73
<b>Figura 31</b> <i>Elemento finito típico en modelo de Dashti et al. (2017a): (a) geometría del muro; (b)</i> <i>discretización de malla; (c) acero de refuerzo embebido y condiciones de borde</i> .....	74
<b>Figura 32</b> <i>Patrones de falla experimentales vs. patrones de falla predecidos: (a) observación en</i> <i>ensayo; (b) predicción de grietas; (c) predicción de deformaciones unitarias</i> .....	75
<b>Figura 33</b> <i>Modelo de armado tipo tras las reformas en la normativa chilena</i> .....	77
<b>Figura 34</b> <i>Ejemplo de armado de muro tras las reformas en la normativa chilena</i> .....	79
<b>Figura 35</b> <i>Dimensiones mínimas de los elementos de borde en zona de rótulas plásticas</i> .....	82
<b>Figura 36</b> <i>Requerimientos mínimos de refuerzo</i> .....	83
<b>Figura 37</b> <i>Armado tipo de acero transversal en zonas de rótulas plásticas de muros</i> .....	84
<b>Figura 38</b> <i>Ubicación del acero de refuerzo en varias secciones de muros de acuerdo con</i> <i>18.10.2.4(a)</i> .....	85
<b>Figura 39</b> <i>Configuración del refuerzo transversal al borde y ganchos suplementarios del alma</i> .	88
<b>Figura 40</b> <i>Desarrollo del refuerzo horizontal del muro en el elemento de borde confinado</i> .....	88

<b>Figura 41</b> <i>Resumen de los requisitos de elementos de borde para muros especiales</i> .....	89
<b>Figura 42</b> <i>Forma característica de una curva de fragilidad</i> .....	94
<b>Figura 43</b> <i>Ejemplo de curvas de fragilidad</i> .....	95
<b>Figura 44</b> <i>Tipos de inestabilidad lateral: (a) Pandeo de varillas; (b) Aplastamiento y desconche del hormigón; (c) Pandeo "puro" fuera de plano</i> .....	101
<b>Figura 45</b> <i>Cantidad de muros en base de datos: (a) por país; (b) por año</i> .....	101
<b>Figura 46</b> <i>Elementos de borde considerados en la base de datos: (a) muro rectangular; (b) muro tipo T</i> .....	103
<b>Figura 47</b> <i>Cantidad de muros en base de datos: (a) Por configuración de ensayo; (b) Por tipo de carga; (c) Por razón de carga axial (ALR)</i> .....	107
<b>Figura 48</b> <i>Características geométricas de especímenes: (a) Secciones transversales; (b) Espesor de muros; (c) Relación alto-largo; (d) Relación alto-espesor</i> .....	109
<b>Figura 49</b> <i>Propiedades de materiales: (a) Hormigón; (b) Acero de refuerzo</i> .....	110
<b>Figura 50</b> <i>Características de armado de los especímenes</i> .....	111
<b>Figura 51</b> <i>Especímenes al final del ensayo: (a) Programa más antiguo (1976); (b) Programa reciente (2017)</i> .....	113
<b>Figura 52</b> <i>Mejoras visuales y experimentales en investigaciones contemporáneas</i> .....	114
<b>Figura 53</b> <i>Tipos de traslapes empleados en el programa experimental de Johnson (2010)</i> .....	115
<b>Figura 54</b> <i>Idealización de la distribución de la curvatura</i> .....	118
<b>Figura 55</b> <i>Deformación lateral en una pila de puente</i> .....	119
<b>Figura 56</b> <i>Especimen SW-1 de Ji (2008): (a) Configuración geométrica; (b) Inestabilidad lateral fuera de plano; (c) Estado de daño final</i> .....	120
<b>Figura 57</b> <i>MEHA con una capa de refuerzo: (a) Configuración geométrica; (b) Inestabilidad lateral en TW1; (c) Estado de daño final en TW4</i> .....	126

<b>Figura 58</b> <i>Prisma representativo TC08: (a) Configuración geométrica; (b) Detalle grieta después de la falla; (c) Máximo desplazamiento estable</i> .....	127
<b>Figura 59</b> <i>MEHA ensayados por Su &amp; Wong (2007): (a) Configuración geométrica; (b) Estado final de W2; (c) Estado final de W3</i> .....	131
<b>Figura 60</b> <i>Espécimen ensayado por Zygouris et al. (2013): (a) Configuración de ensayo; (b) Configuración de armado</i> .....	132
<b>Figura 61</b> <i>Dispersión de razones respecto al modelo en análisis</i> .....	136
<b>Figura 62</b> <i>Dispersión de razones respecto a tres modelos de predicción (inicial)</i> .....	136
<b>Figura 63</b> <i>Dispersión de razones respecto a tres modelos de predicción (final)</i> .....	137
<b>Figura 64</b> <i>Equivalencias de los distintos tipos de carga</i> .....	146
<b>Figura 65</b> <i>Ejemplificación de DS1 y DS2</i> .....	149
<b>Figura 66</b> <i>Ejemplificación de DS3, DS4 y DS5</i> .....	149
<b>Figura 67</b> <i>Derivas vs. estados de daño</i> .....	151
<b>Figura 68</b> <i>Curva de fragilidad para DS3</i> .....	156
<b>Figura 69</b> <i>Curvas de fragilidad para todos los estados de daño</i> .....	157

## Resumen

Los muros estructurales de hormigón armado (MEHA) constituyen una de las fuentes primarias de rigidez lateral en las estructuras diseñadas para resistir fuerzas sísmicas. En líneas generales, su desempeño ha sido óptimo a lo largo del tiempo, sin embargo, en sismos relativamente recientes como el de Chile en 2010 y Nueva Zelanda en 2011, se evidenció un modo de falla repetitivo que daba cuenta de ciertos errores en las normativas y criterios de diseño.

Dicha falla estaba vinculada con la inestabilidad lateral fuera del plano que fue detallada por primera vez en 1985, la cual motivó la generación de dos modelos fenomenológicos que fueron desarrollados en la década de los 90. No obstante, en esta investigación se consideró a un modelo más reciente, publicado en 2019, que presenta notorias mejoras respecto a sus predecesores al caracterizar de mejor forma los parámetros involucrados, permitiendo así relacionar eficientemente las deformaciones unitarias a tensión dentro del plano (principales causantes del modo de falla estudiado) con los desplazamientos fuera del plano.

Dado que el modelo fue desarrollado en base a prismas representativos de los elementos de borde de MEHA, el objetivo principal de esta investigación consiste en evaluar la precisión del mismo al ser comparado con los resultados experimentales disponibles sobre MEHA completos.

Para ello, se ensambló una base de datos consistente, en base a la cual se busca desarrollar gráficas de dispersión, definir el alcance del modelo e incursionar en un análisis probabilístico que permita esclarecer los estados de daño críticos a través de curvas de fragilidad.

### Palabras clave:

- **MUROS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO**
- **PANDEO FUERA DE PLANO**
- **MODELOS FENOMENOLÓGICOS**
- **CURVAS DE FRAGILIDAD**

## **Abstract**

Reinforced concrete structural walls (RCSW) constitute one of the primary sources of lateral rigidity of structures designed to resist seismic forces. In general, its performance has been optimal over time, however, in relatively recent earthquakes such as Chile in 2010 and New Zealand in 2011, a repetitive failure mode was evidenced, showing certain errors in the regulations and design criteria.

This failure mode refers to out-of-plane lateral instability, first reported in 1985, which led to the generation of two phenomenological models that were developed in the 1990s. Nonetheless, in this research, a more recent model, published in 2019, was considered. This model presents notable improvements compared to its predecessors by better characterizing the parameters involved, thus allowing to efficiently relate tensile in-plane strains (main causes of the failure mode) with the out-of-plane displacements.

Since the model was developed based on representative prisms of RCSW boundary elements, the main objective of this research is to evaluate the precision of the model when comparing it with the experimental results available on complete RCSW. For this, a consistent database was developed, based on which it is sought to develop scatter graphs, define the scope of the model, and delve into a probabilistic analysis in order to clarify the critical damage states through fragility curves.

### **Palabras clave:**

- **REINFORCED CONCRETE STRUCTURAL WALLS**
- **OUT-OF-PLANE BUCKLING**
- **PHENOMENOLOGICAL MODELS**
- **FRAGILITY CURVES**

## Capítulo I

### Generalidades

#### Introducción

Dado que el Ecuador se encuentra ubicado en medio del Cinturón de Fuego del Pacífico<sup>1</sup>, una zona indiscutiblemente propensa a sufrir eventos sísmicos considerables, los cuales representan potenciales riesgos para un entorno vulnerable como el ecuatoriano, la comunidad ingenieril, y estructural principalmente, ha realizado una serie de esfuerzos en aras de concientizar, precautelar y capacitar en torno al diseño y construcción de edificaciones sismorresistentes que cumplan con estándares mínimos de calidad especificados tanto en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 15), como en el American Concrete Institute (ACI 318 – 19) y demás normativas internacionales aplicables, las cuales permitan evitar, o al menos reducir notoriamente, la probabilidad de que acontecimientos lamentables, y en gran medida evitables, como los ocurridos el pasado 16 de abril de 2016 tras el sismo de magnitud 7.8 Mw a una profundidad de 20 km y con epicentro en la ciudad de Pedernales de acuerdo con el Informe Sísmico N.º 18 reportado por el Instituto Geofísico (2016), vuelvan a ocurrir.

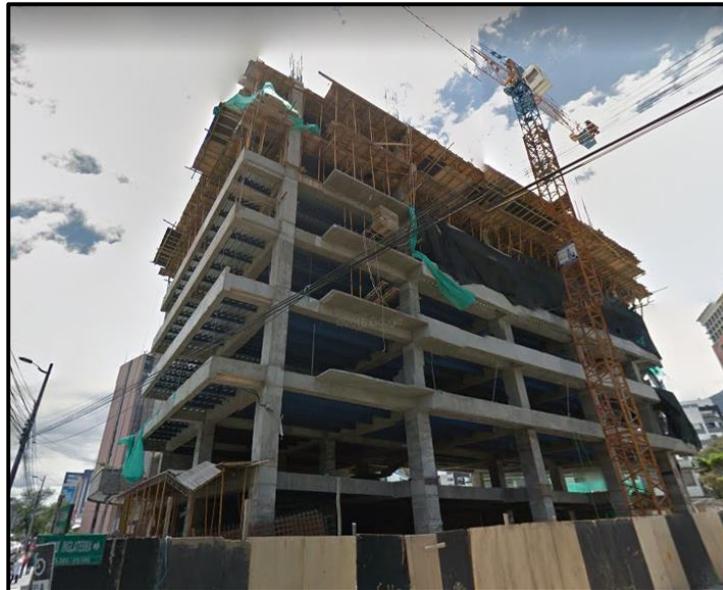
Por otra parte, se conoce que la configuración estructural sismorresistente predilecta en el Ecuador suele verse asociada a sistemas aporticados, es decir, compuesto por vigas y columnas (sumadas a una losa) que hacen las veces de esqueleto resistente (ver **Figura 1**). De acuerdo con Aguirre Almache & Zúñiga Chimbo (2019) este sistema es el más antiguo y difundido, así como el más versátil y bondadoso con la distribución de ambientes; para tal efecto se emplea mampostería de bloque o ladrillo, la cual constituye las paredes y relleno de los pórticos, que se unen con mortero para conformar sistemas monolíticos.

---

<sup>1</sup> Zona que se extiende por 40.000 km, desde Chile hasta Nueva Zelanda (ver **Figura 11**), en la cual se estima que se produce alrededor del 75% de la energía sísmica total de cada año. Los mayores terremotos mundiales han ocurrido en esta zona.

**Figura 1**

*Configuración estructural de un sistema aporticado*



Sin embargo, si bien los sistemas aporticados trabajan de forma eficiente frente a cargas verticales que se transmiten a través de cada uno de sus elementos hasta llegar a la cimentación, también se conoce que, frente a fuerzas sísmicas u horizontales, la poca rigidez que supone utilizar únicamente secciones prismáticas como elementos resistentes, trae asociados consigo mayores desplazamientos laterales, los cuales a su vez representan un inminente mayor daño para la estructura. Justamente para resaltar lo antes mencionado, se trae a colación a Castañeda & Mieles Bravo (2017), quienes después de realizar las observaciones de campo pertinentes tras el sismo ocurrido en 2016, concluyen que las fallas en edificios aporticados de hormigón armado provienen muchas veces de la ausencia de muros estructurales para reducir la flexibilidad de los pórticos y disminuir la deriva de los pisos, lo que provocó que muros no estructurales (antepechos y divisorios) sufrieran desplazamientos no permisibles y colapsaran masivamente bajo carga horizontal que, según las modelaciones pertinentes, debían resistir las columnas (ver **Figura 2**).

## Figura 2

*Daños sufridos en edificios aporticados durante el sismo de abril de 2016*



*Nota:* Imágenes tomadas de Castañeda & Mieles (2017)

Con miras a reforzar lo indicado en líneas anteriores, Castañeda & Mieles (2017) modelaron un caso de estudio concerniente a un edificio de 10 pisos afectado durante el sismo de Pedernales, en el cual se calcularon los desplazamientos máximos, tanto en sentido longitudinal como transversal para el mismo edificio (con y sin muros estructurales) obteniéndose como resultado 2.63 mm y 5.8 mm (en sentido longitudinal y transversal respectivamente) para el edificio **con** muros estructurales y 4.5 mm y 9.2 mm **sin** los muros respectivos. En consecuencia, se observa un aumento del 71.1% en los desplazamientos en sentido longitudinal y del 58.62% en sentido transversal al no considerar muros estructurales.

Todo lo indicado hasta el momento permite inferir que los muros estructurales representan una excelente alternativa a tomar en cuenta a la hora de diseñar una edificación que estará ubicada en una zona sísmica. De hecho, de acuerdo con Barros & Peñafiel (2015), en edificios altos es fundamental considerar diafragmas<sup>2</sup> en su configuración estructural ya que estos absorben gran cantidad de las fuerzas laterales generadas por un terremoto, además de ayudar a corregir cualquier deficiencia que se tenga en el diseño estructural (ver **Figura 3**).

---

<sup>2</sup> Los “diafragmas” y “muros de corte” representan otro modo convencional de llamar a los muros estructurales de hormigón armado, es decir, son sinónimos dentro del medio ingenieril y constructivo.

**Figura 3**

*Configuración estructural de un sistema con muros estructurales*

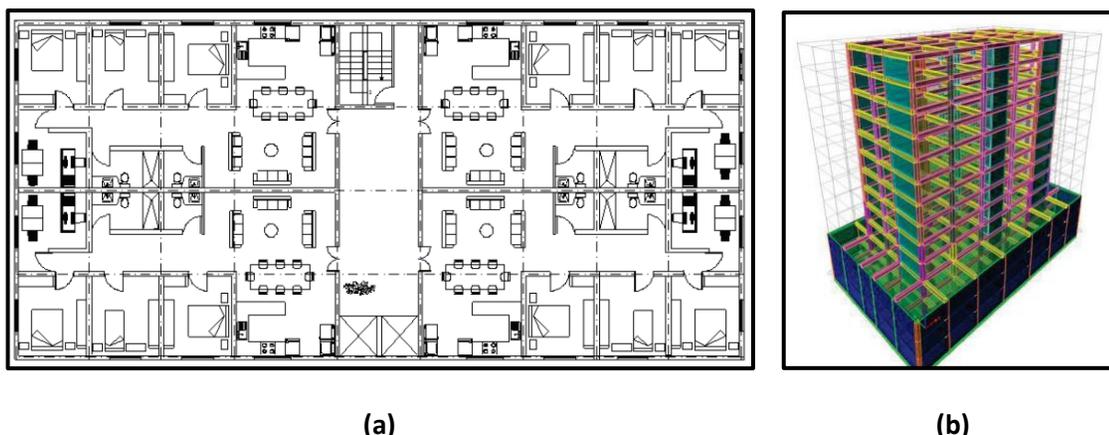


*Nota:* Figura tomada de Barros & Peñafiel (2015)

En adición, si bien se podría pensar que incluir muros estructurales en la configuración estructural de un proyecto podría aumentar su costo significativamente, Castañeda & Mieles (2017) sostienen precisamente lo contrario, pues después de realizar un análisis técnico-económico de alternativas estructurales para un edificio de 10 pisos y 3 subsuelos cuya arquitectura vista en planta se presenta en la **Figura 4a**, manifiestan que en el sistema con muros estructurales (cuyo modelo de análisis se indica en la **Figura 4b**), respecto al sistema aporticado, se necesita 0.7% menor cantidad de hormigón y 10.2% menor cantidad de acero de refuerzo, lo cual a la postre implica una reducción del 9.17% en el presupuesto total (valorado en \$ 153,719.48 de acuerdo con su propuesta). Los números antes presentados se pueden interpretar de forma relativamente sencilla con lo indicado hasta el momento, pues con el objetivo de no superar los desplazamientos máximos permitidos y garantizar una seguridad estructural al edificio, las secciones transversales de las vigas y columnas se ven incrementadas drásticamente influyendo en las cantidades y costos.

**Figura 4**

Vistas esquemáticas de un edificio con muros estructurales: **(a)** Planta arquitectónica;  
**(b)** Modelo de análisis estructural



*Nota:* Imágenes tomadas de Barros Bastidas & Peñafiel Plazarte (2015)

Es tal la importancia de la colocación de muros estructurales en edificaciones de altura, que países como Chile (referente de la ingeniería sísmica en la región y el mundo), han optado por colocarlos en prácticamente todos los edificios contemporáneos, es decir, que los muros estructurales de hormigón armado (a partir de ahora **MEHA**) forman parte innegable de su idiosincrasia constructiva. Además, es preciso indicar que su desempeño durante las diversas solicitaciones sísmicas a las que dicho país se ha visto sometido ha sido relativamente eficiente, mermando así los potenciales daños que un sismo como el ocurrido el pasado 27 de febrero de 2010 en la región del Maule, con una intensidad de 8.8 Mw y a una profundidad de 35 km según Saragoni (2011) pudiera ocasionar.

Por otro lado, si bien hasta el momento se han destacado algunas de las ventajas que supone el uso de MEHA dentro de la configuración estructural de una edificación, se debe tener muy en claro que ninguna de ellas se manifestará en el caso de carecer de un correcto diseño. En otras palabras, tanto la limitación de deformaciones como una mayor estabilidad global frente a acciones sísmicas son conclusiones obtenidas a partir de un análisis estructural dentro

del cual se considera un adecuado comportamiento y respuesta por parte de cada uno de los elementos estructurales. En relación con lo antes mencionado, esto solo será posible mediante un diseño apropiado, el cual deberá estar ceñido a cada una de las verificaciones requeridas por las normativas y códigos vigentes, así como a un acertado criterio ingenieril en función de cada caso particular.

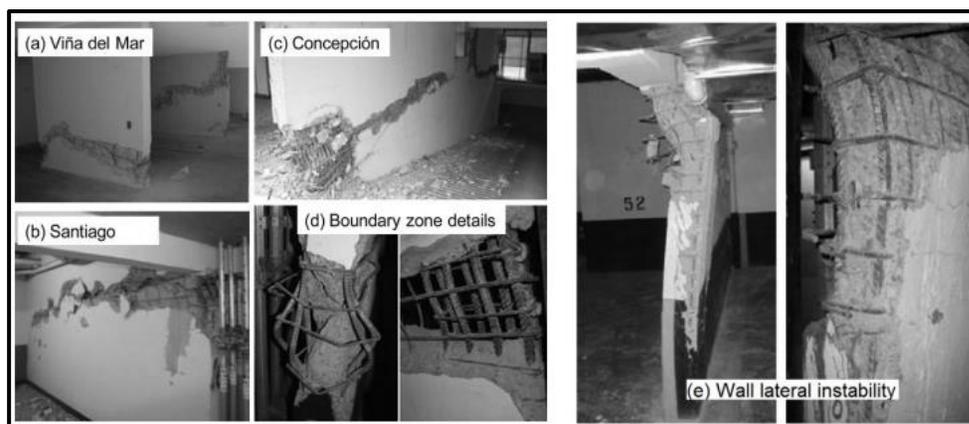
En este punto, al menos dentro del medio latinoamericano, es el American Concrete Institute, a través del ACI 318-19, el que marca las pautas que hacen alusión al estado del arte en cada una de las ramas del diseño en hormigón armado y, por consiguiente, al que se acogen la mayor parte de países para la elaboración de sus normativas locales (NEC–SE–HM en el caso de Ecuador). En dichos códigos y normativas, en lo que a MEHA se refiere, se solicita verificar la capacidad de resistencia al corte, cuantías de armado para el acero de refuerzo, espesores mínimos y espaciamientos entre varillas, chequeos gracias a los cuales se busca evitar las diversas fallas que se podrían esperar en dichos elementos estructurales: flexión, corte, desplazamiento o una combinación de las mismas; de igual manera, buscar que el criterio de ductilidad prevalezca en todo momento.

Ahora bien, se conoce que cada uno de los parámetros, verificaciones, valores y criterios presentes en las normativas no son estáticas, pues la ingeniería se mantiene en una constante *evolución*, la cual debe entenderse como el conjunto de cambios, mejoras, avances y demás acciones beneficiosas para la comunidad ingenieril que permitan, a raíz de nuevos programas de investigación (tanto experimentales como analíticos) u observaciones relevantes tras un evento sísmico considerable, mejorar la forma de abordar las distintas problemáticas y desafíos estructurales en aras de garantizar la estabilidad y durabilidad de las diferentes infraestructuras, salvaguardando así los intereses de la sociedad al evitar cuantiosas pérdidas de todo tipo.

En ese sentido, tras los sismos ocurridos en Chile (2010 – 8.8 Mw) y en Nueva Zelanda (2011 – 6.3 Mw), se evidenció un repetido modo de falla en edificios de gran altura con la presencia de muros estructurales (ver **Figura 5**), los cuales de acuerdo con Haro (2017) mostraron un comportamiento que alude a una inestabilidad lateral inelástica que, aunque previamente solo se había evidenciado en ensayos de laboratorio, efectivamente se produjeron en dichos terremotos, causando significativos daños en estructuras con muros, tanto con geometrías rectangulares como del tipo *flanged*. Es justamente a raíz de esta observación por parte de la comunidad ingenieril que se dio inicio a una serie de programas de investigación enfocados en entender tanto como sea posible el tipo de falla presentado y, partiendo de ello, prevenir la inestabilidad generada por la misma, la cual podría resultar sumamente perjudicial, llegando incluso a producir el colapso global de la estructura en cuestión; todo lo antes indicado se torna aún más preocupante si se tiene cuenta que, salvo el código neozelandés, el cual implementa criterios más avanzados y dedica un capítulo entero a esta problemática (Rosso et al., 2015), ninguna verificación y/o consideración referente a esta inestabilidad es manifestada de forma explícita en las normativas y códigos de diseño.

### Figura 5

*Daños típicos presentados en muros estructurales tras el sismo de Chile de 2010*



*Nota:* Imágenes tomadas de Wallace (2012) y adaptadas por el autor

## Antecedentes

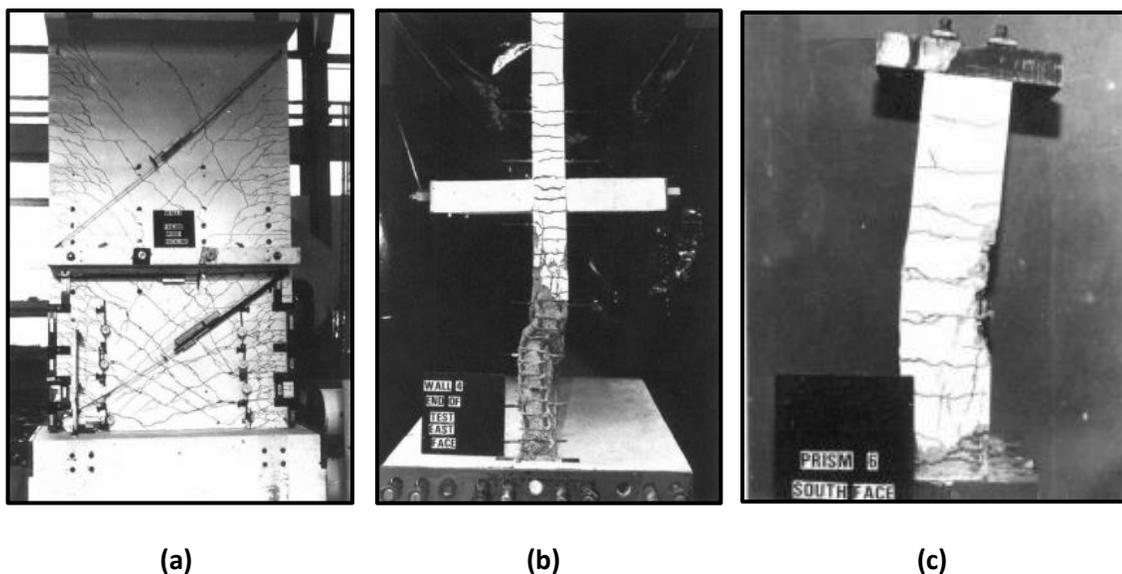
Si bien se ha señalado que dicho modo de falla (inestabilidad lateral ocasionada por pandeo fuera del plano) fue observado por primera vez en estructuras *reales* tras los sismos de Chile (2010) y Nueva Zelanda (2011), sí se tenía una noción de la misma a partir de ensayos y programas experimentales realizados previamente; es por ello que resulta preciso acotar una síntesis cronológica de los hallazgos más sobresalientes.

En primer lugar, se trae a colación a Oesterle et al. (1976), quienes realizaron ensayos experimentales en muros rectangulares, tipo *barbell* y *flanged* con el objetivo de determinar niveles de ductilidad, características de carga-deformación, capacidad de disipación de energía y resistencia de los muros (Haro, 2017), dentro de los cuales se evidenció que uno de sus especímenes registró pandeo fuera del plano, lo cual llamó la atención y generó uno de los primeros registros. Después fueron Vallenás et al. (1979) quienes lideraron otro programa experimental realizado en dos muros rectangulares y dos de tipo *barbell* en los cuales nuevamente se registraron fallas por pandeo en MEHA, esta vez en dos especímenes. Sin embargo, a pesar de haberse observado y difundido este tipo de falla en los programas antes indicados, hasta ese momento, la falla por pandeo fuera del plano no tenía un papel de protagonista al no ser el objetivo principal de los trabajos mencionados, por lo que diversos autores coinciden y suelen citar a Goodsir (1985) como el primer autor en describir plena y cabalmente la falla a la que se ha estado haciendo mención.

Goodsir (1985) implementó un amplio número de ensayos, enfocados tanto en muros estructurales, como en prismas de hormigón armado representativos de los elementos de borde de MEHA (ver **Figura 6**), estableciendo así los principios y características relevantes a las que obedece este tipo de falla; se puede decir entonces que esta publicación marcó el punto de partida para el estudio del pandeo fuera del plano, dando cabida a futuras investigaciones.

**Figura 6**

*Ensayos experimentales realizados por Goodsir (1985): (a) Vista frontal de muro ensayado; (b) Vista lateral de muro ensayado; (c) Vista frontal de prisma ensayado*

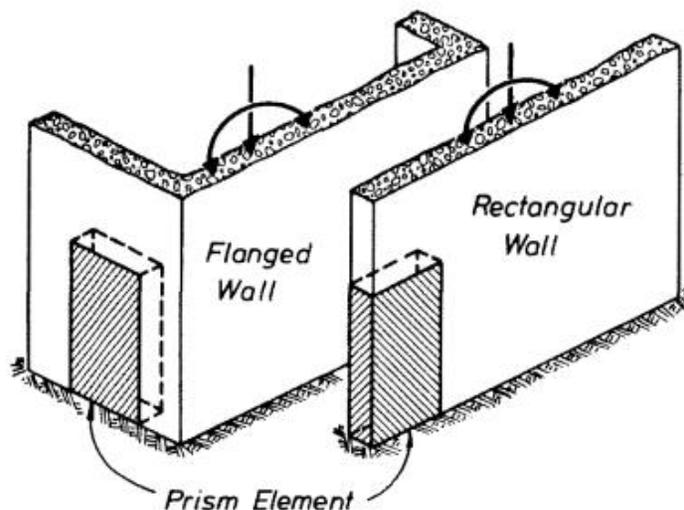


*Nota: Imágenes tomadas de Goodsir (1985)*

Es necesario mencionar que dentro de los programas experimentales relacionados con este tipo de falla presentada en MEHA se tienen dos posibilidades: **i)** ensayar el muro completo, es decir, toda la geometría del mismo o **ii)** realizar los ensayos únicamente sobre secciones tipo prisma (columnas de hormigón armado) en representación de los elementos de borde (ver **Figura 7**). Esta última posibilidad ha sido la más adoptada en la actualidad debido al evidente ahorro económico que sugiere el ensayar secciones de menores dimensiones y, además, por las aproximaciones acertadas que ha arrojado como resultado en la realización de estudios paramétricos al ser comparados con la consideración del elemento completo (Dashti, 2017). De todas formas, Rosso et al. (2015) manifiestan que se deben tener los cuidados del caso al trabajar con secciones representativas, por lo que investigaciones más profundas son recomendadas, sobre todo en lo referente a desplazamientos máximos previos a la falla, longitud de pandeo del elemento y efecto estabilizador del elemento tipo *flange* al borde.

**Figura 7**

*Muros estructurales completos y prismas representativos*



*Nota:* Figura tomada de Goodsir (1985)

Alineándose a los trabajos desarrollados por Goodsir (1985) y Paulay & Goodsir (1985), haciendo uso de las premisas establecidas y continuando con las investigaciones pertinentes, Paulay & Priestley (1993) desarrollaron el primer modelo fenomenológico con miras a limitar los desplazamientos fuera del plano, estableciendo así un punto de quiebre en los avances relacionados a esta problemática. Su modelo establecía una relación cinemática entre las deformaciones unitarias axiales y los desplazamientos fuera del plano, esto debido a la previa identificación de las deformaciones unitarias a tensión como un parámetro crítico en la inestabilidad lateral (Haro, 2017).

De esta forma, se marcó el camino para elaborar nuevos modelos a partir de sus observaciones; siendo Chai & Elayer (1999) quienes implementaron otro modelo bajo el mismo concepto, pero apoyándose además en ensayos realizados sobre columnas de hormigón armado con dos capas o cortinas de refuerzo cargadas axialmente en representación de los elementos de borde y considerando más parámetros críticos (grosor de grietas o espesor del muro).

Cabe mencionar que el método de Paulay & Priestley (1993) es aplicable a muros con una o dos capas de reforzamiento, mientras que el de Chai & Elayer (1999) solo lo es para muros con dos capas de reforzamiento (Rosso et al., 2015); aquello induce a tener los cuidados y consideraciones pertinentes, sobre todo si se tiene en cuenta que en años recientes, las optimizaciones arquitectónicas han tomado fuerza en varios países, prefiriendo muros rectangulares esbeltos por temas económicos, de igual manera, el uso de concretos de alta resistencia ha influido en la preferencia por esta opción (Dashti et al., 2020). El empleo de elementos con dichas características, lógicamente obliga a colocar solo una capa de refuerzo por el espacio limitado, derivando en una mayor probabilidad de inestabilidad lateral en el muro.

Es pertinente señalar que entre los programas de investigación y modelos que se han señalado hasta el momento y el modelo de análisis considerado para este proyecto de titulación, ha existido un mayor número de programas experimentales (Aaleti et al., 2013; C. Alarcón, 2013; Almeida et al., 2014; Chrysanidis & Tegos, 2012b; Creagh et al., 2010; Herrick & Kowalsky, 2017; Marihuén, 2014; Thomsen IV & Wallace, 2004), entre otros, los cuales, *grosso modo*, han realizado contribuciones y observaciones importantes desde diferentes puntos de vista y áreas de interés a la temática concerniente a MEHA, sobre todo considerando las afectaciones producidas por los sismos de Chile (2010 — 8.8 Mw) y Nueva Zelanda (2011 — 6.3 Mw). Los modelos e investigaciones acotados corresponden a aquellos que presentan una mayor relación con el modelo en análisis a lo largo de este proyecto.

Así, en estricto rigor, los modelos propuestos por Paulay & Priestley (1993) y Chai & Elayer (1999) mencionados en anteriores párrafos, conforman la base conceptual y teórica para el desarrollo del modelo propuesto por Haro et al. (2019), el cual será el foco de atención dentro de la presente investigación. Dicho estudio, explicado a detalle en su parte conceptual y alcance en Haro et al. (2019) y en su parte experimental en Haro et al. (2018), tuvo como principal

objetivo el desarrollo de un modelo capaz de capturar el modo de falla de pandeo local en MEHA y pilas de puente debido a carga *in-plane*, pero también considerando el efecto de carga *out-of-plane* mediante la yuxtaposición de estudios analíticos y experimentales (ver **Figura 8**). A raíz de ello, surgió un nuevo modelo, menos conservador, que abarca más detalles y parámetros, y cuyo resultado, en forma general, señaló a la cuantía de refuerzo longitudinal, relación de aspecto alto-espesor y la combinación cíclica de esfuerzos axiales en los elementos de borde como los parámetros que más afectan al mecanismo de pandeo en muros estructurales (Haro et al., 2019).

Como complemento al modelo antes indicado, Sarango (2019) propuso una adaptación del mismo con el objetivo de que se encuentre más apegado a la realidad ecuatoriana. Así, se enfocó principalmente en el efecto del espesor y recubrimiento del muro, conduciendo un estudio paramétrico en el que se identificaron sustanciales e interesantes observaciones, entre las que destaca la sugerencia de prestar mayor atención al recubrimiento puesto que influye notoriamente en las deformaciones unitarias presentadas previo al pandeo fuera del plano.

### **Figura 8**

*Fabricación y puesta en marcha de las pruebas experimentales*



*Nota: Imágenes tomadas de Haro (2017)*

Además, ya en un ámbito más contemporáneo y a la par del modelo motivo de análisis en este proyecto, se desarrollaron otros trabajos muy interesantes dentro de los cuales, en forma similar, también se propusieron modelos predictivos, destacándose las investigaciones de Rosso (2018) y Dashti (2017). En cuanto a la primera investigación, se enfocó tanto en el análisis de muros como de prismas, es decir, una serie de jornadas experimentales que formaron parte de un notable programa de investigación más amplio en el que se ensayó experimentalmente a varios muros tipo T con características frecuentes de edificios residenciales de bajo costo ubicados en Colombia (*lo cual podría dar una idea del panorama ecuatoriano también*).

Por otra parte, el programa de Dashti (2017) se enfocó en la configuración típica de MEHA existentes en Nueva Zelanda para la elaboración de especímenes y estudios paramétricos, además, innovaron en la elaboración de un modelo numérico de predicción. Cabe mencionar que los dos programas de investigación antes citados han aportado significativos avances con sus resultados, observaciones y publicaciones respectivas.

Finalmente, se evidencia el realce que está tomando esta temática de estudio al observar más programas de investigación que han surgido con el tiempo, algunos de los cuales, a pesar de no estar estrictamente relacionados con la inestabilidad ocasionada por pandeo fuera del plano, sí buscan ampliar el conocimiento sobre MEHA tomando como base principal a las observaciones que surgieron a raíz de los sismos de Chile y Nueva Zelanda, lo cual a su vez reafirma la idea de que los grandes terremotos son la verdadera prueba final de los avances y alcances de la ingeniería. Destacan las investigaciones realizadas por Looi (2017) y Lu (2017), quienes se enfocaron en el análisis del comportamiento sísmico de MEHA bajo distintas condiciones, dando inicio a una serie de jornadas experimentales y analíticas que derivaron en propuestas de modelos numéricos. Asimismo, se ha revisado el trabajo desarrollado por Abdullah (2019), quien observando la necesidad de contar con mayor información referente a

MEHA, recopiló los resultados de más de 200 programas investigativos en torno a estos elementos estructurales, construyendo una base de datos de más de 1 000 muros con el objetivo de organizar la información en forma esquemática y ordenada, facilitando el desarrollo y validación de modelos empíricos, así como la propuesta de nuevas filosofías de diseño.

El autor antes indicado, por ejemplo, propone en Abdullah & Wallace (2019, 2020) un nuevo enfoque de diseño basado en desplazamientos, el cual, dicho sea de paso, cada vez gana más repercusión internacional y se perfila como un posible nuevo modo de diseño generalizado, desplazando incluso al tradicional diseño basado en fuerzas. Es pertinente indicar que el modelo fenomenológico considerado para este proyecto de titulación también plantea un acercamiento a dicha filosofía de diseño, evidenciándose así otras de sus facetas: aplicabilidad y repercusión.

### **Planteamiento del problema**

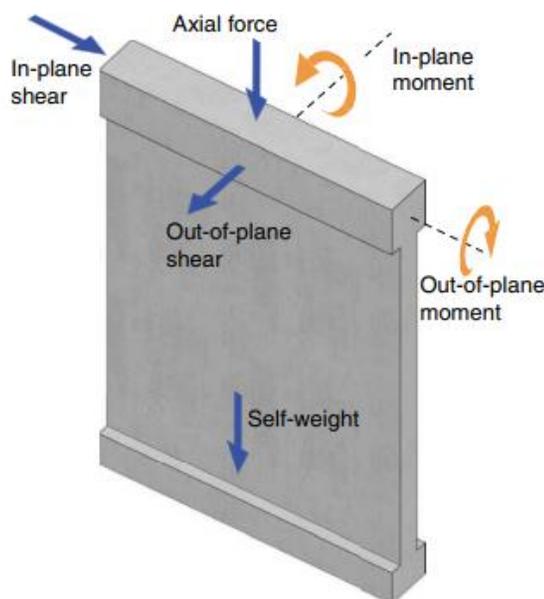
#### ***Macro***

Los MEHA, a pesar de representar grandes ventajas en la seguridad estructural de una edificación por su aporte de rigidez y ductilidad cuando han sido diseñados adecuadamente, sufren de una indiscutible inestabilidad lateral en su sentido débil o fuera del plano debido a la relación de aspecto existente entre las dimensiones de su sección transversal. Esta premisa se puede corroborar de mejor forma en la **Figura 9**, en la cual se evidencia que de existir fuerzas laterales (carga sísmica) sumadas a una fuerza axial vertical (cargas vivas y muertas) la estabilidad del sentido *out-of-plane* (fuera del plano) de dicho elemento se vería amenazada.

Por otra parte, los sismos ocurridos en Chile (8.8 Mw) el 27 de febrero de 2010 y en Nueva Zelanda (6.3 Mw) el 22 de febrero de 2011, permitieron realizar una evaluación profunda del desempeño de los MEHA durante aquellos movimientos telúricos dada la amplia presencia de estos elementos en las edificaciones de dichos países. Así, diversos autores han coincidido en que su comportamiento no fue el esperado, dando lugar a una serie de interrogantes.

**Figura 9**

*Fuerzas dentro y fuera del plano en MEHA*



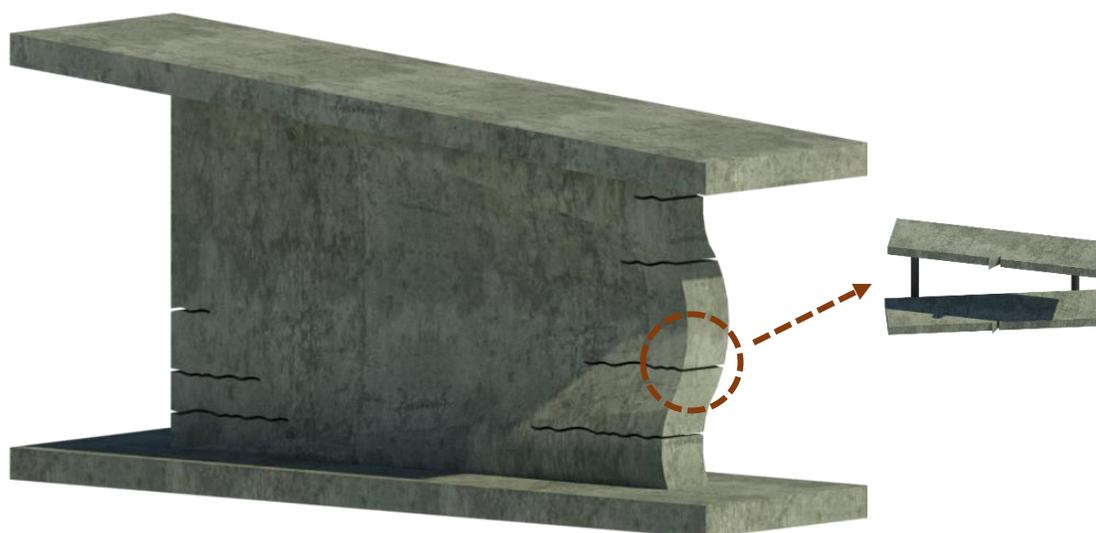
*Nota:* Figura tomada de ACI (2019)

Como complemento a lo antes mencionado, si bien se conoce que los sismos originan diversos impactos y/o daños en las estructuras, en el caso específico de muros estructurales, además de presentarse problemas relativamente convencionales como irregularidad en planta, derivas y desplazamientos excesivos, malos controles en procesos constructivos, coeficiente sísmico mal considerado o problemas con la ubicación del acero de refuerzo (Avalos et al., 2016), se presentó un tipo de falla de gran concurrencia en edificios de mediana y gran altura, sobre todo en el primer piso de los mismos, la cual no se había presenciado antes y cuyo daño se concentró principalmente en los extremos del muro, desencadenando el pandeo de las varillas de refuerzo o, en otros casos, el pandeo global del muro como tal. De acuerdo con San Bartolomé et al. (2011), esto dio paso a una serie de debates entre los profesionales vinculados a la academia y a la industria, sin llegar a un consenso de forma rápida al no conocerse a ciencia cierta las causas que las produjeron.

Más adelante, se identificó a dicho modo de falla con el pandeo fuera del plano descrito años atrás por Goodsir (1985), cuyos matices generales hacen referencia al pandeo de una porción del muro fuera del plano como resultado de una carga *in-plane* o una combinación de cargas *in-plane* y *out-of-plane* (carga bidireccional) presentado en la **Figura 10**; dicho pandeo se limita a los extremos del muro, donde las deformaciones axiales son mayores (Dashti, 2017).

### Figura 10

*Esquema de la falla por pandeo fuera del plano*



### **Meso**

Con el objetivo de entender de mejor forma el modo de falla de pandeo fuera del plano, así como los parámetros que más influyen en el mismo, la comunidad ingenieril tomó como punto de partida a los modelos fenomenológicos previamente desarrollados por Paulay & Priestley (1993) y Chai & Elayer (1999), encontrándose que estos resultaban conservadores en algunos casos y poco precisos bajo otras circunstancias, lo cual requería de un mayor número de ensayos experimentales, mejoras en los modelos existentes y nuevas propuestas de predicción, que no solo permitan limitar esta falla no deseada, sino también conocer a ciencia cierta los parámetros y características que lo generan para poder emitir recomendaciones al respecto.

En este punto, es necesario mencionar la dificultad que representa proponer y validar modelos numéricos, la cual de acuerdo con Rosso et al. (2015) puede ser atribuida a las complicaciones que trae consigo la no linealidad geométrica y el comportamiento de los materiales; es por ello que la propuesta de Dashti et al. (2019) se posiciona como el primer modelo numérico referente a la inestabilidad fuera del plano, marcando así un nuevo enfoque y resultados prometedores. Sin embargo, dada la mayor complejidad que supone el empleo de dichos modelos, los modelos fenomenológicos continúan siendo una excelente opción a considerar y tomar en cuenta en la prevención del pandeo fuera del plano.

Se puede señalar que el modelo propuesto por Haro et al. (2019) se posiciona como una brillante alternativa al permitir obtener resultados más exactos y menos conservadores, esto último es de suma importancia ya que en el caso de no conocer con certeza los parámetros y criterios necesarios para limitar la inestabilidad lateral de MEHA se tienen dos posibles casos: **i)** pasar por alto la evidente amenaza que supone este tipo de falla en el desempeño estructural de MEHA durante un evento sísmico, convirtiéndose en vulnerable a la estructura de la que forman parte o **ii)** recaer en un aumento desmesurado de las secciones con el objetivo de asegurarse que no incurra en el modo de falla analizado, recayendo en sobredimensionamientos que incrementen la cantidad de materiales y, con ello, el valor de la obra en general.

### ***Micro***

Dado que el modelo de prevención publicado por Haro et al. (2019), el cual fue considerado como objeto de análisis para este proyecto de titulación, es del tipo fenomenológico, requiere de una extensa y prolija validación frente a diversos casos para conocer con detalle su precisión, alcance, limitaciones y problemáticas, más aún cuando ha sido elaborado basándose en prismas representativos de los elementos de borde de MEHA, lo cual

evidentemente requiere de determinadas asunciones y, según Dashti (2017), es necesario ampliar en la investigación y corroboración de dichos criterios asumidos.

Por otra parte, si se tiene en cuenta que la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), en su capítulo alusivo al diseño en hormigón armado (NEC-SE-HM) no manifiesta ningún control específico referente a la inestabilidad lateral existente en MEHA, se está dando carta abierta para que los diferentes calculistas, profesionales y personas afines a la industria de la construcción incurran en prácticas nada idóneas dentro del diseño de estos elementos estructurales; si a ello se le agrega el hecho de que en el medio ecuatoriano se dan una serie de malas acciones por parte de propietarios y constructores relacionadas con la adición de pisos no planificados en el cálculo original o la proyección del nada adecuado piso blando que, según Aguiar & Mieles (2016), provocó el colapso de 40 edificios en el sismo de Pedernales (2016 — 7.8 Mw), salta a la vista la imperante necesidad de mejorar y reforzar la normativa vigente. En ese sentido, qué mejor que considerar un modelo para prevenir un modo de falla perjudicial en elementos que, aunque no sean parte del sistema constructivo predilecto en el Ecuador, son una excelente opción en la búsqueda de seguridad y ductilidad estructural, los cuales sin duda irán ganando espacio en construcciones de mayor altura dentro del país.

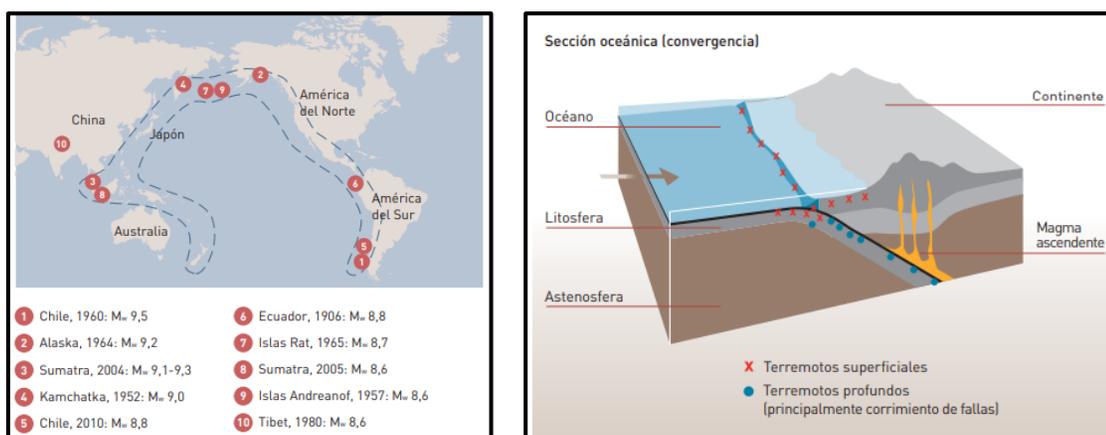
### **Justificación e importancia**

Si bien a lo largo del texto se ha mencionado de forma recurrente a los sismos ocurridos en Chile (2010 — 8.8 Mw) y en Nueva Zelanda (2011 — 6.3 Mw) dado que ambos representan los principales escenarios bajo los cuales se presentó el modo de falla estudiado en este proyecto, lo cual a su vez generó que gran parte de las investigaciones desarrolladas alrededor del mundo hagan uso de las lecciones y datos generados a raíz de dichos eventos telúricos, no se puede perder de vista el evidente peligro sísmico al que constantemente se ven sometidos, tanto aquellos dos países como el área del Cinturón de Fuego del Pacífico como tal, zona de la

que el Ecuador también forma parte, habiendo experimentado uno de los sismos más fuertes registrados en la historia de la humanidad (ver **Figura 11a**). Se menciona esto debido a que el proceso de subducción (expuesto en la **Figura 11b**) es un fenómeno que siempre estará presente, encendiendo las alarmas de todos los países que pudieran verse afectados por el mismo, es decir, que en ningún momento se deberían relajar las medidas relacionadas con la seguridad y eficiencia estructural, sino verse sujetas a una constante revisión y mejora.

### Figura 11

*Sismos máximos: (a) Dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico; (b) Proceso de subducción*



*Nota:* Figura tomada de Alarcon & Franco (2010)

Con miras a promover dicha revisión y mejora, resulta lógico pensar que tras identificar una inestabilidad lateral ocasionada por la falla de pandeo fuera del plano en un considerable número de MEHA durante los sismos de Chile y Nueva Zelanda, países que gozan de códigos estrictos y modernos, además de una cultura de construcción con dichos elementos estructurales, las normativas en cuestión deberían ser revisadas y actualizadas para evitar que comportamientos similares vuelvan a ocurrir, garantizando así la ductilidad y buen desempeño de los MEHA durante futuros terremotos. Debe entonces recalcar la importancia de extrapolar los hallazgos y avances en cuanto a esta temática al resto de naciones con amenaza

sísmica considerable como el Ecuador, en cuyo caso particular, su normativa local (NEC-15) resulta insuficiente para prevenir dicha inestabilidad.

En ese sentido, el modelo elaborado por Haro et al. (2019) propone una alternativa eficaz de prevención con una metodología clara, sencilla y aplicable a diversos escenarios, es decir, que podría beneficiar a varios códigos y normativas. Además, si ya varios trabajos han identificado que gran parte de las fallas en edificaciones ecuatorianas tras el sismo de 2016 se debieron a la falta de rigidez (la cual podría ser otorgada por MEHA), lo ideal sería implementar una metodología correcta y completa para su diseño, es decir, que cubra las fallencias identificadas en los últimos años, dentro de las cuales el pandeo fuera del plano figura como una de las más relevantes. En este punto, el modelo en análisis jugaría un papel clave en futuras actualizaciones de la normativa vigente, sin embargo, para ello resulta necesario contar con suficiente información de respaldo que otorgue la confiabilidad del caso... ¡De ahí la importancia de evaluar en forma esquemática y acertada al modelo considerado! Finalmente, enfoques de prevención como el analizado en este proyecto reducen la posibilidad de adoptar criterios conservadores que eleven el precio de las obras y, por otra parte, tienden hacia criterios en boga como la resiliencia sísmica y el diseño basado en desplazamientos.

## **Objetivos**

### ***Objetivo general***

Evaluar el modelo fenomenológico propuesto por Haro et al. (2019) tomando como puntos de referencia los ensayos experimentales relacionados con el modo de falla de pandeo fuera del plano e inestabilidad lateral en MEHA desarrollados alrededor del mundo en muros de distintas tipologías y características.

**Objetivos específicos**

- Levantar y depurar una base de datos sólida y consistente que refleje los trabajos de investigación desarrollados en torno a MEHA, la cual aportará con valiosa y cuantiosa información referente a las características y resultados más relevantes obtenidos en cuanto al modo de falla de pandeo fuera del plano en dichos elementos estructurales.
- Presentar tablas y gráficos de dispersión que representen la precisión y validez del modelo, así como sus desaciertos y/o problemáticas en caso de que los hubiere.
- Generar curvas de fragilidad a raíz de un análisis probabilístico que emplee la información levantada para la base de datos, gracias a las cuales se podrá inferir la posibilidad de daño esperado (referente al modo de falla estudiado en este proyecto) de acuerdo con los estados de daño identificados.
- Emitir recomendaciones de mejora, así como criterios de uso y limitantes del modelo, es decir, definir con certeza el alcance del mismo.

**Descripción del contenido del proyecto**

El contenido se divide en seis capítulos que, de forma clara y ordenada, cumplen con cada uno de los objetivos planteados. A lo largo del Capítulo 1 se ha brindado una interesante introducción al tema estudiado, destacando el rol de los MEHA en un buen desempeño estructural. En el Capítulo 2 se ahonda en los criterios, conceptos y experiencias previas con miras a dejar por sentada la base teórica empleada. A partir del Capítulo 3 se da inicio con la investigación como tal y se expone la información contenida en la base de datos ensamblada. En el Capítulo 4 se evaluó al modelo en análisis y, brevemente, tres propuestas adicionales. El Capítulo 5, por su parte, contiene un análisis probabilístico que permitió generar cinco curvas de fragilidad e identificar los estados de daño asociados. En el Capítulo 6, junto con exponer las conclusiones y recomendaciones del proyecto, se resumen las observaciones más relevantes.

## Capítulo II

### Marco teórico

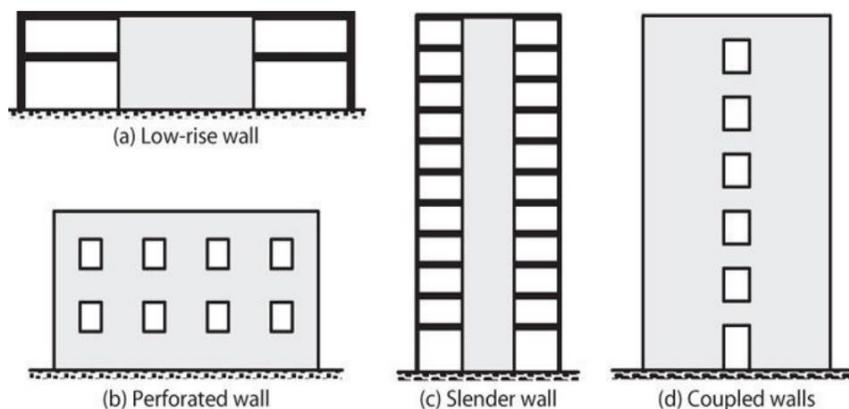
#### Muros estructurales de hormigón armado (MEHA)

De acuerdo con Caiza & Viera (2019) los muros son elementos volumétricos con dos de sus dimensiones mucho más grandes que la tercera, además, el plano formado por estas dos dimensiones es vertical, el cual se ve sometido a diferentes cargas que pueden ser analizadas en dos grupos: dentro del plano del muro y fuera de él. Por otra parte, en cuanto a su análisis, McCormac & Brown (2011) señala que los muros de carga con secciones transversales rectangulares se pueden diseñar como columnas verticales sometidas a carga axial y flexión.

Adicionalmente, debido a las necesidades arquitectónicas, los muros estructurales no suelen componerse de una sección constante a lo largo de su altura, sino más bien verse interrumpidas por aberturas de puertas o ventanas en las cuales aparecerán vigas de acople u otro elemento de enlace entre ellos. En la **Figura 12** se presentan algunas de las configuraciones típicas en edificios, las cuales dentro de lo posible deberán seguir patrones regulares con el objetivo de facilitar la intuición del modelo y análisis estructural (Caiza & Viera, 2019).

#### Figura 12

*Configuraciones típicas de MEHA en elevación*



*Nota:* Figura tomada de Moehle (2015)

### ***Muros estructurales especiales***

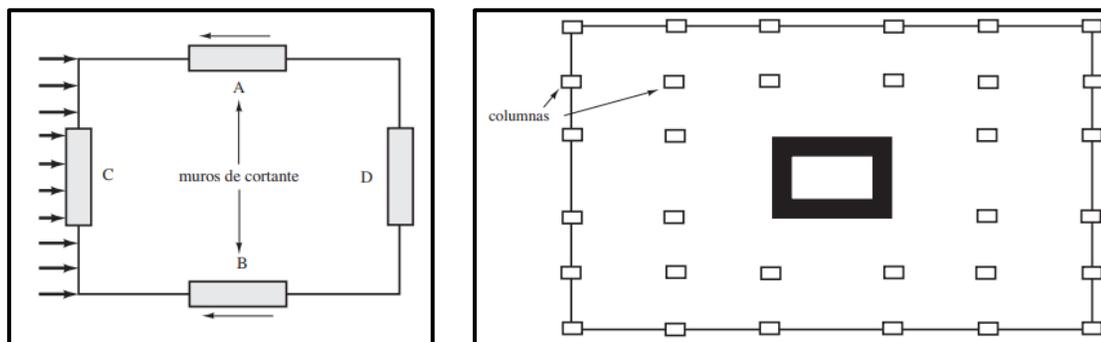
Para que un muro estructural sea catalogado como especial deberá formar parte de un marco resistente a momento, es decir, que haya uniones rígidas capaces de transferir dichas acciones; Moehle (2015) menciona que los muros especiales deberán ser dimensionados y detallados de tal forma que sean capaces de resistir combinaciones de fuerzas cortantes, axiales y momentos que se ven incrementados tras los ciclos de desplazamientos del edificio ocasionados por el sismo, todo ello sin producirse una pérdida crítica de resistencia o rigidez.

Así, en el caso de estar trabajando con la normativa estadounidense o, en su defecto, con un código basado en ella (como en el caso ecuatoriano), el diseño de muros especiales deberá estar ceñido a lo estipulado en el Capítulo 18 (Estructuras sismorresistentes) y, de forma más específica, en el apartado 18.10 (Muros estructurales especiales). Resulta obvio pensar que en el caso de Ecuador, al estar ubicado en una zona sísmica, siempre se tendrán, o al menos se deberían tener, diseños que hagan alusión a muros estructurales especiales, lo cual a la postre permitirá prevenir el daño en elementos no estructurales durante sismos menores, limitar el daño estructural en sismos moderados y prevenir el colapso del edificio durante eventos sísmicos severos (Dashti et al., 2020). En este punto, se recalca que al referirse a MEHA, justamente se está haciendo alusión a muros estructurales especiales de hormigón armado.

En este sentido, resulta conveniente resaltar, una vez más, que los MEHA son uno de los sistemas preferidos por calculistas a la hora de diseñar estructuras de hormigón armado. De hecho, según McCormac & Brown (2011) la combinación de losas y muros es el tipo más común de construcción usado actualmente en edificios altos de uso residencial, habiéndose construido edificios de hasta 70 niveles con MEHA como fuente primaria de rigidez lateral. Dentro de la concepción de los mismos, colocarlos simétricamente o alrededor de ductos generando una “caja” (**Figura 13**) suele ser lo recomendable siempre y cuando no se produzca torsión en planta.

**Figura 13**

*Configuraciones típicas de MEHA en planta*



*Nota:* Figuras tomadas de McCormac & Brown (2011)

### **Elementos de borde**

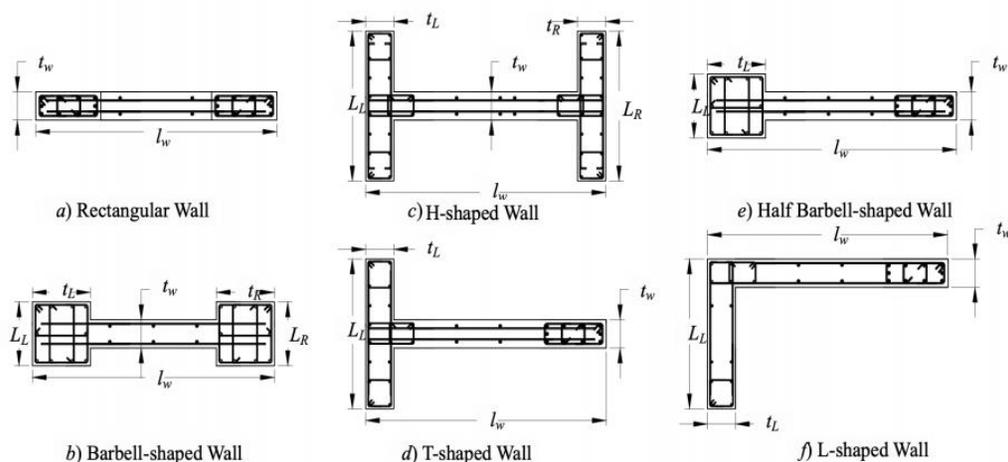
Otra de las características principales de los MEHA es la presencia de elementos de borde (también llamados cabezales dentro del medio local), los cuales permiten ubicar suficiente refuerzo longitudinal para resistencia a flexión, mejorar la estabilidad del muro y tener espacio donde anclar las vigas que llegan al mismo (Caiza & Viera, 2019). La necesidad de colocar o no estos elementos está intrínsecamente relacionada con los desplazamientos de diseño, así como con la geometría de la sección, y se detalla de forma explícita en la NEC-SE-HM, específicamente en sus apartados 6.1.5.c y 6.1.5.d. En consecuencia, dichos elementos de borde pueden formar parte de cualquier tipo de sección de muro, tal como se muestra en la **Figura 14**.

### **Pandeo fuera del plano**

Si bien a lo largo de este documento se ha estado haciendo alusión a la inestabilidad lateral generada por la falla de pandeo fuera del plano, explicando brevemente sus matices principales, no se ha hecho énfasis en su base y contexto teórico, lo cual se busca subsanar en las siguientes líneas.

Figura 14

Secciones transversales de MEHA



*Nota:* Se observa los elementos de borde en los extremos del muro. Tomada de Abdullah (2019)

Con la intención de cumplir dicho objetivo, se cita a Haro et al. (2019), quienes de forma clara y sucinta describen el proceso de falla identificado años atrás por Goodsir (1985), quien señaló, a breves rasgos, que tras incurrir en amplias deformaciones inelásticas, se formaban grietas residuales considerables en la zona plástica del muro, lo cual a su vez generaba que las varillas de refuerzo sean las únicas fuentes de resistencia a la compresión.

#### Proceso de inestabilidad lateral fuera del plano en MEHA

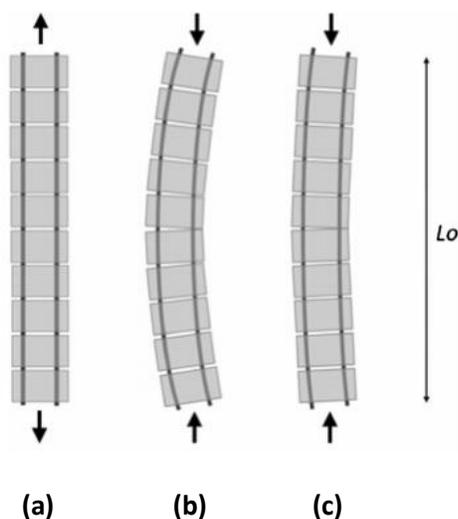
Frente a cargas reversible dentro del plano (**Figura 15a**), los bordes del muro experimentan compresión para resistir el momento de vuelco generado por las cargas actuantes; dicha compresión tiende inevitablemente a una deformación fuera del plano debido a las inherentes excentricidades de la fuerza de compresión y la posición de las varillas de refuerzo. Así, se tienen dos escenarios posibles durante el ciclo de compresión, dentro del cual dicha deformación fuera del plano juega un papel fundamental en la estabilidad del muro: **i)** el caso desfavorable o inestable (**Figura 15b**) se presenta cuando ocurre una deformación fuera del plano muy significativa, trayendo como resultado un

*momento  $P-\delta$  que excede la capacidad de la sección, desencadenando una rápida pérdida de capacidad de carga vertical y lateral; por otra parte, se tiene ii) al caso favorable o estable (Figura 15c) en el cual la deformación fuera del plano es relativamente pequeña, por lo tanto, permite que la fuerza de compresión sea desarrollada por completo en el muro una vez que las grietas se cierran, es decir, que el muro es capaz de regresar a su configuración inicial.*

Como se observa, el proceso antes descrito ratifica la importancia que tienen las deformaciones unitarias máximas a tensión producidas en las zonas extremas del muro, las cuales previamente habían sido identificadas como parámetros críticos por Paulay & Priestley (1993) y Chai & Elayer (1999). Es por ello que Rosso et al. (2015) coinciden en que dichas deformaciones sean asumidas como el parámetro guía para la descripción de la inestabilidad lateral de muros; por otra parte, no se puede perder de vista que dicho modo de falla es de tipo frágil, lo cual la hace enteramente indeseable en la consecución de un buen desempeño por parte de los MEHA durante un sismo considerable.

### Figura 15

*Mecanismo de pandeo fuera del plano en los extremos de MEHA*



*Nota:* Figura tomada de Haro et al. (2019)

Finalmente, en la **Figura 16** se muestra el procedimiento antes descrito, pero en ensayos experimentales reales realizados sobre prismas representativos de los elementos de borde de MEHA, en donde se evidencia de forma clara cómo el elemento es capaz de regresar a su estado inicial tras una primera incursión en desplazamientos fuera del plano, sin embargo, después de sobrepasar su capacidad, se produce una deformación inelástica, es decir, la falla del elemento.

**Figura 16**

*Mecanismo de falla de pandeo fuera del plano en prismas de MEHA*



*Nota:* Imágenes tomadas de Haro (2017)

### **Desempeño estructural de MEHA en terremotos históricos**

Como se mencionó previamente en el Capítulo 1, la prueba fidedigna de un buen diseño y óptimo comportamiento por parte de una edificación y/o estructura de toda índole viene dada por los resultados, entendiendo a los mismos como los daños y afectaciones, presentados tras la ocurrencia de un evento sísmico. Así, en el caso de los muros estructurales, se podría traer a colación el desempeño histórico de estos elementos frente a sismos severos, sin embargo, esto no resultaría de mayor utilidad puesto que el modo de falla analizada en esta investigación se evidenció por primera vez en los sismos de Chile (2010 — 8.8 Mw) y Nueva Zelanda (2011 — 6.3 Mw); de ahí que únicamente se haga alusión a los mismos a continuación.

### ***Desempeño estructural de MEHA durante el sismo de Chile (2010 — 8.8 Mw)***

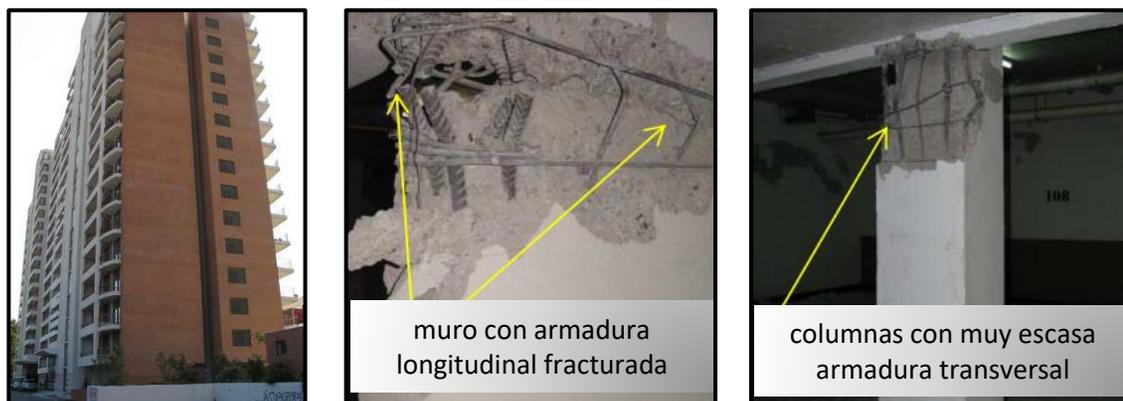
El sismo ocurrido en Chile, al que se ha estado haciendo mención a lo largo de este trabajo, hace referencia expresa al terremoto (usualmente calificado como mega terremoto dadas las excepcionalmente altas intensidades registradas, las cuales incluso han motivado a realizar una serie de revisiones de las consideraciones sísmicas presentes en distintas normativas) suscitado el domingo 27 de febrero del año 2010 a las 03:34 (hora local), que duró 2 minutos y 45 segundos y cuyo epicentro se ubicó a 35 km de profundidad y a 3 km de la costa de Pelluhue en la región del Maule de acuerdo con lo expuesto en Avalos et al. (2016).

Por otra parte, si bien Chile se ha caracterizado como un referente de la ingeniería sísmica mundial y, en concordancia con ello, Aguiar (2011) menciona que el porcentaje de edificios de altura que mostraron mal rendimiento sísmico es remotamente del 2%, lo cual en un grado importante podría atribuirse al considerable número de construcciones con dispositivos de control pasivo como aisladores de base y disipadores de energía, también es cierto que dicho evento trajo consigo una serie de lecciones importantes y observaciones trascendentales, algunas de las cuales, referentes a edificios, se exponen en líneas posteriores.

En primer lugar, se recuerda que los muros estructurales conforman parte indiscutible de la idiosincrasia constructiva e ingeniería estructural chilena, siendo posible observar edificaciones de hasta 4 pisos con presencia de estos elementos (Aguiar, 2011). La gran experiencia adquirida sobre los MEHA ha repercutido en un buen desempeño estructural por parte de las edificaciones chilenas durante sismos como el de 1985 (8.0 Mw), sin embargo, con el pasar del tiempo, criterios y consideraciones estructurales *modernas* han generado una tendencia a la reducción de secciones y cuantías de armado, quizá responsables, en cierto grado, de que alrededor de 50 edificaciones de entre 10 y 30 pisos se hayan visto seriamente afectadas durante el sismo de 2010, de las cuales apenas 4 colapsaron (Almazán, 2010).

Figura 17

*Estructuras afectadas en el sismo de Chile de 2010*



(a) Edificio en Santiago con falla en subsuelo (Nivel -1)



(b) Edificio en Santiago con falla a nivel de piso (Nivel 1)



(c) Edificio en Concepción con orden de derrocamiento

*Nota: Imágenes tomadas de Almazán (2010) y adaptadas por el autor*

Tomando como referencia algunas de las estructuras más representativas dentro del grupo de edificaciones afectadas, en la **Figura 17a** y en la **Figura 17b** se presentaron dos edificios de alrededor de 20 pisos ubicados en la ciudad de Santiago que tras el sismo fueron declarados como inhabitables. En dichas estructuras, se pudo apreciar la típica falla por flexo-compresión, incluyendo desprendimiento del hormigón así como barras longitudinales pandeadas y/o fracturadas (Almazán, 2010). Por otra parte, en la **Figura 17c** se tiene a un edificio ubicado en la ciudad de Concepción, con similares características y tipo de falla, pero cuya evaluación estructural exhortaba a su demolición.

Además, en la **Figura 18a** se observan dos edificaciones colapsadas que corresponden a los condominios Don Tristán y Don Luis ubicados en la comuna Maipú de la ciudad de Santiago y cuya construcción data de los años 2005 y 2007, respectivamente. Dichas estructuras estaban compuestas por 4 pisos más un nivel de estacionamiento y la falla se produjo en las columnas (muros cortos) donde existe una notoria asimetría en planta (Almazán, 2010).

Por otra parte, en la **Figura 18b** se trae a colación una de las estructuras más afectadas durante el sismo de 2010, la cual corresponde al que por entonces era el edificio más alto de la ciudad de Concepción con una elevación aproximada de 73 metros y 22 niveles de piso ubicado en la calle O'Higgins. De acuerdo con Aguiar (2011), a la altura del piso 12 se produjo una disminución en la rigidez de piso por la eliminación de algunas vigas y fue ahí donde se presentó el mayor daño; de igual manera, se evidenciaron fallas de corte en los muros de fachada producto del debilitamiento generado a raíz de la presencia de ventanas.

Tanto Almazán (2010) como Aguiar (2011) coinciden en que gran parte de las fallas observadas en estas estructuras se debieron primordialmente a que por motivos arquitectónicos se tienen menores espesores en los muros de los parqueaderos, es decir, se produce una discontinuidad en la rigidez vertical de estos elementos o **efecto bandera**.

## Figura 18

*Estructuras colapsadas en el sismo de Chile de 2010*



**(a)** Condominios Don Luis y Don Tristán, respectivamente - (Maipú, Santiago)



**(b)** Torre O'Higgins - Concepción

*Nota:* Imágenes tomadas de Almazán (2010) y Aguiar (2011)

Finalmente, se presenta el caso más emblemático producto de aquel evento sísmico, el cual hace referencia al edificio de Alto Río (única estructura colapsada totalmente), ubicado en la ciudad de Concepción. El edificio fue construido en el año 2008, cubre un área en planta de aproximadamente 40 m x 12 m y consta de 15 pisos (ver **Figura 19a**). Contaba además con una configuración basada en muros estructurales (típicamente de 20 cm que al encontrarse formaban muros tipo T o L) para soportar cargas verticales y horizontales similar a la presentada

en la **Figura 19c**, sin embargo, según Deger & Wallace (2015) aquello otorgaba a la edificación una serie de características que lo hacían más susceptible de sufrir daño.

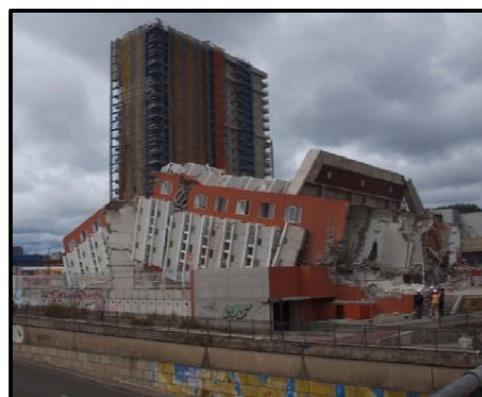
Se presume que la falla inició en los muros de la planta baja, los cuales generaron el volteo hacia el este de la estructura (ver **Figura 19b**), en adición, autores como Aguiar (2011) no descartan la existencia de problemas de torsión y hacen hincapié en el edificio contiguo, el cual no presenta daños relevantes a simple vista, pero se encuentra cimentada sobre pilotes de 18 m de profundidad, mientras que Alto Río contaba con una cimentación superficial.

### Figura 19

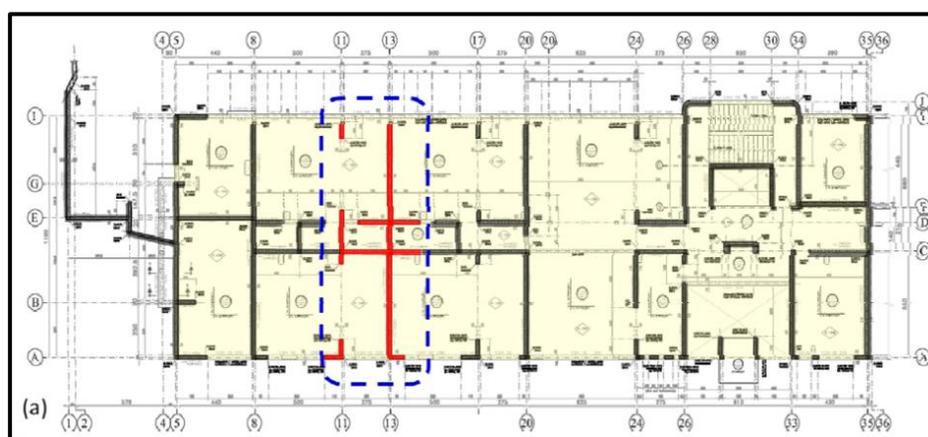
*Colapso del edificio de Alto Río tras el sismo de Chile de 2010*



(a) Estado inicial



(b) Estado final de daño



(c) Vista en planta del edificio

*Nota: Imágenes tomadas de Almazán (2010) y Aguiar (2011)*

### ***Desempeño estructural de MEHA durante el sismo de Nueva Zelanda (2011 — 6.3 Mw)***

El sismo de Nueva Zelanda ocurrido el 22 de febrero de 2011 a las 12:51 (hora local), con una magnitud de 6.3 Mw y cuyo epicentro se ubicó a 5.9 km de profundidad en Lyttleton (10 km al sureste de Christchurch) según lo reportado por Briceño & Carreras (2013) constituye otro de los eventos sísmicos trascendentales para la presente investigación puesto que nuevamente se evidenció la falla por pandeo fuera del plano, previamente observada en el sismo de Chile de 2010, iniciando así con varias investigaciones acerca de esta temática.

Es preciso indicar que Nueva Zelanda se posiciona como un país muy activo en el ámbito sísmico, lo cual se debe principalmente a la subducción de la placa del Pacífico por debajo de la placa australiana y viceversa. De hecho, el sismo ocurrido en 2011 usualmente se cataloga como una réplica de un sismo precedente suscitado en la ciudad de Darfield, el cual tuvo lugar el 4 de septiembre de 2010 con una magnitud de 7.1 Mw (Haro, 2017).

En cuanto a las afectaciones producidas en muros estructurales por el evento sísmico de 2011, Avalos et al. (2016) reportan que de los 833 edificios que contaban con estos elementos estructurales, al menos el 16% sufrió algún tipo de daño, los cuales en líneas generales se vieron asociados con **(i)** una configuración y dimensiones insuficientes de los muros, así como a un escaso confinamiento de los elementos de borde encargados de restringir el pandeo, **(ii)** la ausencia de estribos cruzados que restrinjan el pandeo alrededor del refuerzo longitudinal a lo largo de todo el muro y **(iii)** una excesiva carga axial por gravedad (Bonelli et al., 2012).

A continuación, se presentan algunas imágenes representativas de los daños presentados en algunas estructuras durante el sismo de 2011. Así, en la **Figura 20a** se tiene un edificio de 7 pisos construido en 1984 compuesto por muros tipo L; en orden secuencial se muestra una vista general del edificio y los daños presentados en el muro afectado, en el cual se presentó el modo de falla de pandeo fuera del plano, principalmente debido a una ausencia de

acero de refuerzo longitudinal en el elemento de borde, cuya cuantía a pesar de ser inferior a los requerimientos actuales, sí era consistente a la época de diseño (Sritharan et al., 2014).

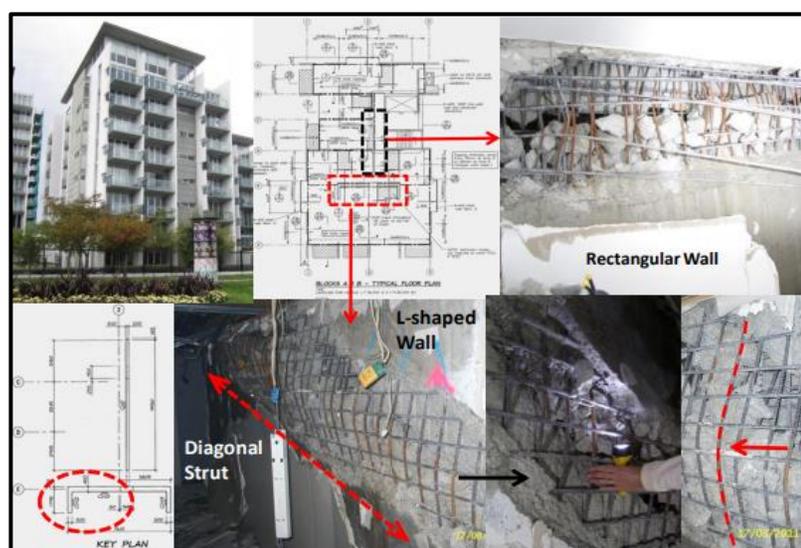
Asimismo, en la **Figura 20b** se expone un edificio de 8 pisos construido en 1999 con la presencia de muros rectangulares y tipo L. Bonelli et al. (2012) identificó como causa principal de la falla a la ausencia de redundancia estructural (insuficiente número de muros) que trajo como consecuencia fallas por flexo-compresión e interacción de estas con fallas de corte.

**Figura 20**

*Estructuras afectadas en el sismo de Nueva Zelanda de 2011*



**(a)** Edificio de 7 pisos construido en 1984



**(b)** Edificio de 13 pisos construido en 1999

*Nota:* Imágenes tomadas de Sritharan et al. (2014) y Bonelli et al. (2012)

### **Desempeño estructural de MEHA en programas y ensayos experimentales**

Si bien los terremotos hacen las veces de jueces en cuanto al comportamiento eficiente de una estructura y los elementos que la conforman, son los programas experimentales los encargados de ampliar en el conocimiento referente a un fenómeno o falla específica al permitir replicar las condiciones presentadas durante un evento sísmico determinado. De esta manera, resulta factible ensayar elementos de distintas tipologías para observar y evaluar a detalle su comportamiento, identificar parámetros críticos y emitir criterios y recomendaciones de mejora.

A continuación, se identifican los principales patrones de carga, características de los programas experimentales que se han venido desarrollando alrededor del mundo y las cifras generales que estos han arrojado, todo ello tomando como referencia a la bibliografía disponible. Además, se ha hecho una diferenciación entre los programas que consideraron la geometría del muro completo y, por otra parte, aquellos en los que únicamente se ensayó una sección característica del mismo, es decir, el elemento de borde. Cabe mencionar también que en esta sección se presentan únicamente las generalidades de los programas experimentales, puesto que los detalles específicos alusivos a cada programa se exponen en el Capítulo 3.

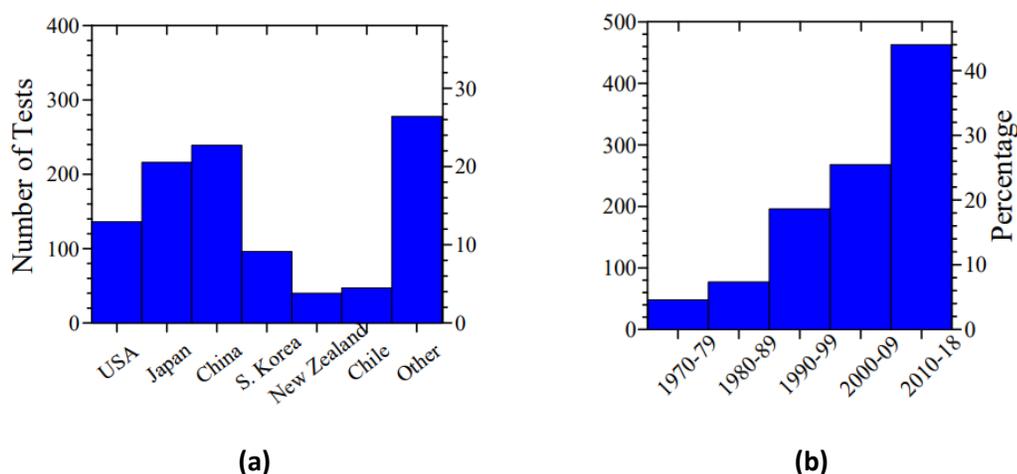
#### ***Programas experimentales en muros estructurales de hormigón armado***

De acuerdo con Abdullah & Wallace (2018), los programas experimentales se remontan hacia la mitad del siglo XX, cuando las universidades de Stanford y MIT condujeron ensayos sobre muros tipo *barbell* sometidos a cargas monotónicas para evaluar su resistencia máxima al corte. Posterior a ello, en la década de los 70 se registraron ensayos sobre muros tipo *squat* en Estados Unidos y Japón, esta vez sometidos a cargas cuasi-estáticas y cíclicas. El estudio de muros dominados por flexión no se registraría hasta mediados de los mismos años 70 a través de la Asociación del Cemento Portland (PCA por sus siglas en inglés), siendo todos ellos de extrema valía para la conformación de los códigos de diseño de la época.

Por otra parte, y como era de esperarse, con el pasar de los años se observó un aumento en el número de ensayos (principalmente debido a la modernización de las instalaciones y laboratorios), por lo que a partir de 1990, y sobre todo a partir de 2010, lo cual también da cuenta de la gran repercusión que tienen eventos sísmicos severos, se ha podido evidenciar un incremento significativo de los mismos (Abdullah & Wallace, 2018). Lo antes mencionado se podrá constatar de mejor forma y por medio de cifras en la **Figura 21**.

**Figura 21**

*Desarrollo de ensayos en muros: (a) por país; (b) por año*

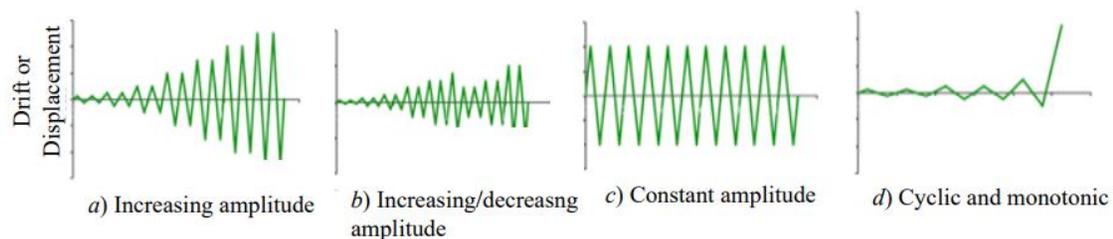


*Nota:* Los diagramas de barras fueron tomados de Abdullah (2019)

Resulta pertinente señalar los tipos de cargas cíclicas comúnmente usadas (ver **Figura 22**) así como las distintas configuraciones de los muros previo a su experimentación (ver **Figura 23**). Abdullah (2019) menciona, tras haber analizado los datos de más de 1 000 especímenes individuales, que cerca del 90% de los muros son sometidos a cargas unidireccionales cuasi estáticas y cíclicas a la vez que sugiere que la escasez de ensayos con cargas bidireccionales se debe a la dificultad de ensamblar dicha configuración en los laboratorios. Esta limitante también influye en que la mayor cantidad de ensayos se hayan realizado en muros cantiléver con una carga aplicada en el extremo superior del muro.

Figura 22

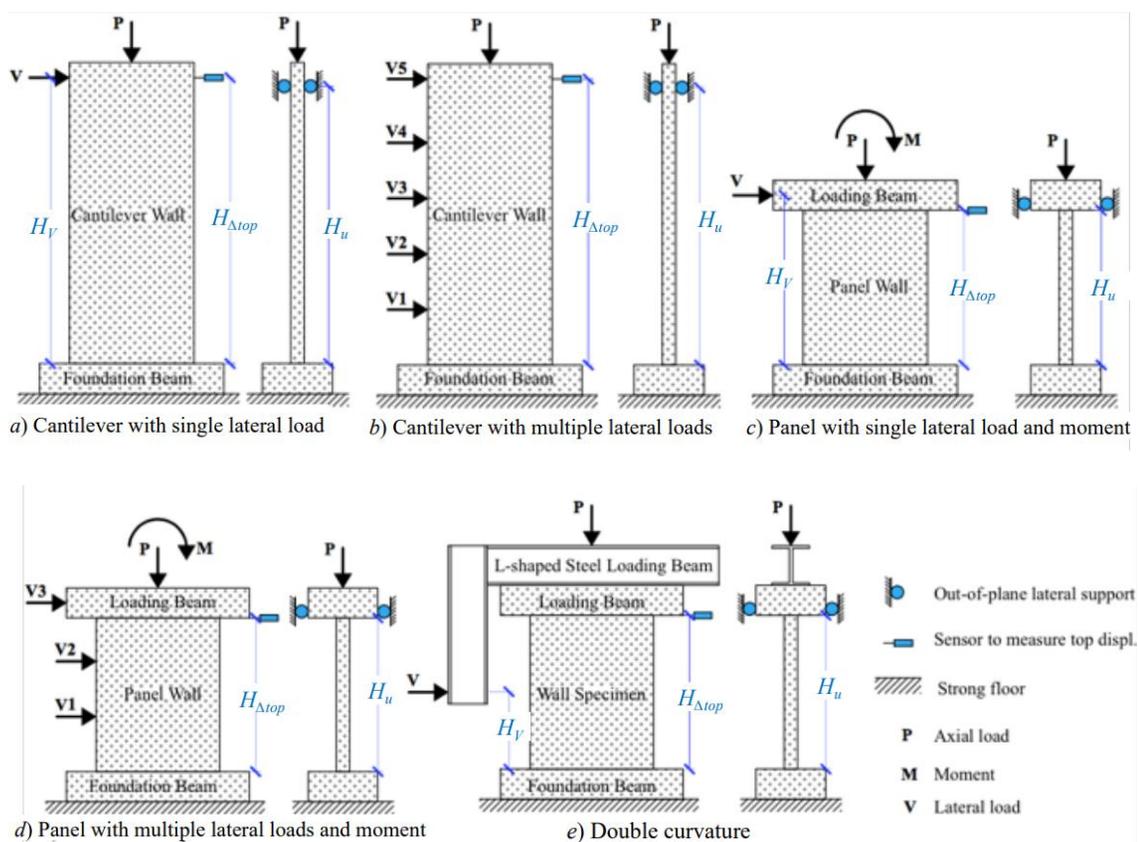
Tipos de cargas cíclicas aplicadas en ensayos sobre muros



Nota: Los esquemas de cargas fueron tomados de Abdullah (2019)

Figura 23

Configuraciones típicas empleadas en ensayos sobre muros



Nota: Los esquemas de los ensayos fueron tomados de Abdullah (2019)

Por otro lado, pese a que la mayor cantidad de ensayos se realizan sobre muros rectangulares, también se registra experimentación en muros tipo L, C, T, *barbell* o *flanged*, lo cual dependerá en gran medida de la motivación y objetivos planteados por parte del programa investigativo en cuestión. En relación a lo antes mencionado, se aclara que el alcance de cada uno de los programas experimentales puede enfocarse en una gran variedad de aspectos, entre los que destacan: **(i)** hallar el modo de falla predominante frente a determinadas características, **(ii)** evaluar la capacidad de deformación del elemento, **(iii)** determinación de la capacidad resistente y variación de rigidez, etc.

Dado que para los fines de esta investigación se prevé recopilar la mayor cantidad de resultados asociados a programas experimentales referentes a la inestabilidad lateral en MEHA (falla que se asocia a modos de falla por flexión, los cuales a su vez son los más comunes en muros estructurales), justamente se prestará mayor atención a ensayos que tengan dicho fin como principal motivación. Sin embargo, tampoco se puede pasar por alto otros programas que, o bien estén relacionados con modos de falla por flexión, pero con énfasis al pandeo de barras, rotura de las mismas o aplastamiento del concreto, o de plano estén enfocadas en fallas de corte u otras; esto debido a que en algunos casos, incluso a pesar de tener otro propósito principal, las condiciones del ensayo y/o del elemento generan que ciertos especímenes presenten pandeo fuera de plano, generando así información relevante para este estudio.

A continuación, en la **Tabla 1** se exponen algunos programas experimentales que reportaron especímenes con pandeo local. En ella,  $b_w$ ,  $h_w$  y  $l_w$  son el espesor, la altura total y la longitud del MEHA, respectivamente;  $\rho_b$ ,  $\rho_h$  y  $\rho_l$  son las cuantías de refuerzo longitudinal en los elementos de borde (E.B.), transversal en el alma del muro y longitudinal en el alma del muro. ALR es la máxima razón de carga axial aplicada al espécimen mientras que los nombres de los muros son los empleados en cada uno de los programas experimentales (Haro, 2017).

Tabla 1

Programas experimentales que reportaron pandeo local en MEHA

Programa	Muro	Propiedades del material		Geometría			Acero de refuerzo			ALR [-]	Patrón de carga lateral
		$f'_c$ (Mpa)	$f_y$ (Mpa)	$b_w$ (mm)	$l_w$ (mm)	$h_w$ (mm)	E.B. $\rho_b$ (%)	Alma $\rho_l$ (%)	$\rho_h$ (%)		
(Oesterle et al., 1976)	F1	38.2	442				3.89	0.30	0.71	0	cíclica
	F2	45.3	428				4.35	0.31	0.63	0.14	cíclica
	R1	44.5	509	102	1905	4570	1.47	0.25	0.31	0	cíclica
	R2*	46.2	448				4.00	0.25	0.31	0	cíclica
(Vallenas et al., 1979)	R1*	27.5	482	114	2412	3085	5.57	0.54	0.54	0	monot. cíclica
	R2*										
(Goodsir, 1985)	R1*	28.6	450		1500		4.71	0.94		0.26	cíclica
	R2*	25.3	450	100	1500	2400	4.71	0.94	0.71	0.15	cíclica
	T3*	33.8	400		1300		3.93	0.76		0.12	cíclica
	R4*	36.5	345		1500		4.71	0.94		0.15	cíclica
(Thiele et al., 2000)	WPH2*						3.5			0.15	cíclica
	WPH3	30.0	470	100	1000	4000	3.5	0.4	0.42	0.04	cíclica
	WPH4*						1.6			0.15	cíclica
(Thomsen IV & Wallace, 2004)	RW1						2.93	0.33	0.46-0.49	0.1	cíclica
	RW2						2.93	0.33	0.69-0.37	0.07	cíclica
	TW1	27.4	414	102	1219	3658	2.93	0.33	0.46-0.49	0.09	cíclica
	TW2*						0.70	0.44	0.92-0.53	0.075	cíclica
(Brueggen, 2009)	NTW1	50.1	414	152	2286	7315	3.78	0.59	0.26	0.05	cíclica
	NTW2*	45.3				3658	2.16	2.16	0.41	0.05	cíclica
(Aaleti et al., 2013)	RWN*						3.8				cíclica
	RWC*	34.5	414	150	2280	6400	—	0.37	0.68 - 0.85	0	cíclica
	RWS						9.0				cíclica
(C. Alarcón, 2013)	M1*									0.15	cíclica
	M2*	27.4	420	100	700	1600	0.45	0.72	0.44	0.25	cíclica
	M3*									0.35	cíclica
(Marihuén, 2014)	W1*			100		1600	0.49	0.67	0.46		cíclica
	W7*	27.4	420	100	700	1600	0.45	0.72	0.44	0.15	cíclica
	M8			100		1600	0.45	0.72	0.64		cíclica
	M9*			100		1600	0.45	0.72	0.56		cíclica
(Rosso et al., 2015)	TW1	28.8	565	80	2700	2000	3.14	0.64	0.18	0.05	cíclica
	TW4	31.2	515								cíclica

Nota: Los especímenes marcados con (\*) son los que pandearon. La tabla aquí mostrada fue

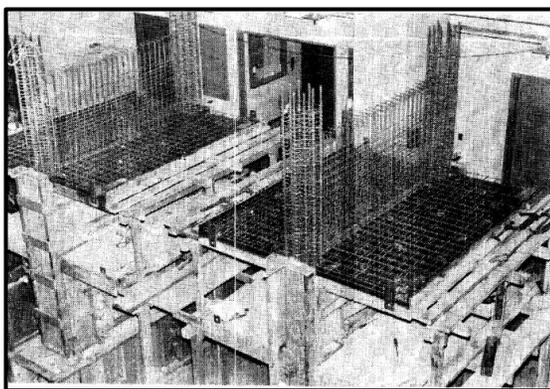
tomada de Haro (2017) y adaptada por el autor. Monot. equivale a una carga monotónica

Si bien la **Tabla 1** figura como una referencia y apoyo importante para la base de datos elaborada, a ella se le debe agregar información concerniente a ensayos contemporáneos realizados en los últimos años, sobre todo alusivos a los equipos de trabajo vinculados con Rosso (2018) y Dashti (2017). De igual manera, se necesitará indagar más en cada uno de los parámetros experimentales con miras a conocer los desplazamientos y/o deformaciones

unitarias presentadas, así como las particularidades de cada caso; dicha ampliación se presentará a detalle en el Capítulo 3, donde también se hará referencia a las características geométricas, de materiales, relaciones de aspecto y demás parámetros en la conformación de la base de datos. En la **Figura 24** se muestran algunas de las configuraciones experimentales asociados a los programas que se han venido mencionando hasta el momento.

**Figura 24**

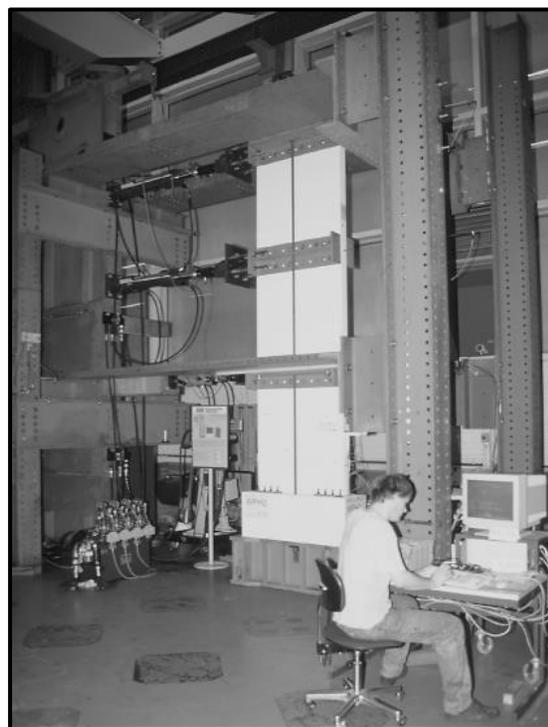
*Ensamblajes tipo en programas experimentales sobre MEHA*



**(a)** Construcción de muros *framed*



**(b)** Ensamblaje de muro T (especimen NTW2)



**(c)** Instalación previo al ensayo del muro WPH2

*Nota:* Tomadas de Vallenas et al. (1979), Brueggen (2009) y Thiele et al. (2000), respectivamente

### ***Programas experimentales en elementos de borde (prismas de hormigón armado)***

En el apartado anterior se indicaron algunas de las limitaciones concernientes al ensamblaje de los ensayos sobre muros, de aquello se puede inferir que experimentar sobre muros de grandes dimensiones puede resultar dificultoso, por lo que, a más de ensayar en muros a escala, se ha venido prestando particular atención a los elementos de borde con miras a facilitar la experimentación a través de la extrapolación de dichos resultados. Dentro del ámbito que concierne a esta investigación, dado que los extremos de los muros concentran la mayor cantidad de daño vinculado al pandeo fuera de plano, los ensayos enfocados en los elementos de borde han reportado un gran realce; a continuación, se hace un repaso a los programas experimentales que han venido trabajando bajo esta metodología.

En primer lugar, los patrones de carga previamente señalados en la **Figura 22** y **Figura 23** son consistentes con la experimentación sobre prismas (los cuales generan esfuerzos de compresión y tensión en los especímenes ensayados), sin embargo, la geometría de estos elementos, lógicamente, se asocia a formas rectangulares o cuadradas, mas no de diversos tipos como en el caso de muros completos, de ahí que en algunos programas experimentales se considere a los prismas como columnas de hormigón armado.

Además, en la experimentación de prismas representativos se presta mayor atención a las deformaciones unitarias, por lo que varios de los programas investigativos han tenido a la inestabilidad lateral como una de sus prioridades, dejando parcialmente de lado los tan variados enfoques de investigación que se tenían en la experimentación con muros completos. En la **Tabla 2** se acotan algunos de los parámetros considerados por los programas experimentales, en ella destaca la presencia de Goodsir (1985), quien también trabajó con muros completos; además, se tiene a Chai & Elayer (1999), autores de uno de los modelos fenomenológicos de prevención que anteceden al considerado en esta investigación.

Tabla 2

Programas experimentales en prismas de hormigón armado

Programa	# de prisma	Propiedades del material		Geometría			Reforzamiento		Máx. def. unit. $\epsilon_{sm}$ (%)	Tipo de carga axial T: tensión C: compresión
		$f'_c$ (Mpa)	$f_y$ (Mpa)	Sección Transversal ( $mm^2$ )	Rec. (mm)	Altura (mm)	Long. $\rho_b$ (%)	Transv. #var.estribo @espaciamiento		
(Goodsir, 1985)	1	24.1	442			970		5@64mm	-	cíclica T-C
	2	24.1	442			970		6@64mm	-	cíclica T-C
	3	24.1	442			970		6@96mm	N/A	C
	4	24.1	290			970		5@64mm	2.30	cíclica T-C
	5	29.0	290	160 x 480	12.5	970	3.14	5@64mm	-	cíclica T-C
	6	29.0	290			730		5@64mm	-	cíclica T-C
	7	29.0	350			730		5@64mm	-	cíclica T-C
	8	29.0	350			490		5@64mm	2.50	cíclica T-C
	9	29.0	350			490		5@64mm	-	cíclica T-C
(Chai & Elayer, 1999)	1		375			1199	2.1	6@57mm	2.55	
	2		455			1199	3.8	6@76mm	1.85	
	3,4,5	34.1	375	102 x 206	6	1505	2.1	6@57mm	1.61	cíclica T-C
	6,7,8		455			1505	3.8	6@76mm	1.43	
	9,10,11		375			1811	2.1	6@57mm	1.39	
12,13,14		455			1811	3.8	6@76mm	1.17		
(Creagh et al., 2010)	1	30	460	150 x 203	19	915	3.7	9.5@50mm	4.00	1 ciclo T-C
	2								N/A	C
(Chrysanidis & Tegos, 2012b)	1								0.00	
	2								1.00	
	3	24.89	604	75 x 105	8	900	2.68	4.2@33mm	2.00	1 ciclo T-C
	4								3.00	
	5								5.00	
(Chrysanidis & Tegos, 2012a)	1	23.33					1.79			
	2	22.22					2.68			
	3	22.82					3.18			
	4	22.82					3.68			
	5	23.26					4.02			
	6	23.26	604	75 x 150	8	900	4.19	4.2@33mm	3.00	1 ciclo T-C
	7	23.26					5.74			
	8	23.26					6.03			
	9	23.26					7.15			
	10	23.26					8.21			
	11	23.26					10.72			
(Flintrop et al., 2013; Shea et al., 2013)	1							9.5@203mm	4.50	
	2							9.5@203mm	3.00	
	3							9.5@152mm	4.50	
	4	28	414	152 x 381	25	762	2.9	9.5@152mm	4.50	cíclica T-C
	5							9.5@203mm	4.50	
	6							9.5@152mm	4.50	
	7							9.5@1114mm	4.50	
	8							9.5@1114mm	4.20	
(Welt, 2015)	CS14	26	576						1.90	
	CS10	26	576						2.00	
	CS16	32	553					9.5@64mm	2.40	
	CS17	32	553						2.47	
	CS8	27	576	381 X 203	16	1016	2.6	9.5@128mm	1.35	cíclica T-C
	CS1	27	576						2.00	
	CS4	27	576						2.10	
	CS6	27	576					9.5@64mm	2.25	
CS2	27	576						5.00	Predeformación + cíclica	

Programa	# de prisma	Propiedades del material		Geometría			Reforzamiento		Máx. def. unit. $\epsilon_{sm}$ (%)	Tipo de carga axial T: tensión C: compresión
		$f'_c$ (Mpa)	$f_y$ (Mpa)	Sección Transversal ( $mm^2$ )	Rec. (mm)	Altura (mm)	Long. $\rho_b$ (%)	Transv. #var. estribo @espaciamiento		
(Haro, 2017)	P1	42.1	477.8	127 X 305	6.4	1524	3.1	3@51mm	2.90	M+cíclica T-C
	P2								2.77	cíclica T-C
	P3								3.10	M+cíclica T-C
	P4								2.82	M+cíclica T-C
	P5								2.75	CC+cíclica T-C
	P6								3.37	M+cíclica T-C
	P7	45.5	476.4	140 X 305	6.4	1524	2	3@51mm	3.28	1 ciclo T-C
	P8								3.22	M+cíclica T-C
	P9								3.69	M+EQ-Sylmar Sation (94)
	P11	40.0	433.7	140 X 305	6.4	1524	1.1	3@51mm	4.83	EQ-Mehathrust
	P12								4.19	Sylmar Sation (94)

*Nota:* La tabla corresponde a la adaptación de Haro (2017), realizada por Sarango (2019)

Cabe destacar que los ensayos en prismas se tornan de suma importancia para esta investigación y para el mejoramiento de la prevención de inestabilidad lateral en general. De hecho, el modelo de análisis considerado —(Haro et al., 2019)— al igual que el modelo previo de Chai & Elayer (1999) fueron elaborados tomando como base los resultados experimentales de prismas representativos. Sin embargo, dado que esta investigación busca evaluar la precisión del modelo al extrapolarlo a muros completos, la base de datos del Capítulo 3 se enfoca precisamente en estos elementos estructurales (MEHA).

### Figura 25

*Instrumentación, experimentación y resultado en prisma representativo de MEHA*

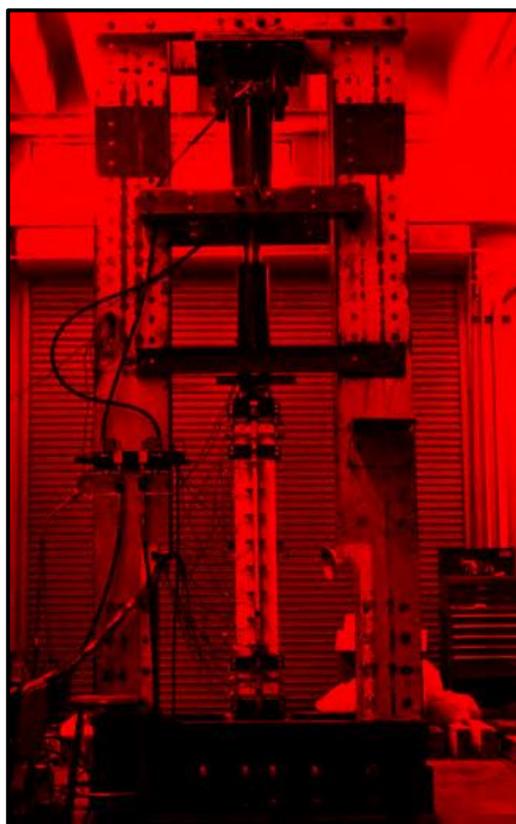


*Nota:* Imágenes correspondientes a la experimentación realizada por Haro (2017)

Finalmente, en la **Figura 25** se presentaron tres imágenes alusivas a los ensayos conducidos por Haro (2017), los cuales permitieron desarrollar el modelo fenomenológico analizado en este estudio; los parámetros característicos de los prismas experimentados forman parte de la **Tabla 2** también expuesta anteriormente. Además, en la **Figura 26** se podrán observar algunos de los programas experimentales desarrollados en prismas representativos.

### Figura 26

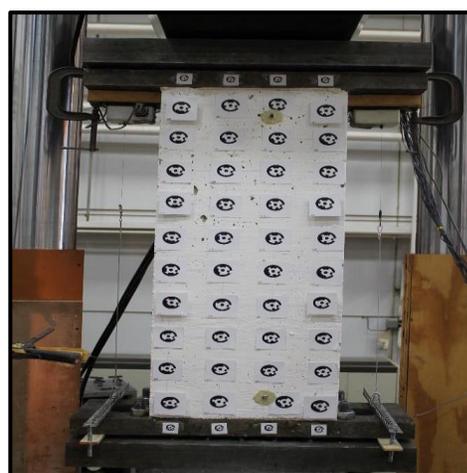
*Ensamblajes tipo en programas experimentales sobre prismas de hormigón armado*



(a) Configuración de prueba experimental



(b) Aplicación de carga a compresión



(c) Espécimen previo a ser ensayado

*Nota:* Tomadas de Chai & Elayer (1999), T. Chrysanidis & Tegos (2012) y Welt (2015), respectivamente

### Modelos de prevención de pandeo fuera del plano

Ahora que se tiene claro el mecanismo de falla de pandeo fuera del plano (causante de la inestabilidad lateral en MEHA), así como los programas experimentales que permitieron ampliar en su entendimiento, se procede a mencionar cinco modelos, tanto fenomenológicos como numéricos, de prevención. Los dos primeros modelos suponen, en gran medida, la base teórica para el desarrollo del modelo considerado de análisis en esta investigación.

#### ***Paulay & Priestley (1993)***

Fueron los primeros en desarrollar un modelo fenomenológico, el cual tomó como punto de partida a los hallazgos de Goodsir (1985). Dicho de otro modo, dado que se había identificado que las deformaciones axiales a tensión jugaban un papel preponderante en el desarrollo de la falla, establecieron una relación entre ellas y los desplazamientos fuera del plano —Ec. (1)— donde  $\varepsilon_{sm}$  hace referencia a las deformaciones máximas en tensión, mientras que  $\xi_{cr}$  se refiere a los desplazamientos normalizados fuera del plano y, por otra parte, plantearon la Ec. (2) con miras a establecer un límite de desplazamientos,  $\xi_{cr}$ , después de los cuales se espera el pandeo.

$$\varepsilon_{sm} = 8 \beta \left( \frac{b_w}{L_o} \right)^2 \xi_{cr} \quad (1)$$

$$\xi \leq \xi_{cr} = 0.5 \left( 1 + 2.35m - \sqrt{5.53m^2 + 4.70m} \right) \leq 0.5 \quad (2)$$

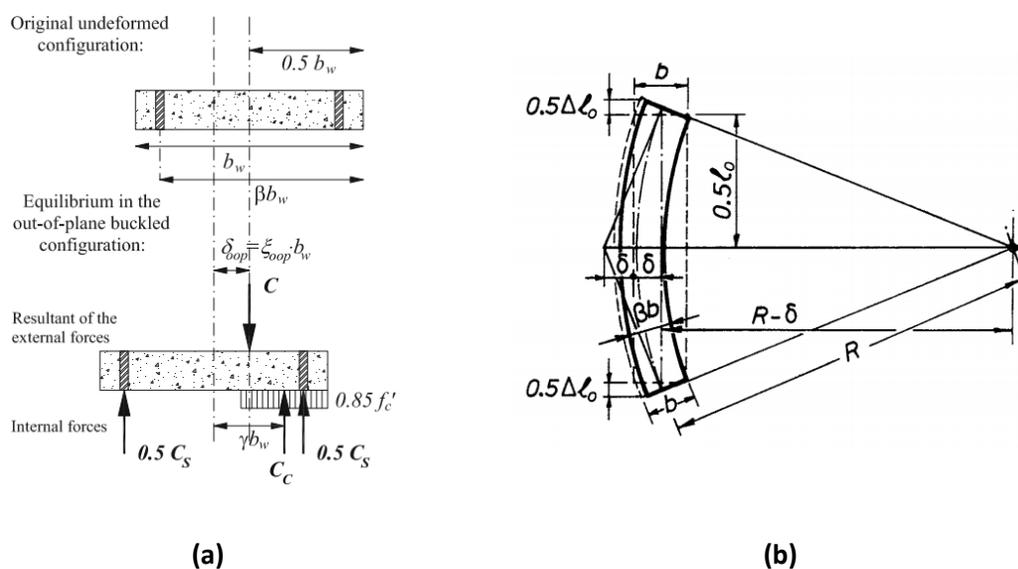
Las ecuaciones presentadas resultan de gran utilidad, pues de acuerdo con la interpretación de Haro et al. (2019), la Ec. (1) puede ser empleada para determinar la ‘demanda’ de deformación fuera del plano,  $\xi_{cr}$ , a partir de las deformaciones en tensión,  $\varepsilon_{sm}$ , desarrolladas por la acción de la carga dentro del plano. A modo de complemento, también menciona que la Ec. (2), por otra parte, puede ser considerada como la ‘capacidad’ de deformación que tiene el muro fuera del plano para asegurar estabilidad.

La deducción de las ecuaciones antes presentadas surge a raíz de un equilibrio idealizado (ver **Figura 27a**), en el que se tiene una carga excéntrica resultante a compresión  $C$  producto de posibles fallas constructivas. No obstante, conforme se incrementa la carga, la capa de refuerzo ubicada en la zona a compresión cede, dejando a la otra como la única fuente de resistencia. Si a ello se le suman los efectos provocados por los momentos de segundo orden y el no cierre de grietas, amplios desplazamientos fuera del plano tienden a tomar lugar. En la **Figura 27b** se puede observar una franja de muro en base a la cual se propuso el criterio de estabilidad asumiendo que el muro es capaz de soportar desplazamientos de hasta 0.5 veces su espesor. Adicionalmente, el modelo asume una curvatura constante en la zona de pandeo y que la longitud correspondiente se puede estimar de acuerdo con la Ec. (3), donde  $A_r$  corresponde a la relación entre la altura y la longitud del muro ( $h_w/l_w$ ).

$$L_o = L_p = (0.20 + 0.044A_r)l_w \quad (3)$$

**Figura 27**

*Idealizaciones de equilibrio: (a) Posible equilibrio en la zona media de pandeo; (b) Perfil de deformaciones en un muro*



*Nota:* Imágenes tomadas de Rosso et al. (2015) y Paulay & Priestley (1993), respectivamente

**Chai & Elayer (1999)**

Años más tarde, después de haber realizado una serie de ensayos sobre columnas de hormigón armado con dos capas o cortinas de refuerzo cargadas axialmente en representación de los elementos de borde, propusieron una mejora al modelo precedente, en el que se tuvieron dos ventajas a tomar en cuenta: **i)** impacto de la carga cíclica en el acero a tensión y **ii)** una distribución más representativa de la curvatura en la zona de pandeo (mediante una curva sinusoidal). Durante este programa de investigación se volvió a constatar la importancia de las deformaciones máximas a tensión, sin embargo, se propuso una modificación a la Ec. (1), previamente identificada como demanda, la cual se presenta en la Ec. (4).

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\pi^2}{2} \left( \frac{b_w}{L_o} \right)^2 \xi_{cr} + 3\varepsilon_y \quad (4)$$

De acuerdo con Chai & Elayer (1999), las deformaciones máximas a tensión,  $\varepsilon_{sm}$ , que pueden ser toleradas por la sección sin que se produzca pandeo obedece a tres componentes indicados en la Ec. (5), donde  $\varepsilon_a^*$  es la deformación en el primer cierre de grietas,  $\varepsilon_e$  es la tensión elástica recuperada después de la descarga y  $\varepsilon_r$  es la deformación requerida en la recarga para que ceda el acero a compresión. Los dos últimos valores se pueden expresar en términos de la deformación de fluencia  $\varepsilon_y$ , en donde se sugieren los valores  $\varepsilon_e = \varepsilon_y$  y  $\varepsilon_r = 2\varepsilon_y$ .

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_a^* + \varepsilon_e + \varepsilon_r \quad (5)$$

En cada una de las ecuaciones antes presentadas,  $b_w$  obedece al espesor del muro en los extremos del mismo,  $\beta$  es la distancia (relativa al espesor  $b_w$  antes considerado) que existe desde el interior del muro hasta la varilla de refuerzo longitudinal extrema a lo largo del espesor del muro.  $L_o$  es la altura de pandeo (asumida como igual a la longitud plástica), mientras que  $m = \rho_{lbe} f_y / f'c$ , donde  $\rho_{lbe}$  es la cuantía de refuerzo en el extremo del muro,  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo y  $f'c$  es la resistencia a la compresión del hormigón.

**Haro et al. (2019)**

Este modelo fenomenológico se constituye como el de mayor importancia para este trabajo puesto que ha sido considerado como objeto de análisis y evaluación; esto se debe a que reporta resultados menos conservadores que los modelos antes presentados, además de haber considerado tanto la carga *in-plane* (dentro del plano) como la carga *out-of-plane* (fuera del plano). El modelo fue elaborado mediante la yuxtaposición de estudios experimentales (esquemáticos en la **Figura 28**) y analíticos llevados a cabo en el *Constructed Facilities Laboratory* de la *North Carolina State University* sobre 12 prismas de hormigón armado (en representación a escala de los elementos de borde de muros estructurales típicos presentes en Chile y Nueva Zelanda), con la finalidad de limitar los desplazamientos y determinar los parámetros más influyentes en la aparición del modo de falla de pandeo fuera del plano.

A modo de síntesis, el modelo es capaz de considerar la relación de aspecto existente entre la altura y espesor del muro, además de mejorar en la caracterización de la curva de distribución a lo largo de la altura de pandeo del muro y una mejor definición de la componente alusiva a la deformación del acero de refuerzo longitudinal. Justamente a raíz de estas consideraciones se propuso la Ec. (6), en donde se ha modificado el coeficiente que acompaña a la fórmula de la deformación en el primer cierre de grietas,  $\varepsilon_a^*$ . Por consiguiente, reemplazando los otros dos términos por regresiones lineales, la limitación de deformaciones axiales a tensión queda limitada por la Ec. (7).

$$\varepsilon_a^* = \frac{24}{5} \left( \frac{b_w}{L_o} \right)^2 \xi_{cr} \quad (6)$$

$$\varepsilon_{sm} \leq \frac{24}{5} \left( \frac{b_w}{L_o} \right)^2 \xi_{cr} + \frac{5}{9} \left[ -2.4 + 160 \left( \frac{b_w}{L_o} \right)^2 - 1.9 \cdot \ln(\rho_{lbe}) \right] \varepsilon_y \quad (7)$$

A lo largo de la elaboración del modelo se destaca el hecho de que, tras evidenciarse que la aplicación de cargas fuera del plano no tiene un impacto significativo en el desarrollo de la falla (Haro et al., 2018), únicamente se tomaron en cuenta a las deformaciones unitarias a tensión como el parámetro predominante. Otra de las características más relevantes del modelo es asumir a la longitud de pandeo como  $L_o = h_s/\sqrt{3}$ , en donde  $h_s$  es la altura libre del muro. Dicha ecuación difiere notoriamente con los dos modelos anteriormente expuestos, en los cuales se propone asumir a dicha distancia como equivalente a la longitud plástica.

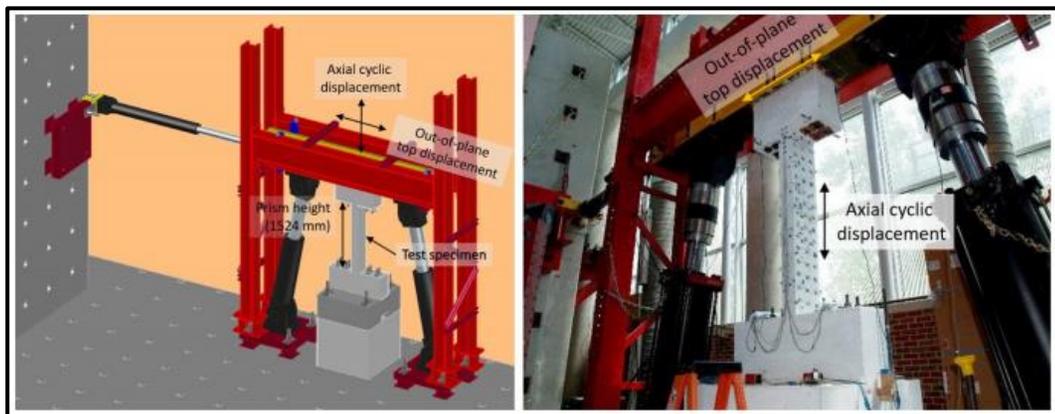
Adicionalmente, se mantuvo vigente el criterio que señala que las deformaciones unitarias a tensión están conformadas por tres componentes como se mostró en la Ec. (5), sin embargo, los valores de  $\varepsilon_e$  y  $\varepsilon_r$ , a pesar de seguir vinculados a la deformación unitaria de fluencia,  $\varepsilon_y$ , en esta ocasión fueron obtenidos a partir de un análisis paramétrico más complejo y detallado que obedece a una ecuación polinomial.

Por otra parte, cabe mencionar a los gradientes de deformación, los cuales se asumieron como constantes al haber trabajado con prismas representativos y, como producto de aquello, podrían no arrojar valores consistentes al ser extrapolados a muros completos; pues según Parra (2015) dichos gradientes no solo ocurrirían a lo largo de la altura del muro, sino también en su longitud dentro del plano. No se ahondará mayormente en esta temática dada su vasta extensión y controversia, no obstante, se recalca que en Haro et al. (2019) se justifica y compara el hecho de haber considerado que el desplazamiento máximo ocurre a una altura  $h_s/2$  del muro. Finalmente, en la Ec. (8) se propone otra faceta del modelo que permite calcular el espesor necesario para no incurrir en una falla por pandeo fuera de plano.

$$b_{min} \geq L_o \sqrt{\frac{\left( (1.95 - 3.60ALR)\mu_\phi + \frac{4}{3} + \frac{19}{8} \ln(\rho_{lbe}) \right) \varepsilon_y}{\frac{24}{5} \xi_{cr} + \frac{800}{9} \varepsilon_y}} \quad (8)$$

**Figura 28**

*Preparación de los ensayos: modelo y ensamblaje*



*Nota:* Imágenes tomadas de Haro et al. (2019) y adaptadas por el autor

Como se observa, el modelo fenomenológico analizado constituye una alternativa didáctica y con un gran potencial que, de acuerdo con Sarango (2019), resulta más sencillo de emplear que modelos como el de Rosso et al. (2020), razón por la cual es necesario validarla con tantos estudios como sean posibles. Así, a futuro podría ser implementado en los códigos y normativas de diseño dada su relevancia y conveniencia.

### **Rosso (2018)**

El modelo desarrollado surge como producto de un amplio programa experimental, numérico y analítico que tuvo como principal motivación el estudio de la inestabilidad lateral en muros estructurales delgados con una sola capa de refuerzo longitudinal. El hecho de que se haya prestado principal atención a esta configuración de armado viene dado por la escasez de información al respecto, pues de acuerdo con la autora del modelo, prácticamente todos los mecanismos de prevención han sido desarrollados y calibrados en torno a muros armados con dos capas de refuerzo. Sin embargo, en los últimos años, sobre todo en América Latina y, de forma particular en Colombia, se ha evidenciado la presencia de muros del orden de 8-12 cm, incrementando así la susceptibilidad de incurrir en este modo de falla (Rosso et al., 2020).

Como parte de las investigaciones correspondientes, en realidad se desarrollaron dos modelos: **(i)** el primero enfocado a elementos de borde a través de un modelo viga-columna, facilitando la evaluación de muros de forma sencilla y **(ii)** otro alineado con muros completos, denominado como modelo mecánico. En ambos casos, las deformaciones unitarias a tensión se mantuvieron como el parámetro crítico que desencadena la falla de pandeo fuera del plano y, a pesar de haber sido desarrollados en base a muros con una sola capa de refuerzo, se realizaron las adaptaciones del caso con miras a extender su uso a muros con dos hileras de barras longitudinales. En este apartado únicamente se hará referencia a este segundo modelo (pensado para muros completos), el cual difiere con los modelos existentes al considerar un criterio de falla distinto, asumir una curvatura diferente, un perfil de desplazamientos a lo largo de la altura del muro y la posibilidad de incluir diferentes condiciones de borde (Rosso, 2018).

El modelo considera un criterio de falla basado en tres rótulas plásticas dispuestas como se muestra en la **Figura 29d**. Para cada uno de dichos estados, se encontrarán las curvaturas correspondientes de acuerdo con las Ec. (13), (14) y (15). Sin embargo, dado que este modelo se constituye como un proceso iterativo, en primer lugar, se empieza definiendo a las deformaciones unitarias características. Así, en la Ec. (9) se tiene a la deformación unitaria límite previo a considerar un perfil bi-lineal a lo largo de la altura del muro. Después, se encuentra el desplazamiento vertical a la altura de la rótula plástica central por medio de la Ec. (11), según corresponda. Con miras a facilitar los cálculos posteriores, en la Ec. (10) se recuerda una equivalencia relevante y en la Ec. (12) se indica el cálculo de  $l_p$ .

$$\varepsilon^*_{glob} = \frac{\left(f_y - \frac{3}{8\rho} \cdot f_{ctm}\right)}{E_s} \quad (9)$$

$$\varepsilon_{s,tens} = \frac{\Delta_{lp}}{l_p} \quad (10)$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \Delta_{lp} = \varepsilon_{glob} \cdot l_p & \text{si } \varepsilon_{glob} \leq \varepsilon^*_{glob} \\ \Delta_{lp} = \varepsilon_{glob} \cdot h_{tot} - \frac{h_{tot}}{E_s} \cdot \left( f_y - \frac{3}{8\rho} \cdot f_{ctm} \right) \cdot \left( 1 - \frac{l_p}{h_{tot}} \right) & \text{si } \varepsilon_{glob} > \varepsilon^*_{glob} \end{array} \right\} \quad (11)$$

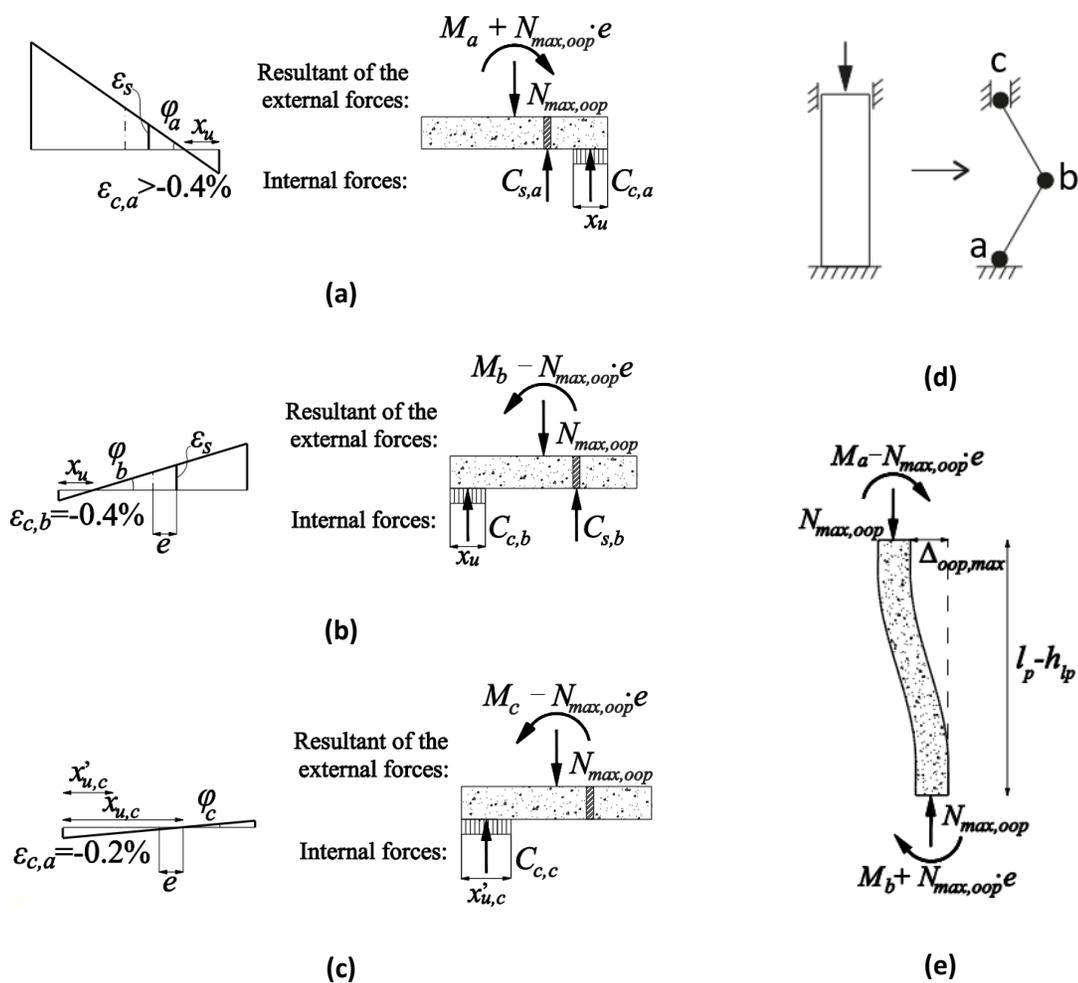
$$l_p = k \cdot L_s + 0.1 \cdot l_w \quad (12)$$

En la Ec. (12),  $L_s$  y  $l_w$  son la longitud del vano y del muro;  $k = 0.2 \left( \frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0.08$  con

$f_u$  y  $f_y$  como los esfuerzos último y de fluencia, respectivamente, del acero de refuerzo.

**Figura 29**

*Zonas de falla características dentro del modelo mecánico de Rosso (2018)*



*Nota:* Imágenes tomadas de Rosso (2018) y adaptadas por el autor

$$\varphi_a = \frac{-\varepsilon_s}{b/2 - e - x_u} \quad (13)$$

$$\varphi_b = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{c,b}}{b/2 + e} \quad (14)$$

$$\varphi_c = \frac{-\varepsilon_{c,b}}{b/2 + e} \quad (15)$$

Las curvaturas a las que hacen referencia las Ec. (13), (14) y (15) aluden a deformaciones unitarias a compresión de  $-0.4\%$  para los puntos a y b y de  $-0.2\%$  para c. Además, es necesario calcular las alturas  $h_1$  y  $h_2$  en las que se tienen curvaturas nulas; dada la longitud de dichas fórmulas no se las ha incluido en este apartado, pero se recalca su importancia para el cómputo del desplazamiento máximo fuera del plano de acuerdo con la Ec. (16), el cual ocurre a una distancia  $l_p - h_{lp}$  indicada en la **Figura 29e**.

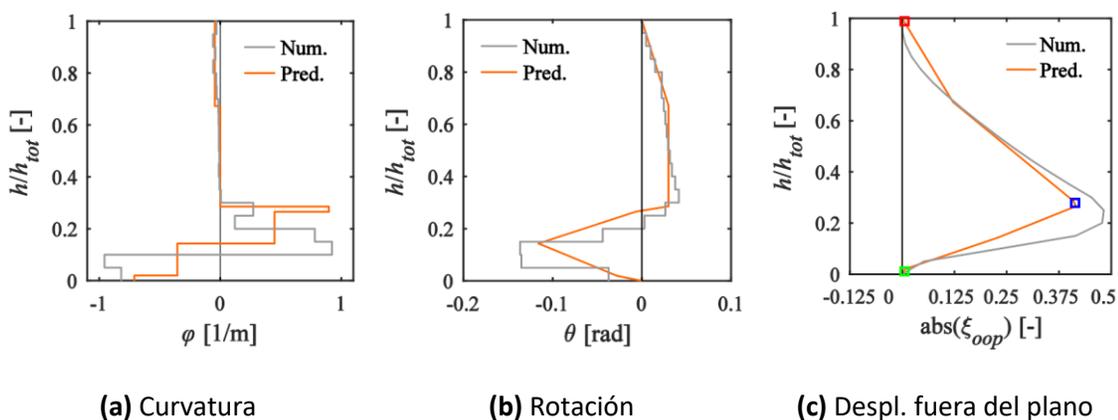
$$\Delta_{oop,max} = \frac{1}{4} [(\varphi_a + \varphi_b)(2h_{lp}l_p + 2h_1l_p - 2h_1h_{lp} - h_1^2) - h_{lp}^2(3\varphi_a + \varphi_b) - l_p^2\varphi_b] \quad (16)$$

Para continuar con el proceso de cálculo, es necesario hallar las condiciones de equilibrio tomando como base los esquemas presentados en la **Figura 29a, b y c** según corresponda y, a partir de ellas, junto con el desplazamiento máximo fuera del plano previamente encontrado, compararlo con el momento desbalanceado del modelo y la deformación unitaria global para conocer si se debe continuar con la siguiente iteración (asumiendo un determinado diferencial de deformación unitaria,  $d_\varepsilon$ , de  $0.005\%$ ) o, en su defecto, detener el cálculo iterativo.

Cabe mencionar que el procedimiento hasta aquí descrito está enfocado directamente a muros con una capa de refuerzo, en cuyo caso resulta imposible predecir el lado hacia el cuál se va a producir el pandeo y, considerando que se tiene una única hilera de varillas, puede resultar crítico. Con el objetivo de evaluar la precisión del modelo, se comparó las predicciones del mismo con el muro TW1 ensayado por Almeida et al. (2017), encontrando una buena convergencia (ver **Figura 30**) e identificando que a mayores cuantías de armado es más preciso.

**Figura 30**

Comparación de predicciones de Rosso (2018) vs. datos experimentales



Nota: Imágenes tomadas de Rosso (2018) y adaptadas por el autor

Adicionalmente, se desarrolló una adaptación a muros con dos capas de refuerzo, cuyo comportamiento es distinto, pues en muros con dos capas se necesita que una de las hilas ceda a compresión para que se produzca la falla, mientras que en muros con una sola capa la falla se produce con anterioridad (Rosso, 2018). Para tal fin, se reemplaza el coeficiente  $\eta$  alusivo a la relación de las deformaciones unitarias a tensión experimentadas entre la deformación vertical máxima y aquella que produjo la falla de acuerdo con la Ec. (17). Si se observa con detenimiento, dicha fórmula fue adoptada de los criterios expuestos en Haro (2017), quien a su vez es la autora del modelo en análisis en esta investigación.

$$\eta = -2.4 + 160 \left( \frac{b_w}{h_{tot}/\sqrt{3}} \right)^2 - 1.9 \cdot \ln(\rho_{lbe}) \quad (17)$$

Como se puede observar, el modelo en primera instancia no luce didáctico y de fácil aplicación a las diversas normativas. Esta problemática se debe principalmente a la dificultad que representa sintetizar las no linealidades geométricas y de materiales presentes en el modo de falla, incluso habiendo realizado varias asunciones y simplificaciones. En el **Anexo 1** se presenta un diagrama de flujo publicado por la autora, el cual resume el proceso expuesto.

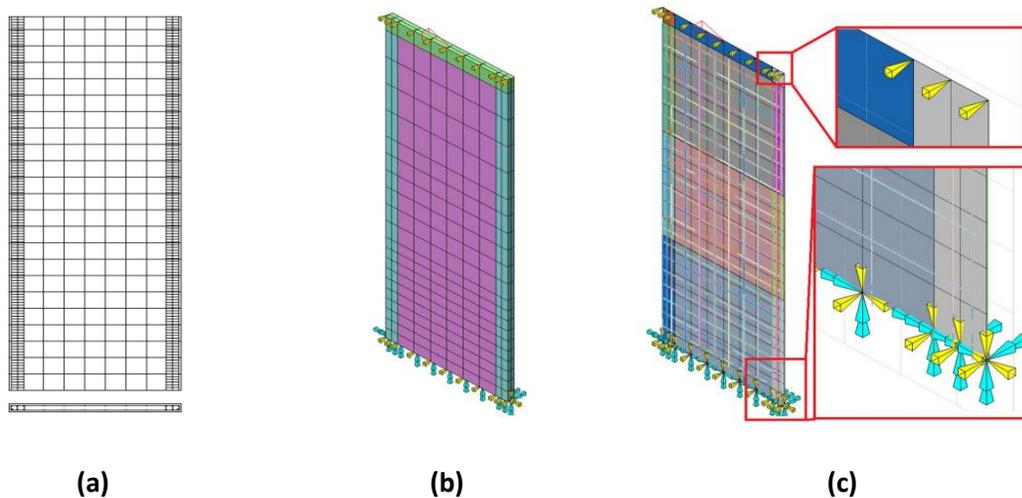
**Dashti et al. (2017a)**

Este modelo se posiciona como el primero de carácter numérico, el cual ha venido arrojando buenos resultados. Su desarrollo tiene como base el uso del software comercial de elementos finitos (FEM) de nombre DIANA, dentro del cual se lograron superar las dificultades que supone caracterizar la geometría, los materiales y el comportamiento de los elementos con miras a predecir la mayor cantidad de tipos de falla observados en la literatura, a excepción del pandeo de las barras longitudinales de refuerzo (Dashti et al., 2017a).

Lógicamente, al emplear un programa y hacer uso de FEM no se tienen ecuaciones como en los modelos antes presentados, sino que en su defecto se emplea un mallado para definir a los muros estructurales rectangulares (ver **Figura 31**). Dicho modelo hace posible predecir el tipo de falla y replicarlo a través de una imagen tipo *render*, además, permite visualizar el patrón de agrietamiento y las zonas con las deformaciones unitarias máximas que se tienen en el elemento, tal como se muestra en la **Figura 32**.

**Figura 31**

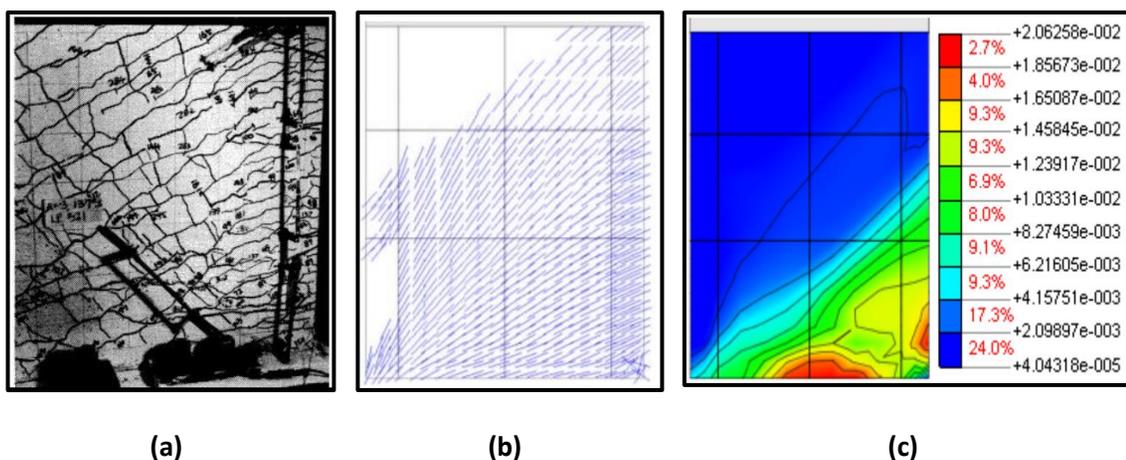
*Elemento finito típico en modelo de Dashti et al. (2017a): (a) geometría del muro; (b) discretización de malla; (c) acero de refuerzo embebido y condiciones de borde*



*Nota:* Imágenes tomadas de la investigación realizada por Dashti et al. (2017a)

**Figura 32**

*Patrones de falla experimentales vs. patrones de falla predecidos: (a) observación en ensayo; (b) predicción de grietas; (c) predicción de deformaciones unitarias*



*Nota:* Imágenes tomadas de Dashti (2017). La imagen del ensayo experimental corresponde al espécimen S5 ensayado por Vallenias et al. (1979)

### Requerimientos de los códigos y normativas vigentes

Se ha mencionado en repetidas ocasiones que los sismos de Chile y Nueva Zelanda ocurridos en 2010 y 2011, respectivamente, moldearon en forma significativa los códigos y normativas de diseño debido a las importantes observaciones y hallazgos que se obtuvieron a partir de los mismos. Así, en este apartado se hace un repaso de la normativa vigente en dichos países, adicionalmente, se apela a la normativa estadounidense dada la gran influencia que supone para la región latinoamericana en general y, finalmente, a la normativa ecuatoriana al ser el código local vigente en el país. Se aclara además que, si bien un código repasa una serie de temáticas referentes al análisis y diseño de estructuras, en esta sección únicamente se revisan las referencias a la prevención de inestabilidad lateral en muros estructurales especiales.

**Requerimientos de la norma chilena (NCh 433 — Of. 96 y NCh 430 — Of. 2008)**

Dado que en el sismo de Chile se evidenciaron una serie de discrepancias entre los daños observados y las disposiciones estipuladas por el código vigente en dicho momento, se tuvieron que realizar varios cambios de emergencia, tanto en la norma NCh433 Of.96 como en la norma NCh430 Of.2008, las cuales hacen alusión a las normas de *Diseño sísmico de edificios y Hormigón armado — requisitos de diseño y cálculo*, respectivamente. Dichos cambios emergentes se hicieron oficiales en junio de 2010, sin embargo, exhortaban a emplear secciones y cuantías excesivas, encareciendo así los proyectos (Briceño & Carreras, 2013).

A raíz de ello, el Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile (MINVU), derogó dichas disposiciones para dar paso a los ampliamente conocidos Decretos Supremos DS.60 y DS. 61, referentes a los *Requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y Diseño sísmico de edificios*, respectivamente; es decir, que complementan a las normas NCh430 y NCh433 antes mencionadas. En las líneas posteriores, se hará hincapié en las principales novedades que fueron incluidas en dichos decretos en torno a los muros estructurales especiales.

En primer lugar, a pesar de que se había mencionado que únicamente se repasarán los criterios concernientes a la inestabilidad lateral en MEHA, resulta pertinente señalar que los espectros de diseño considerados en la normativa se vieron ampliamente superados por las aceleraciones efectivamente presentadas en el sismo de 2010, razón por la cual se modificaron los parámetros de análisis; en lo que concierne a deformaciones sísmicas en estructuras de hormigón armado, en el Artículo 9.2 del DS. 61 se presenta la siguiente ecuación.

$$\delta_u = 1.3 S_{de} (Tag) \quad (18)$$

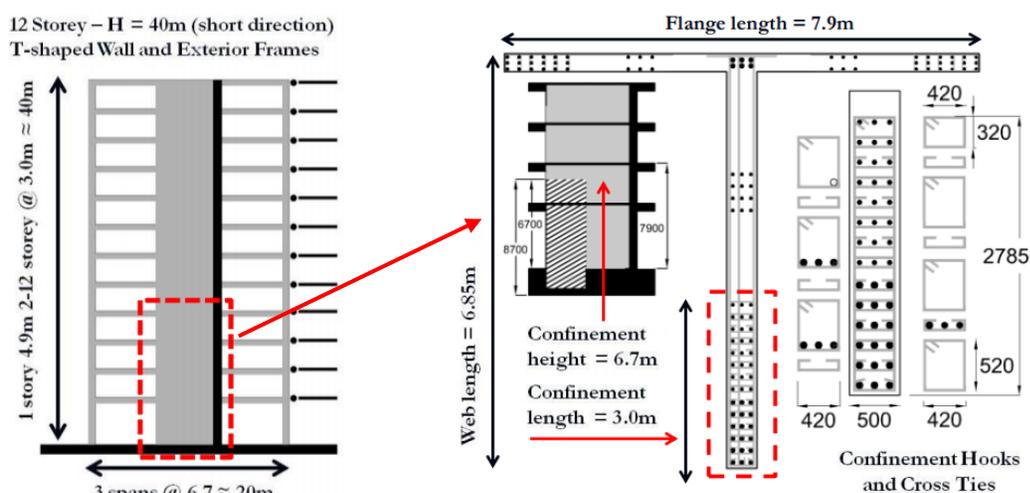
La Ec. (18) antes presentada implica que el desplazamiento lateral de diseño en el techo,  $\delta_u$ , se debe considerar igual a la ordenada del espectro elástico de desplazamientos  $S_{de}$ , para un 5% de amortiguamiento respecto al crítico, correspondiente al periodo de mayor masa

traslacional,  $T_{ag}$ , en la dirección del análisis, multiplicada por un factor igual a 1.3. Se recalca que la Ec. (18) forma parte del DS. 61, sin embargo, a continuación, no se hacen mayores alusiones a este decreto debido a que se enfoca en la clasificación de suelos y en los criterios de análisis que escapan al alcance de esta investigación.

Por otra parte, en el Decreto Supremo DS. 60 se tienen varios cambios representativos en el diseño de MEHA, por ejemplo, Bonelli et al. (2012) destaca que dada la cantidad de fallas presentadas en muros delgados, se limitó la deformación unitaria del concreto a 0.003, emulando así los criterios del ACI 318-08 para deformaciones últimas por axial y momento. Además, que fallas por compresión no son permitidas, mientras que fallas por tensión solo se autorizan en muros. Bonelli et al. (2012) también rescata el hecho de que en el caso de que se esperen deformaciones unitarias mayores a 0.003 en los muros, estas se aceptarán siempre y cuando se pueda alcanzar un valor mínimo de  $\epsilon_c = 0.008$  en el desplazamiento de diseño  $\delta_u$  otorgado por medio del confinamiento; todo lo antes mencionado sugeriría que armados similares al presentado en la **Figura 33** se vuelvan más comunes.

**Figura 33**

*Modelo de armado tipo tras las reformas en la normativa chilena*



*Nota:* Imágenes tomadas de Bonelli et al. (2012)

En adición, y todavía tomando como referencia al Decreto Supremo DS. 60, se presentan algunos de los artículos más representativos dentro del apartado 21.9 referente a muros estructurales especiales y vigas de acople:

**21.9.1.1** — *Los muros especiales de espesor inferior a  $l_w/16$  deberán ser diseñados considerando los problemas de inestabilidad que pudiesen afectar su comportamiento.*

**21.9.2.2** — *Todos los muros resistentes a solicitaciones sísmicas se deben armar con al menos dos capas de armadura.*

**21.9.5.3** — *El máximo valor de  $P_u$  actuando en la sección transversal debe ser menor o igual que  $0.35f'_cA_g$ .*

**21.9.2.4** — *El refuerzo deberá satisfacer: (a) El diámetro de las barras longitudinales en los elementos de borde debe ser menor o igual que un noveno de la menor dimensión del elemento de borde ( $\varphi \leq b_w/9$ ), y (b) El diámetro del refuerzo transversal del elemento de borde debe ser igual o mayor que un tercio del diámetro del refuerzo longitudinal que sujeta ( $\varphi_{transversal} \geq \varphi_{longitudinal}/3$ ).*

**21.9.6.4** — *En su literal (f) menciona: El espesor del elemento de borde deberá ser mayor o igual a 300mm y el largo confinado deberá ser mayor o igual al espesor del muro en la zona confinada.*

Cada uno de los requerimientos antes presentados permiten inferir que se han tomado en cuenta las afectaciones por efectos de segundo orden cuando se tiene insuficientes espesores, así como que la carga axial excesiva reduce la capacidad de incursionar en mayores deformaciones unitarias (principales detonantes de la falla por pandeo fuera de plano). En conclusión, se puede decir que la normativa chilena ahora garantiza mayor seguridad frente a un evento sísmico similar; en la **Figura 34** se muestra el armado de un muro reciente.

**Figura 34**

*Ejemplo de armado de muro tras las reformas en la normativa chilena*



*Nota:* Imágenes tomadas por Music (2014) en edificio de Antofagasta y adaptadas por el autor

#### ***Requerimientos de la norma neozelandesa (NZS 3101:2006)***

De forma similar a la normativa chilena, el código de diseño neozelandés también ha introducido algunas enmiendas con el pasar de los años. Así, tras su publicación en 2006, se realizaron los primeros cambios en 2008 y, finalmente, nuevas modificaciones se registraron en el año 2017; las siguientes líneas justamente versan sobre esta última publicación. Cabe resaltar el hecho de que la normativa neozelandesa es la única, dentro de los códigos citados en este marco teórico, que considera directa e irrefutablemente a la prevención de la inestabilidad lateral en muros estructurales como parte de su contenido, acogiendo las recomendaciones y hallazgos de investigaciones recientes y organizando de forma clara cada uno de los escenarios posibles en estos elementos, facilitando así el entendimiento y labor del calculista en cuestión.

La normativa neozelandesa se encuentra dividida en dos partes, las cuales corresponden a los requerimientos y disposiciones como tal (en una primera) y a los comentarios aclaratorios y explicativos (en una segunda). Las disposiciones alusivas a muros estructurales se encuentran ubicadas en el Capítulo 11 (Diseño de muros estructurales para resistencia, serviciabilidad y ductilidad) y en sus respectivos comentarios (Capítulo C11). Por otra parte, dentro de ambos pasajes del código, se establece una marcada diferencia entre los requisitos para muros sujetos a cargas gravitacionales y otros, usualmente complementarios, para el caso de muros que también se ven sometidos a cargas sísmicas (de interés para esta investigación).

Dado que a lo largo del capítulo 11 se establecen un número considerable de especificaciones y requisitos, únicamente se expondrán los criterios y consideraciones generales más relevantes, que a la vez puedan ser comparados con los de las demás normativas aquí presentadas, sin embargo, se recomienda acudir al código NZS 3101:2006 para mayor información. En primer lugar, la normativa exhorta a considerar la excentricidad de la fuerza axial actuante, pero en ningún caso tomar el momento  $M_u \leq P_u * 0.05b_w$ . Resulta importante mencionar este requerimiento dado que, como también se verá más adelante, el código otorga toda la relevancia del caso a los efectos de segundo orden generado por dichas excentricidades.

En adición, a diferencia de la normativa chilena, se permite tener muros con una o dos capas de refuerzo, no obstante, cuando el espesor de muro sobrepase los 250 *mm* en muros de sótano o los 200 *mm* en otros muros, obligatoriamente se requerirán dos capas de refuerzo. Además, el espesor mínimo bajo circunstancias generales es de 100 *mm* y, al igual que en la normativa chilena, se limita la carga axial, pero en esta ocasión a un valor de  $0.3f'_cA_g$ .

Como se ha mencionado anteriormente, el código considera una serie de requisitos con el objetivo de prevenir la inestabilidad lateral del muro y, por otra parte, permite la colocación de una o dos capas de refuerzo según sea el caso. En ese sentido, en el numeral 11.3.5.1 se

presenta una alternativa de análisis simplificado para garantizar la estabilidad fuera del plano de muros con una sola capa de refuerzo, mientras que en el apartado 11.3.6.2 se tiene otro análisis de similares características para muros con dos capas de refuerzo. Resulta pertinente indicar que también se tienen enfoques para el pandeo dentro del plano y que, para ambos casos, se tienen en consideración tres criterios principales: **(i)** efectos P-delta asociados a la flexión del muro alrededor del eje débil, **(ii)** pandeo de Euler y **(iii)** pandeo flexo-torsional.

A continuación, se presenta un resumen de dicho análisis simplificado para el caso de muros con una sola capa de refuerzo a modo de ejemplo. En esencia, se deberá cumplir con la Ec. (19), evaluando el valor de las fuerzas presentadas a mitad de la altura del muro y, para ello, en las Ec. (20) y (21) se presentan la correspondencia de cada uno de los términos. Para mayores detalles en cuanto al cálculo se puede revisar el apartado 11.3.1.2 de la norma.

$$\varphi M_n \geq M_u \quad (19)$$

Donde:

$$M_u = M^*_a + P_u \Delta_u \quad (20)$$

**$M^*_a$  es el momento producto de las cargas factoradas a media altura de la sección y:**

$$\Delta_u = \frac{5 M_u h^2_n}{(0.75)48E_c I_{cr}} \quad (21)$$

**$I_{cr}$  es el momento de inercia de la sección agrietada**

Por otro lado, la colocación del acero de refuerzo en MEHA que no prevén la acción de fuerzas sísmicas obedece a los siguientes criterios: **(i)** las varillas deberán tener un diámetro mínimo de 10 mm, **(ii)** no deberán estar espaciadas a más de 300 mm o  $3b_w$ —el que sea menor, **(iii)** el diámetro de la barra no deberá exceder a  $b_w/7$  y **(iv)** el refuerzo horizontal deberá estar anclado tan cerca como sea posible al extremo final de la cara del muro. En cuanto a muros con geometrías tipo L, T o C, el código provee de un apartado especial (11.3.12.5) en el cual se destacan la importancia de los ganchos y el número de ellos, lo cual resulta

imprescindible teniendo en cuenta que Bonelli et al. (2012) mencionan que dichas geometrías son muy comunes en los muros estructurales existentes en Nueva Zelanda.

Hasta ahora se han presentado requerimientos para muros generales, es decir, que podrían estar sujetos únicamente a cargas gravitacionales, por lo cual a partir de ahora se hará referencia a las consideraciones aplicables a muros pensados para soportar la acción de cargas sísmicas, las cuales inician a partir del apartado 11.4. Casi desde un principio, en el apartado 11.4.3.2 se impone un espesor mínimo en aras de evitar el pandeo fuera del plano en la zona potencial de daño, el cual obedece a la Ec. (22) y se identifica en la **Figura 35**.

$$t_m = \frac{\alpha_r k_m \beta (A_r + 2) L_w}{1700 \sqrt{\xi}} \quad (22)$$

Donde:

$\alpha_r = 1.0$  para muros doblemente reforzados (con dos capas)

$\beta = 5$  para regiones plásticas de ductilidad limitada y 7 para regiones plásticas dúctiles

$k_m = 1$ , a menos que pueda demostrarse que:

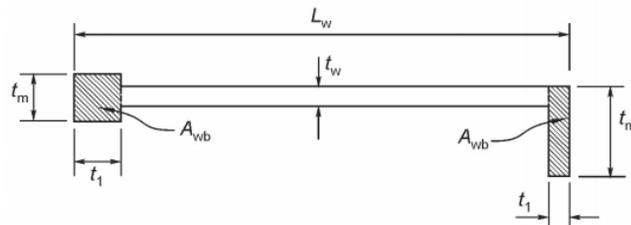
$$k_m = \frac{h_n}{(0.25 + 0.055 A_r) L_w} < 1.0 \quad (23)$$

Y

$$\xi = 0.3 - \frac{\rho_l f_y}{2.5 f'_c} > 0.1 \quad (24)$$

**Figura 35**

*Dimensiones mínimas de los elementos de borde en zona de rótulas plásticas*



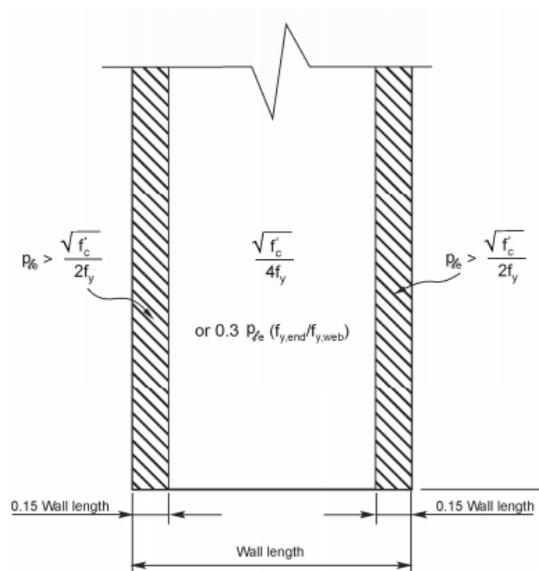
*Nota:* Imagen correspondiente a la Figura C11.1 de New Zealand Standards (2017)

De igual manera, la normativa neozelandesa hace énfasis en las longitudes de detalle dúctil, las cuales se evidencian más adelante en la **Figura 38** puesto que son exactamente iguales a las expuestas en la normativa ACI 318-19. En dichas longitudes, el diámetro de las barras verticales de refuerzo no debe exceder de: **(i)**  $b_w/10$  en las regiones plásticas dúctiles o **(ii)**  $b_w/8$  en las regiones plásticas de ductilidad limitada. Dicha limitación se ha acogido para evitar la aparición de grietas en el hormigón debido a mayores diámetros en las barras. De igual forma, el alzado del armado de un muro se presenta en la **Figura 36**.

Finalmente, el armado transversal también implica un tema de suma importancia para la normativa en cuestión; en este punto, dado que se tienen demasiadas consideraciones a tomar en cuenta, únicamente se presenta en la **Figura 37** un armado tipo, en el cual se puede evidenciar los lazos transversales, tanto en la zona de compresión como en la zona central, las cuales se exponen a profundidad en los apartados 11.4.5.2 y 11.4.5.3, respectivamente.

**Figura 36**

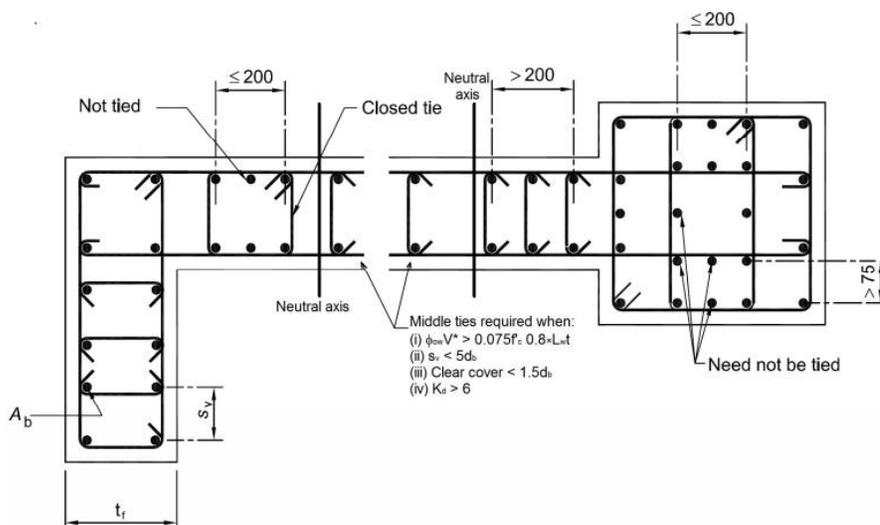
*Requerimientos mínimos de refuerzo*



*Nota:* Imagen correspondiente a la Figura C11.2B de New Zealand Standards (2017)

**Figura 37**

*Armado tipo de acero transversal en zonas de rótulas plásticas de muros*



*Nota:* Imagen correspondiente a la Figura C11.2 de New Zealand Standards (2017)

Dada la gran importancia que supone este código de diseño al abarcar de lleno la problemática estudiada en esta investigación y constituirse como la normativa más completa y aplicable, en el **Anexo 2** se presenta la Tabla C11.3 del código NZS 3101:2006, la cual expone los requerimientos de diseño en muros estructurales de hormigón armado, tanto en aquellos que únicamente soportan cargas gravitacionales, como acciones laterales sísmicas.

#### **Requerimientos de la norma estadounidense (ACI 318-19)**

El código ACI 318-19 hace referencia a la última actualización de la normativa estadounidense, la cual en gran medida representa el punto guía a seguir por parte de Latinoamérica en general, además, esta edición presenta sustanciales cambios, tanto en su presentación (forma) como en su contenido (fondo). Así, en el capítulo 18.10, referente a muros estructurales especiales, se observa la adición de varios parámetros y consideraciones que no se tenían en el código anterior del 2014.

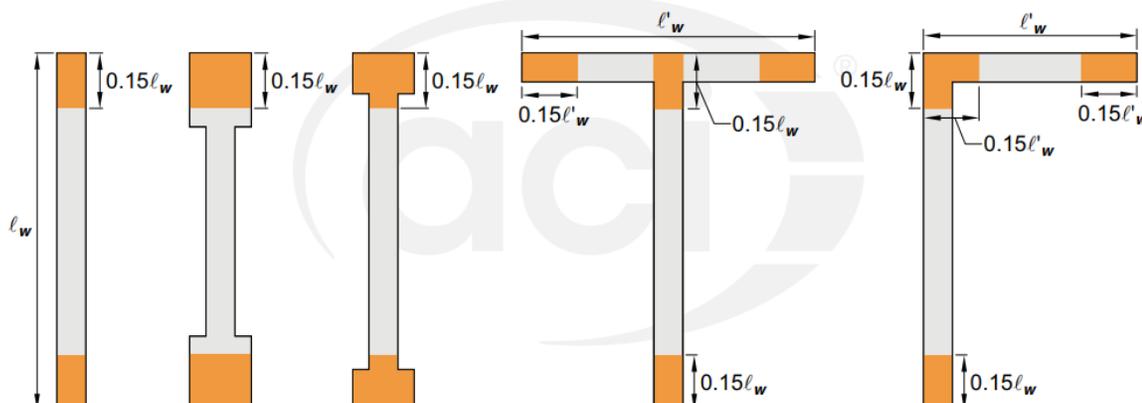
Por ejemplo, se añadió la sección 18.10.2.4 en donde se establecen determinadas condiciones para el acero de refuerzo longitudinal presente en los extremos de los muros con una relación de  $h_w/l_w \geq 2.0$  tal como se muestra en la **Figura 38** y se detalla a continuación:

- (a) La cuantía de refuerzo longitudinal dentro de  $0.15l_w$  del extremo de un segmento de muro y en un ancho igual al espesor del muro debe ser al menos  $0.50\sqrt{f'_c}/f_y$ .
- (b) El refuerzo long. requerido por 18.10.2.4(a) debe extenderse verticalmente por encima y por debajo de la sección crítica al menos el valor mayor de  $l_w$  y  $M_u/3V_u$ .
- (c) No más del 50 por ciento del refuerzo requerido por 18.10.2.4(a) puede terminarse en una sola sección.

La adición de este apartado se justifica en los comentarios de dicha sección, los cuales también forman parte del código ACI (2019) y hacen referencia principal a la búsqueda de una formación de fisuras a flexión bien distribuidas en la región de la articulación plástica del muro. Además, en aquellos comentarios también se cita a dos fuentes consideradas en este trabajo —(Lu, 2017; Sritharan et al., 2014)— denotando una vez más la gran relevancia de los programas experimentales en las actualizaciones y mejoras de las normativas.

**Figura 38**

*Ubicación del acero de refuerzo en varias secciones de muros de acuerdo con 18.10.2.4(a)*



*Nota:* La figura presentada corresponde a la Fig. R18.10.2.4 del ACI (2019)

Por otra parte, en el apartado 18.10.6.2, que sí estaba presente en el código de 2014 y en el cual se indica, de acuerdo con la Ec. (25), si los elementos de borde son requeridos o no, se han añadido dos incisos con la premisa de que uno de ellos se deberá cumplir en el caso de que efectivamente se requiera de elementos de borde. Dichos incisos se refieren a los literales (ii) e (iii) de la sección 18.10.6.2(b) y se presentan a continuación en la Ec. (26) y Ec. (27).

$$\text{Si: } \frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{l_w}{600c} \rightarrow \text{Requiere elementos de borde} \quad (25)$$

---


$$(ii) \quad b \geq \sqrt{0.025 \cdot l \cdot c_w} \quad (26)$$

$$(iii) \quad \delta_c/h_{wcs} \geq 1.5 \delta_u/h_{wcs} \quad (27)$$

Donde:

$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} = \frac{1}{100} \left( 4 - \frac{1}{50} \left( \frac{l_w}{b} \right) \left( \frac{c}{b} \right) - \frac{V_e}{8\sqrt{f'_c A_{cv}}} \right) \quad (28)$$

**\*El valor de  $\delta_c/h_{wcs}$  no deberá ser tomado como menos de 0.015**

De acuerdo con el comentario correspondiente (R18.10.6.2), el código (ACI, 2019) menciona que esta sección se basa en la suposición que la respuesta inelástica del muro está dominada por flexión en una sección crítica de fluencia, por lo que el muro debe diseñarse y reforzarse de manera tal que la sección crítica se produzca donde se pretende. Una vez más se evidencia la presencia de otra de las fuentes citadas en este trabajo, cuya investigación justamente da paso a la adición de los incisos (ii) y (iii) antes indicados.

En esta ocasión se trata de Abdullah & Wallace (2019), quienes propusieron la Ec. (28), la misma que está basada en la capacidad de deriva media de la parte superior del muro para un 20 por ciento de pérdida de resistencia lateral. La Ec. (26) es precisamente producto de la Ec. (28) con el respectivo reemplazo de valores tipo.

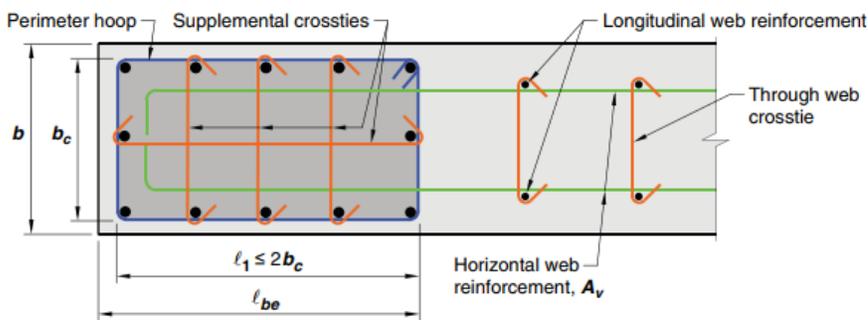
Finalmente, se trae a colación el apartado 18.10.6.4 dentro del cual se presentan requerimientos adicionales para aquellos muros en los que sí se requieren elementos de borde. De esta forma, en el inciso (b) de dicha sección se menciona que el ancho de la zona de compresión por flexión,  $b$ , debe ser al menos de  $h_u/16$ . Además, el inciso (c) establece que en muros con una relación de aspecto de  $h_w/l_w \geq 2.0$ , que son continuos desde la base hasta la parte superior y diseñados para tener una única sección crítica de flexión y carga axial (con  $c/l_w \geq 3/8$ ) el ancho de la zona de compresión por flexión,  $b$ , debe ser al menos de 300 mm.

Las condiciones antes indicadas también formaban parte del código anterior, sin embargo, en la versión 2019 se han añadido nuevos incisos aclaratorios en los literales (f), (h) e (i) en los cuales se ahonda en los requerimientos del acero transversal relacionado con el confinamiento de las barras longitudinales, el concreto dentro del espesor del sistema de piso donde se encuentre localizado el elemento de borde, el cual deberá de ser al menos de 0.7 veces el valor de  $f'_c$  y, finalmente, las características del acero de refuerzo que conforma el alma del elemento, el cual deberá ser soportado lateralmente por un estribo cerrado de confinamiento o ganchos suplementarios con ganchos sísmicos en sus dos extremos, espaciados como máximo 300 mm (ACI, 2019).

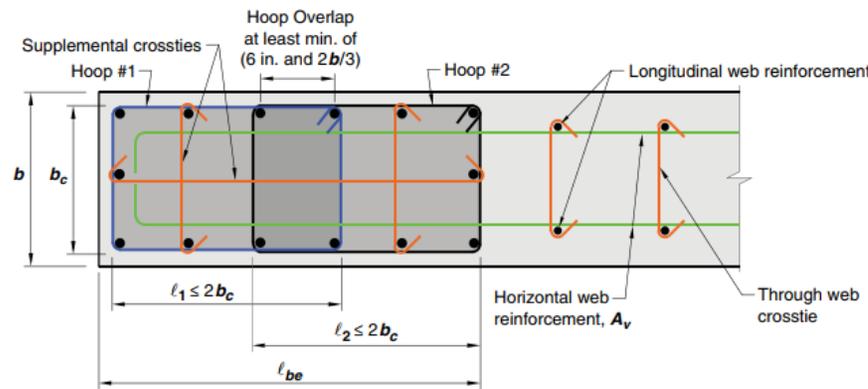
En cada uno de los párrafos que conforman esta sección, la simbología se interpreta de la siguiente manera:  $h_w$  es la altura total del muro,  $l_w$  corresponde la longitud total del muro,  $c$  es la mayor profundidad al eje neutro asociada con la carga axial factorada  $P_u$  y el momento nominal de capacidad y el desplazamiento de diseño  $\delta_u$ ;  $h_u$  es la altura lateralmente no soportada y  $b$  es el espesor del muro. Para concluir, en la **Figura 39** y **Figura 40** se presentan cortes esquemáticos del armado presente en los elementos de borde, mientras que en la **Figura 41** se tienen los alzados de muro a modo de resumen de los requerimientos antes indicados.

**Figura 39**

*Configuración del refuerzo transversal al borde y ganchos suplementarios del alma*



(a) Perimeter hoop with supplemental 135-degree cross-ties and 135-degree cross-ties supporting distributed web longitudinal reinforcement

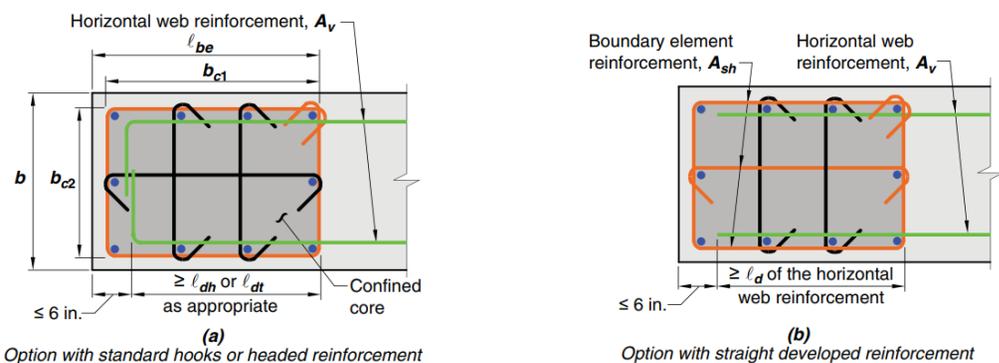


(b) Overlapping hoops with supplemental 135-degree cross-ties and 135-degree cross-ties supporting distributed web longitudinal reinforcement

*Nota:* La figura presentada corresponde a la Fig. R18.10.6.4a del ACI (2019)

**Figura 40**

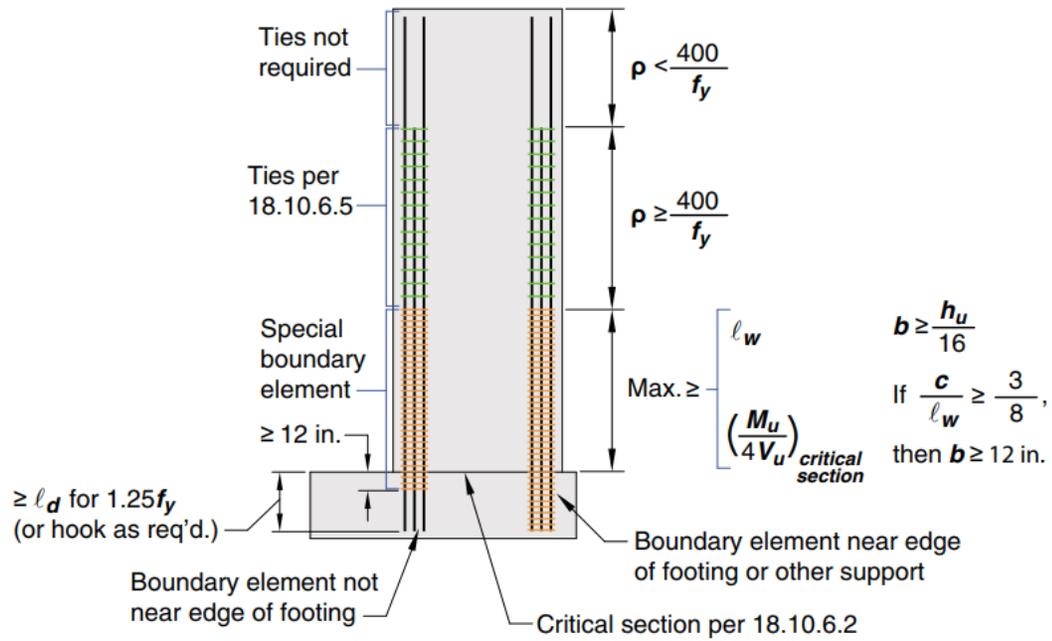
*Desarrollo del refuerzo horizontal del muro en el elemento de borde confinado*



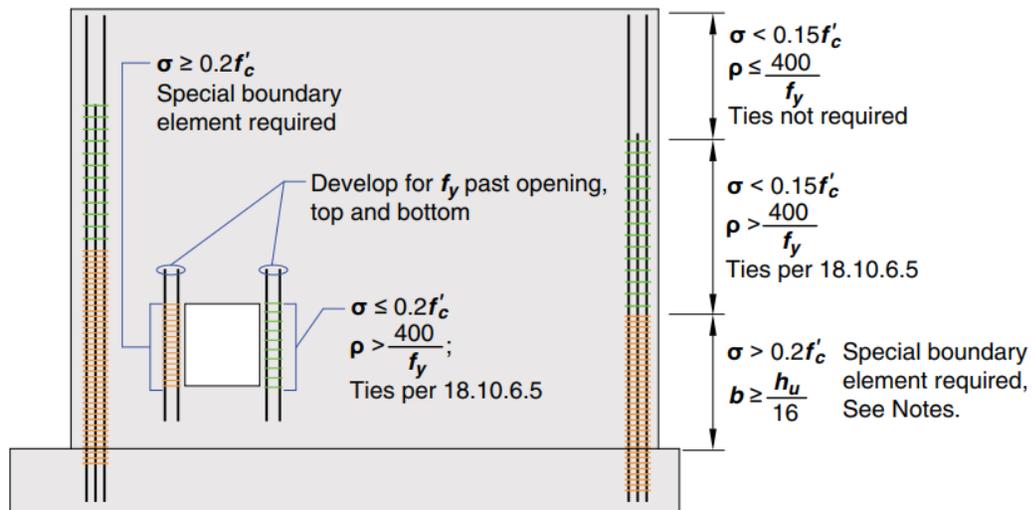
*Nota:* La figura presentada corresponde a la Fig. R18.10.6.4b del ACI (2019)

Figura 41

Resumen de los requisitos de elementos de borde para muros especiales



(a) Wall with  $h_w/\ell_w \geq 2.0$  and a single critical section controlled by flexure and axial load designed using 18.10.6.2, 18.10.6.4, and 18.10.6.5



**Notes:** Requirement for special boundary element is triggered if maximum extreme fiber compressive stress  $\sigma \geq 0.2f'_c$ . Once triggered, the special boundary element extends until  $\sigma < 0.15f'_c$ . Since  $h_w/\ell_w \leq 2.0$ , 18.10.6.4(c) does not apply.

(b) Wall and wall pier designed using 18.10.6.3, 18.10.6.4, and 18.10.6.5.

Nota: La figura presentada corresponde a la Fig. R18.10.6.4c del ACI (2019)

### **Requerimientos de la norma ecuatoriana (NEC — 2015)**

En la normativa ecuatoriana, desafortunadamente, no se presenta ningún criterio válido que aluda directamente a la prevención del pandeo fuera de plano. En contraparte, se menciona la necesidad de contar o no con elementos de borde haciendo uso de la Ec. (25) antes indicada, pero ordenada de distinta forma, la cual se presenta como Ec. (29) más adelante. De igual manera, se puede observar criterios básicos relacionados con la cuantía de armado, fuerzas de corte o distinción del tipo de acción predominante, los cuales constituyen consideraciones tradicionales que previamente ya se han instalado en las prácticas convencionales de diseño.

$$c \geq \frac{l_w}{600 \left( \delta_u / h_w \right)} \quad (29)$$

Por otra parte, Sarango (2019) señala que la normativa NEC-15 hace referencia al capítulo 21 del ACI 318-11 (dos ediciones previas a la normativa estadounidense vigente a partir de 2019). Como se podrá inferir, la normativa ecuatoriana en cuestión luce desfasada con las últimas actualizaciones y hallazgos de la comunidad investigativa por lo que se espera que la nueva versión (que se prevé sea publicada en 2021) ya contenga información más relevante y contemporánea que haga posible la mejora de las prácticas a nivel local.

### **Curvas de fragilidad**

De acuerdo con Quizanga (2006), una curva de fragilidad indica cuán probable es que una estructura (o bien un elemento estructural o no estructural inclusive) sufra un determinado porcentaje de daño en función de una variable conocida, es decir, una medida de vulnerabilidad en función de las probabilidades. Dichas curvas son de suma importancia tanto para profesionales, propietarios de infraestructuras y público en general ya que representan, en forma esquemática y clara, si bajo una cierta demanda, una determinada configuración estructural resulta susceptible (o no) de incurrir en un tipo de daño específico.

El documento FEMA P-58-1 publicado por FEMA (2018) se constituye como la principal fuente de información en torno a las curvas de fragilidad, dentro del cual se exponen tanto los criterios y fundamentos teóricos, como los distintos pasos a seguir para la elaboración de las mismas. Así, en las siguientes líneas se traerá a colación lo expuesto en el Capítulo 3 (sobre todo en los incisos 3.5 – 3.8) y en el Apéndice H de la referencia antes citada. En primer lugar, se hace hincapié en que la metodología propuesta está estrictamente vinculada con la filosofía de diseño basado en desempeño, la cual hace posible conocer a ciencia cierta el comportamiento de una estructura en cuestión.

Por otra parte, dentro de los primeros apartados se puede identificar una clara diferencia entre el análisis pertinente a una estructura global (donde será necesario conocer información detallada del edificio: geometría, características generales, tipo de uso que se le dará, cantidad de usuarios esperados y demás) y aquel asociado a un elemento en particular (como los MEHA analizados en esta investigación), pues dicha clase de información, y sobre todo la vinculada con el uso futuro, no es estrictamente requerida para este último caso.

### ***Grupos de fragilidad***

Sea que se esté trabajando con estructuras completas o con elementos específicos, se exhorta a clasificar a la información involucrada en grupos de fragilidad y, de ser necesario, en grupos de desempeño. Según lo expuesto por FEMA (2018), los grupos de fragilidad aluden a una colección de componentes o sistemas similares (con las mismas probabilidades y consecuencias de daño), mientras que los grupos de desempeño constituyen una subdivisión de los grupos de fragilidad, en la que todos los miembros considerados están sometidos a la misma demanda de sismo. A modo de ejemplo, los edificios aporricados de 5 pisos y vigas banda construidos en la ciudad de Quito podrían conformar un grupo de fragilidad, mientras que las columnas esquineras del primer piso de dichos sistemas un grupo de desempeño.

### ***Estados de daño***

Los estados de daño (DS por sus siglas en inglés), figuran como uno de los parámetros más influyentes en el desarrollo de curvas de fragilidad, puesto que, como su nombre lo indica, reflejan cada uno de los posibles niveles de daño esperados, que a su vez están asociados a determinadas consecuencias a raíz de su ocurrencia. La aparición de pequeñas fisuras, sucedidas de grietas claramente visibles que a la postre desencadenen en el aplastamiento del hormigón y/o en el pandeo de las varillas son claros ejemplos de estados de daño sucesivos en la progresión de una falla por flexión, por ejemplo. Como podrá intuirse, a cada grupo de fragilidad se le deberá asignar el o los estados de daño que se crean pertinentes.

Dado que para prácticamente cualquier caso analizado se tendrán varios estados de daño considerados, a partir de la relación entre los mismos, estos pueden llegar a catalogarse como sucesivos (los DS ocurren uno después del otro aumentando el daño de forma paulatina), mutuamente excluyentes (de suscitarse uno de los DS, el otro ya no tomará lugar) y simultáneos (aunque los DS sean independientes entre sí, ineludiblemente se producirán al mismo tiempo).

### ***Parámetros de demanda***

Además de ceñirse a un estado de daño, la elaboración de una curva de fragilidad obedece a un parámetro de demanda en particular. De esta forma, a pesar de que la falla o el comportamiento evidenciado en un sistema o elemento estructural pueda haberse debido a una serie de características y peculiaridades, se adopta un criterio único en aras de predecir lo mejor posible y bajo la menor incertidumbre, la ocurrencia de cada uno de los estados de daño identificados (FEMA, 2018). En ese contexto, aunque teóricamente cualquier parámetro podría constituirse como la demanda empleada, dentro de los más empleados se tiene a la deriva de piso, aceleración espectral, periodo de la estructura, etc.

### **Elaboración de curvas**

Las curvas o funciones de fragilidad obedecen a una distribución de tipo lognormal elaborada en base al valor de demanda media,  $\theta$ , en donde se tiene un 50% de posibilidad de que inicie el estado de daño en análisis (ver **Figura 42**) y un valor de dispersión,  $\beta$ , el cual señala la incertidumbre de que ocurra dicho estado de daño para un valor específico de demanda. Tanto la demanda media  $\theta$  como la dispersión  $\beta$  deberán calcularse para cada estado de daño escogido, no obstante, el cálculo de dichos parámetros varía en función del tipo de información.

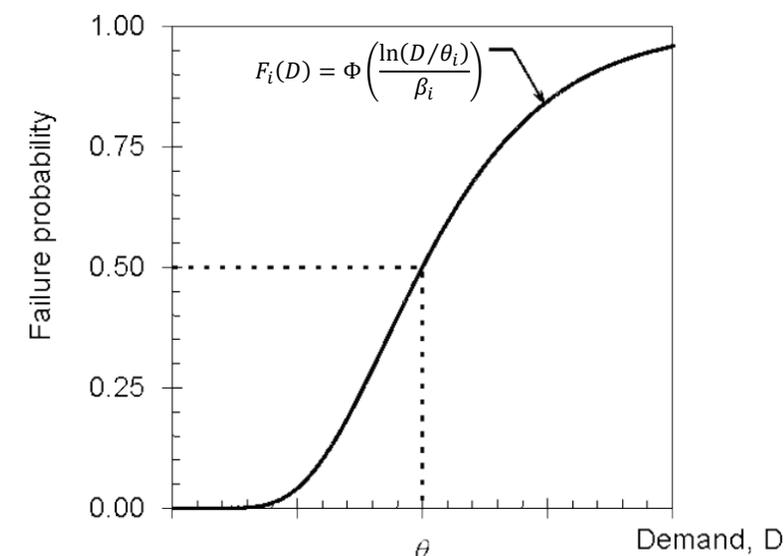
Por consiguiente, la información recolectada (vinculada con el parámetro de demanda) puede ser de tipo **real** cuando se cuenta con suficientes datos en los que se indique la demanda experimentada por cada uno de los especímenes al incurrir en un estado de daño, **limitada** cuando no se haya experimentado el estado de daño de interés en algunos de los especímenes, pero se cuente con la demanda máxima soportada y/o aplicada y **competente** cuando ninguno de los especímenes haya sufrido el estado de daño en análisis, pero, al igual en el caso anterior, se conozca la demanda máxima. Cuando no haya sido posible acceder a información real en lo absoluto, también se puede **modelar** el comportamiento y obtener los datos de forma analítica o, en un caso extremo, recopilar la información en base al juicio y **opinión de expertos**.

El detalle del cálculo de  $\theta$  y  $\beta$  para cada uno de los casos antes mencionados resulta considerablemente extenso y, al escapar de los intereses de esta investigación, no se presenta en esta sección. Sin embargo, se acota que, una vez calculados los mismos, se puede proceder a la definición de la función o curva de fragilidad deseada a través de la Ec. (30), en donde  $F_i$  es la probabilidad condicional de que el elemento analizado incurra en el estado de daño "i" como función de la demanda D y  $\Phi$  obedece a la distribución estándar normal acumulada (gaussiana).

$$F_i(D) = \Phi\left(\frac{\ln(D/\theta_i)}{\beta_i}\right) \quad (30)$$

**Figura 42**

*Forma característica de una curva de fragilidad*



*Nota:* La imagen fue tomada de FEMA (2018)

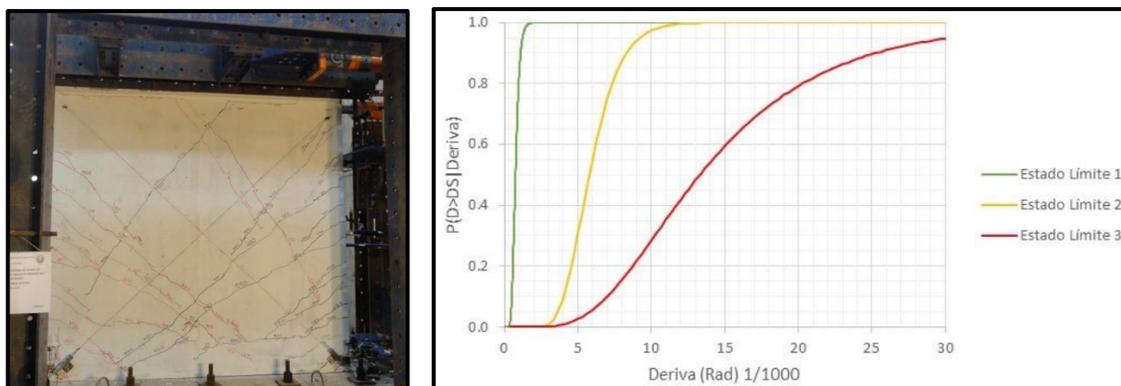
Finalmente, se presentan tres curvas de fragilidad (ver **Figura 43b**) en las cuales se han asumido tres estados de daño asociados con **(i)** la aparición de una grieta, **(ii)** alcance de la resistencia máxima y **(iii)** la falla del elemento, respectivamente. Los datos provienen de ensayos en muros estructurales de 10 cm de espesor realizados por Cotrado (2017) (ver **Figura 43a**). De dichas curvas se podría inferir, por ejemplo, que de experimentar una deriva igual al 5/1000, el espécimen tiene una probabilidad de aproximadamente el 30% de incursionar en el estado límite 2. De forma similar, en la **Figura 43c** se presenta la probabilidad de daño a partir de la deriva alcanzada por estructuras de 1 a 6 pisos ubicadas en la zona sísmica IV de Ecuador.

A lo largo de este capítulo se ha hecho énfasis en las temáticas de mayor importancia para esta investigación, gracias a lo cual se ha adquirido un bagaje importante en lo que concierne a los MEHA especiales, al mecanismo de inestabilidad lateral por pandeo fuera de plano y a las generalidades de sus modelos de predicción. Se revisó también el desempeño de MEHA en terremotos y programas experimentales representativos, así como las exigencias de

cuatro normativas (una local y tres internacionales) en cuanto al pandeo. Finalmente, se trajo a colación los criterios más relevantes en la elaboración de curvas de fragilidad. En el siguiente capítulo, por otro lado, se explorará en detalle la información recopilada en la base de datos, gracias a la cual se analizó el modelo en estudio y se desarrollaron las curvas correspondientes.

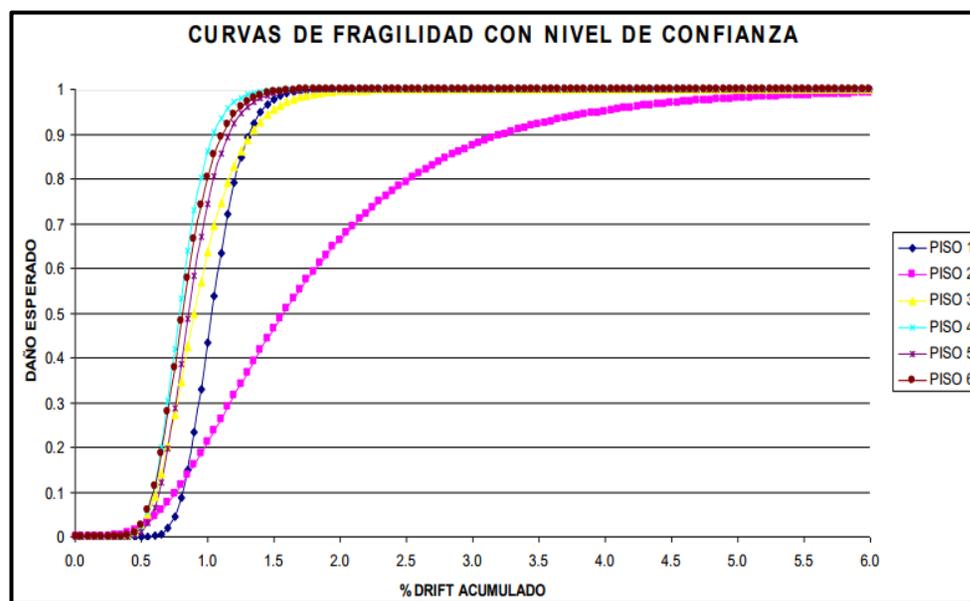
**Figura 43**

*Ejemplo de curvas de fragilidad*



**(a)** Experimentación

**(b)** Curvas tipo en MEHA con tres estados de daño



**(c)** Curvas tipo para estructuras de 1 a 6 pisos en zona IV de Ecuador

*Nota:* Las imágenes (a) y (b) fueron tomada de Cotrado (2017); la (c) de Quizanga (2006)

## Capítulo III

### Ensamblaje de la base de datos

#### Descripción de las características generales

Tras haber repasado las generalidades y conceptos teóricos más relevantes a lo largo de los dos primeros capítulos, en esta sección se expone la base de datos generada, en base a la cual se evaluó, principalmente, al modelo de Haro et al. (2019). En primer lugar, es necesario dejar por sentado la considerable dificultad que supuso ensamblar una base de datos que haga referencia expresa a programas experimentales que hayan tenido como objetivo primordial el estudio de la inestabilidad lateral suscitada en MEHA completos, pues como se ha venido manifestando en capítulos anteriores, dada la relativamente reciente observación del pandeo fuera de plano en estructuras reales, este no ha sido el principal foco de atención (ver **Tabla 3**). Además, dentro de los programas experimentales que estudiaron este fenómeno, se identificó una amplia preferencia por ensayar únicamente a los prismas representativos de los elementos de borde (previamente identificados como las zonas más propensas a sufrir pandeo fuera de plano), los cuales no son el objeto principal de comparación para esta investigación.

Así, a partir de la respectiva revisión bibliográfica, se pudo constatar que, en estricto rigor, únicamente se cuenta con 2 programas experimentales desarrollados en muros completos, los cuales se asocian a los trabajos de Almeida et al. (2017) y Dashti et al. (2017b), quienes ensayaron cuatro y tres especímenes, respectivamente. Sin embargo, inclusive en dichos programas, enfocados directamente en el estudio de la inestabilidad lateral en MEHA, no todos los especímenes fallaron finalmente por pandeo global fuera de plano, sino que otro tipo de falla fue la predominante. De esta forma, en Almeida et al. (2017), solo los muros TW1 y TW4 presentaron inestabilidad lateral, mientras que en Dashti et al. (2017b) ocurrió lo propio únicamente con el espécimen RWL.

Tabla 3

## Programas experimentales en muros estructurales delgados

#	Programa experimental	Parámetros investigados
1	(Cardenas & Magura, 1972)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Historias de carga monotónica</li> <li>• Carga axial</li> <li>• Distribución del acero longitudinal en los elementos de borde</li> </ul>
2	(Wang et al., 1975)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Comportamiento histerético de MEHA tipo <i>framed</i></li> <li>• Muros <i>barbell</i> con refuerzo espiral en las columnas de borde</li> <li>• Tipo de confinamiento</li> <li>• Esfuerzo cortante</li> <li>• Historia de carga (cíclica y monotónica)</li> </ul>
3	(Vallenas et al., 1979)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Comportamiento histerético de MEHA</li> <li>• Forma (<i>barbell</i> y rectangular)</li> <li>• Tipo de confinamiento</li> <li>• Esfuerzo cortante</li> <li>• Historia de carga (cíclica y monotónica)</li> </ul>
4	(Oesterle et al., 1976, 1979)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Forma (rectangular, <i>barbell</i>, H)</li> <li>• Carga (monotónica + cíclica)</li> <li>• Método de reparación</li> <li>• Cuantía de refuerzo longitudinal en elemento de borde</li> <li>• Cuantía de refuerzo de confinamiento en elemento de borde (ganchos ordinarios, ganchos cruzados y estribos rectangulares)</li> <li>• Cuantía de refuerzo horizontal</li> <li>• Esfuerzo de compresión del hormigón</li> <li>• Razón de carga axial</li> </ul>
5	(Iliya & Bertero, 1980)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Efectos de la cantidad y disposición (arreglo) del acero de refuerzo en el comportamiento histerético de MEHA</li> </ul>
6	(Shiu et al., 1981)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Impacto de las aperturas en el comportamiento sísmico de MEHA</li> </ul>
7	(Goodsir, 1985)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Diseño de estructuras acopladas (marco-muro) para zonas sísmicas</li> <li>• Comportamiento de muros con grandes deformaciones unitarias en el hormigón</li> <li>• Inestabilidad lateral</li> <li>• Refuerzo transversal en los bordes de muros tipo T</li> </ul>
8	(Morgan et al., 1986)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ensayos a escala (aumento de la seguridad sísmica mediante la mejora del entendimiento de la relación entre ensayos a pequeña y media escala, sus componentes y los estudios analíticos)</li> </ul>
9	(Lefas et al., 1990)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Relación de aspecto</li> <li>• Carga axial</li> <li>• Resistencia del hormigón</li> <li>• Cantidad de refuerzo al corte</li> </ul>
10	(Lefas & Kotsovos, 1990)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Métodos de reparación</li> </ul>
11	(Ali, 1990)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Impacto del número y la ubicación de aperturas en el desempeño de muros estructurales</li> </ul>
12	(Wolschlag, 1993)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Respuesta de MEHA tipo H bajo cargas tanto estáticas (2 muros) como dinámicas (4 especímenes)</li> </ul>

#	Programa experimental	Parámetros investigados
13	(Sittipunt & Wood, 1993)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Estudio analítico y experimental de muros tipo C</li> <li>Respuesta cíclica inelástica y disipación de energía</li> <li>Rigidez efectiva en varios niveles de desplazamiento</li> <li>Influencia del refuerzo del alma en la respuesta de los muros tipo C</li> </ul>
14	(Pilakoutas & Elnashai, 1995)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Ductilidad y absorción de energía en MEHA</li> </ul>
15	<b>(Thomsen IV &amp; Wallace, 1995)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Verificación del enfoque de diseño basado en desplazamientos</li> </ul>
16	(Tupper, 1999)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Desempeño de muros con elementos de borde de acero estructural</li> </ul>
17	(Tasnimi, 2000)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Evaluación del código sísmico de diseño iraní</li> </ul>
18	<b>(Zhang &amp; Wang, 2000)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Efecto de cargas axiales altas en muros rectangulares</li> </ul>
19	(Mobeen, 2002)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Muros tipo barbell</li> <li>Impacto de los pernos de doble cabeza como reemplazo del confinamiento convencional con estribos cruzados</li> </ul>
20	(Oh et al., 2002)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Muros a escala completa diseñados para un edificio coreano donde la razón entre el área de muros y el área total, así como los detallados son similares a edificios chilenos</li> <li>Forma</li> <li>Elementos de borde confinados versus no confinados</li> </ul>
21	<b>(Ji, 2008)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Simular losas embebidas a distancias equidistantes</li> <li>Forma (rectangular, <i>barbell</i>, I)</li> </ul>
22	(Riva et al., 2003)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Representación a escala completa de muros rectangulares</li> </ul>
23	(Paterson & Mitchell, 2003)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Metodología de reacondicionamiento sísmico propuesta para muros rectangulares existentes</li> </ul>
24	(Liu, 2004)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Influencia del hormigón de alta resistencia en la ductilidad de MEHA</li> </ul>
25	(Khalil & Ghobarah, 2005)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Métodos de falla y técnicas de reparación para muros sometidos a cargas provenientes de un terremoto</li> </ul>
26	(Ile & Reynouard, 2005)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Muros tipo U</li> <li>Impacto de la dirección de la carga + carga bidireccional</li> </ul>
27	<b>(Su &amp; Wong, 2007)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Razón de carga axial</li> <li>Cuantías del refuerzo de confinamiento</li> </ul>
28	(Beyer et al., 2008)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Muros tipo U con diferentes espesores</li> <li>Carga bidireccional para proveer de información experimental sobre una configuración ensayada con poca frecuencia</li> </ul>
29	(Dazio et al., 2009)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Muros rectangulares</li> <li>Cuantías de refuerzo longitudinal vertical</li> <li>Cantidad y detallado del refuerzo de confinamiento</li> <li>Ductilidad del reforzamiento y razón de carga axial</li> </ul>
30	(Ghorbani-Renani et al., 2009)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Efecto del escalado y carga de muros rectangulares</li> </ul>
31	(Waugh, 2009)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Muros T sometidos a desplazamientos multi direccionales</li> <li>Capacidades de OpenSees en la captura de la respuesta del muro</li> <li>Mejoras de simulación de OpenSees</li> </ul>
32	(Aaleti, 2009)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Comportamiento de muros rectangulares sometidos a carga sísmica simulada</li> <li>Diferentes alternativas para anclar el muro en la cimentación</li> </ul>

#	Programa experimental	Parámetros investigados
33	(Brueggen, 2009)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Desempeño de muros T sometidos a carga multidireccional cíclica</li> <li>• Desarrollo de enfoques simples de modelado para predecir la respuesta carga-deformación de muros</li> </ul>
34	(Johnson, 2010)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Muros rectangulares con refuerzo asimétrico</li> <li>• Respuesta de muros tipo T</li> <li>• Impacto de los métodos de empalme en el desempeño de MEHA</li> </ul>
35	(Birely, 2013)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Desempeño sísmico de MEHA delgados</li> <li>• Ensayos experimentales en muros delgados planos</li> <li>• Evaluación de las herramientas de evaluación de desempeño para la ingeniería sísmica basada en desempeño</li> <li>• Disposición del refuerzo longitudinal</li> <li>• Distribución de carga lateral y su impacto en la demanda de corte</li> <li>• Refuerzo longitudinal empalmado en la base del muro</li> </ul>
36	(Zygouris et al., 2013)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Efecto de la disposición del acero transversal en la ductilidad efectiva de muros estructurales cortos</li> </ul>
37	(Villalobos et al., 2017)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Comportamiento de muros con y sin traslapes en la base</li> </ul>
38	(Segura, 2017)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Observación del comportamiento de muros a media escala frente a cargas cíclicas invertidas y carga axial constante</li> <li>• Diferentes concentraciones de refuerzo en los elementos de borde</li> </ul>
39	(Almeida et al., 2017)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Influencia del espesor de muro en la estabilidad lateral de muros con una sola capa de refuerzo</b></li> <li>• Rol de los traslapes en la distribución de daño y ductilidad de desplazamiento</li> <li>• Efectos de la aplicación simultánea de carga fuera del plano en la respuesta de muros con una sola capa de refuerzo</li> </ul>
40	(Dashti et al., 2017b)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Desempeño sísmico y respuesta fuera del plano de muros rectangulares sometidos a carga cíclica cuasi estática</b></li> <li>• Eficiencia de los requisitos de diseño del código neozelandés</li> </ul>
41	(Niroomandi et al., 2021)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Desempeño sísmico frente a cargas bidireccionales</li> <li>• Influencia de distintos tipos de carga</li> </ul>

*Nota:* La tabla base fue tomada de (Dashti, 2017). Complementada y modificada por el autor.

Así, debido al contexto explicado en los párrafos anteriores, ineludiblemente se tuvo que considerar un espectro más amplio de programas experimentales, dentro del cual sea factible considerar a una serie de investigaciones con objetivos tan diversos como los presentados en la **Tabla 3**. De esta manera, se obtuvo como resultado final una base de datos compuesta por 14 programas experimentales (resaltados en la **Tabla 3**) y 22 especímenes individuales (expuestos más adelante en la **Tabla 4**), en los cuales a pesar de no tener al pandeo fuera de plano como principal interés de investigación, se identificó un comportamiento asociado a este modo de falla por parte de los investigadores.

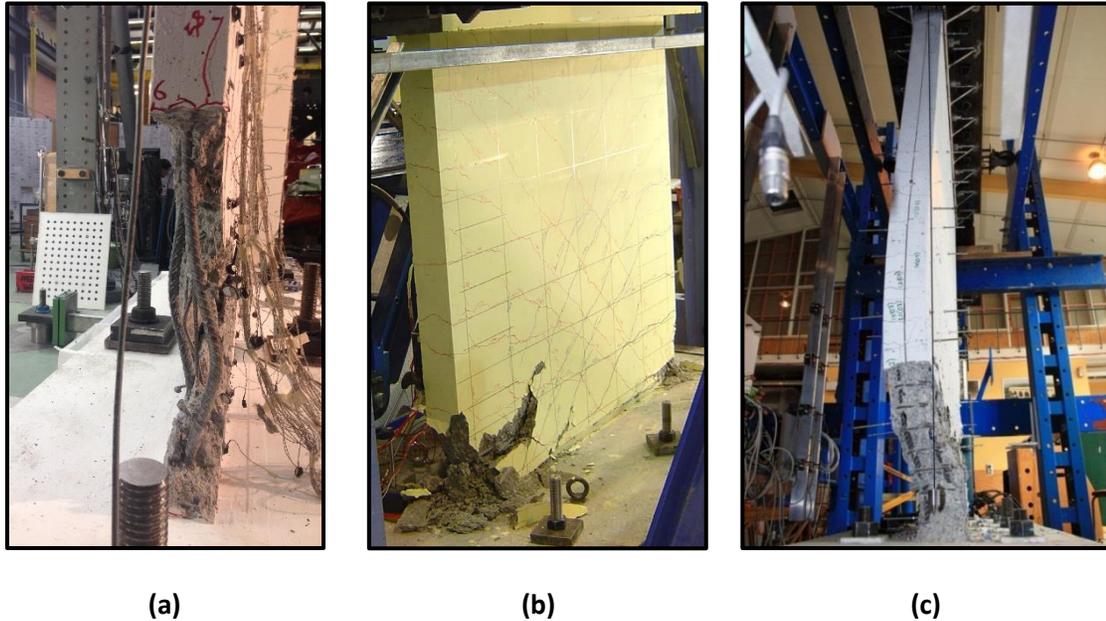
Cabe recalcar que la selección y/o filtro de los 22 especímenes considerados dentro de la base de datos definitiva no se basó únicamente en la presencia de inestabilidad lateral a lo largo de un ensayo en particular, sino también en la disponibilidad de información complementaria y aclaratoria (accesible al autor) que hiciera posible efectuar un análisis adecuado de la misma en los capítulos posteriores.

Por otra parte, se acogió la clasificación propuesta por Rosso et al. (2015), quien señala que, en líneas generales, se tienen dos tipos de inestabilidad lateral en MEHA: **(i)** cuando ocurre una deformación global fuera del plano, que a la postre contribuye al aplastamiento y/o desconche del hormigón, así como a un posible pandeo de las varillas, y **(ii)** cuando las varillas pandean localmente o existe un aplastamiento inicial del hormigón (ver **Figura 44a**) que trae como consecuencia grandes deformaciones globales fuera del plano, las cuales típicamente son evidenciables después de la falla (ver **Figura 44b**). Es preciso señalar que la base de datos elaborada presta especial atención al primer tipo de falla, la cual es claramente evidenciable en la **Figura 44c** correspondiente al espécimen RWL ensayado por Dashti et al. (2017b), en donde se pudo evidenciar un pandeo “puro” fuera del plano.

Adicionalmente, en la **Figura 45a** se podrá observar que la mayor parte de los ensayos que constan en la base de datos se han llevado a cabo en Estados Unidos, Nueva Zelanda (NZ) y China, mientras que de la **Figura 45b** se puede deducir que, a pesar de registrarse ensayos con presencia de pandeo fuera de plano desde la década de los años 70, estos han visto un claro repunte a partir del año 2000, y más notoriamente desde 2010, lo cual se debe en gran medida a las observaciones realizadas en sismos importantes, así como a la mejora de las instalaciones y capacidades de los laboratorios (Abdullah, 2019). Dentro de los 22 especímenes considerados, el programa experimental más antiguo corresponde a Oesterle et al. (1976), mientras que el más reciente hace alusión a Niroomandi et al. (2021).

**Figura 44**

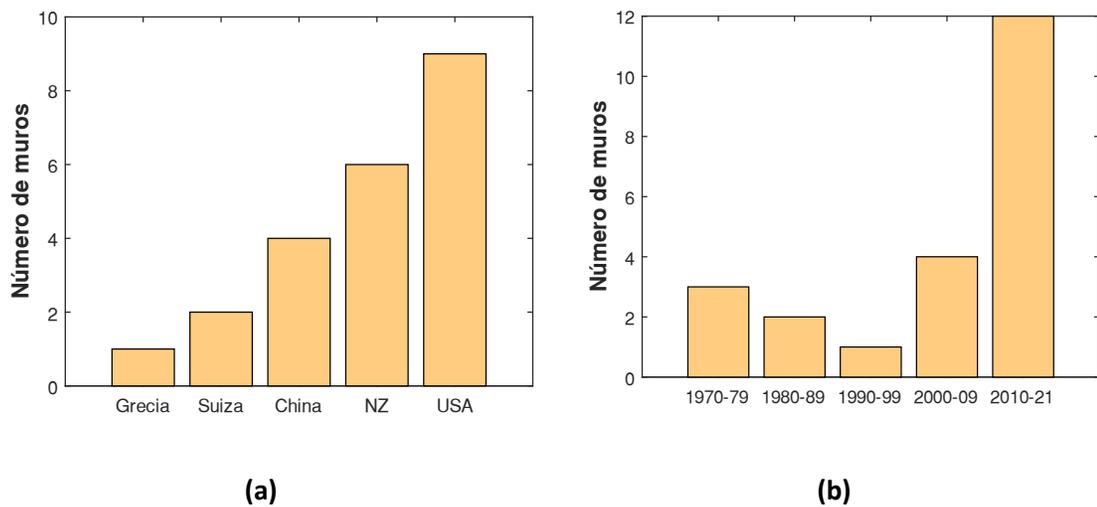
Tipos de inestabilidad lateral: **(a)** Pandeo de varillas; **(b)** Aplastamiento y desconche del hormigón; **(c)** Pandeo "puro" fuera de plano



Nota: De (izq.) a (der.), las imágenes corresponden al espécimen TW4 de Almeida et al. (2017), M-1.0-SH de Ho (2006) y RWL de Dashti et al. (2017b).

**Figura 45**

Cantidad de muros en base de datos: **(a)** por país; **(b)** por año



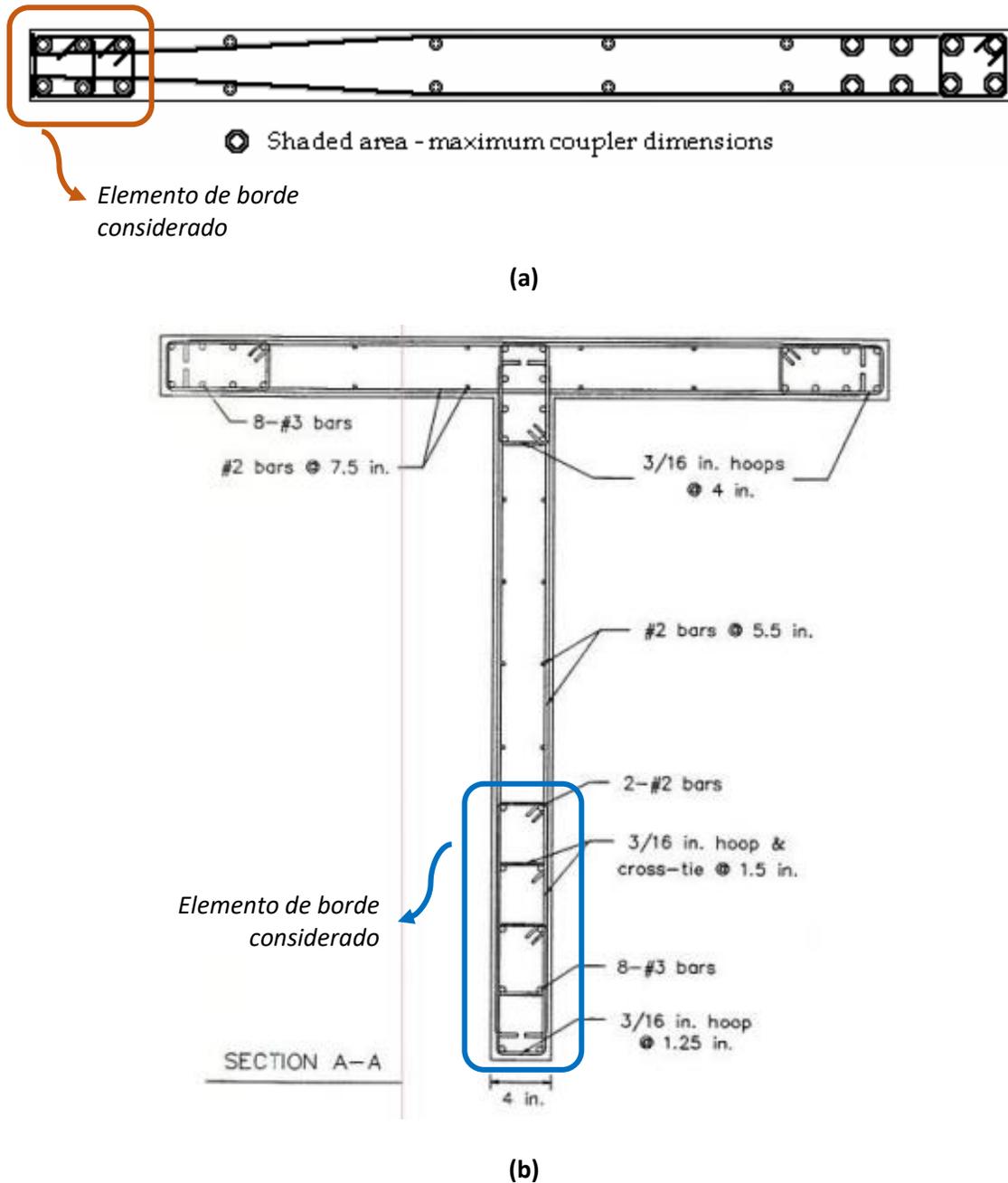
Dado que el modelo de predicción evaluado en esta investigación fue elaborado en base a los resultados experimentales y analíticos obtenidos en prismas representativos de los elementos de borde, todos los especímenes considerados dentro de la base de datos también cuentan con dicha concentración de acero en sus extremos. Por otro lado, únicamente se tomó en cuenta al extremo que presentó inestabilidad fuera del plano, por ejemplo, en la **Figura 46a**, correspondiente al muro RWC ensayado por Johnson (2010), se pueden identificar armados notoriamente distintos en cada uno de los elementos de borde, sin embargo, solo el extremo izquierdo desarrolló una falla por pandeo fuera de plano, por lo que, para fines de esta investigación, en caso de que se haga referencia a este muro en particular, en realidad se estaría acotando al extremo antes indicado. Algo similar ocurre con los muros tipo T, en los cuales se tienen elementos de borde tanto en el alma como en el ala del muro (ver **Figura 46b**), no obstante, tras evidenciarse que en este tipo de geometrías la inestabilidad lateral se presenta en el extremo del alma, la información alusiva a muros T, así como los datos empleados para el análisis correspondiente en los capítulos 4 y 5, están asociados a dicho elemento de borde.

En los siguientes apartados de este capítulo se presentan detalles y características adicionales de la información contenida en la base de datos (resumida en la **Tabla 4**). Por otra parte, cabe recalcar el rol fundamental que jugó la extensa base de datos compuesta por cerca de 1100 especímenes individuales y más de 260 programas experimentales que cubren una amplia gama de investigaciones con diversos enfoques desarrolladas alrededor del mundo ensamblada por Abdullah (2019); esto debido a que, tras realizar los filtros respectivos, su autor compartió valiosa información (concerniente al pandeo fuera de plano) con esta investigación, la cual significó una guía formidable a partir de la cual se pudo depurar e indagar más a profundidad en los parámetros de mayor interés. El aporte brindado por Abdullah (2019) se constituye como un verdadero baluarte para la comunidad puesto que al permitir filtrar,

modificar, añadir y/o exportar información, resulta de extrema valía para estudiantes, docentes, investigadores, profesionales inmersos en el diseño e interesados en general.

**Figura 46**

*Elementos de borde considerados en la base de datos: (a) muro rectangular; (b) muro tipo T*



*Nota:* De arriba hacia abajo, las imágenes corresponden al espécimen RWC de Johnson (2010) y TW2 de Thomsen IV & Wallace (1995)

Tabla 4

Base de datos resumida

INFORMACIÓN GENERAL			TIPO DE CARGA				GEOMETRÍA						ELEMENTO DE BORDE				
#	Programa experimental	Nombre de espécimen	$P$ (kN)	$ALR$ (%)	Protocolo de carga*	Forma**	$h_w$ (mm)	$l_w$ (mm)	$b_w$ (mm)	$L_l$ (mm)	$t_l$ (mm)	$l_{be}$ (mm)	$d_b$ (mm)	$f'_c$ (Mpa)	$f_y$ (Mpa)	$f_u$ (Mpa)	$\rho_{lbe}$ (%)
1	(Oesterle et al., 1976)	R2	0	0.00	Cíclica	Rect.	4470	1910	102	-	-	178	12.7	46.44	450	708	3.91
2	(Valleñas et al., 1979)	SW5	458	4.83	Monot.	Rect.	3085	2412	114	-	-	266	15.9	34.5	482	687	5.6
3	(Valleñas et al., 1979)	SW6	458	4.80	Cíclica	Rect.	3085	2412	114	-	-	266	15.9	34.7	482	687	5.6
4	(Goodsir, 1985)	W2-EB (Der.)	594	15.65	Cíclica	Rect.	2400	1500	100	-	-	226	12	25.3	450	692	4.79
5	(Goodsir, 1985)	W3-EB Alma	750	11.68	Cíclica	T	2400	1300	100	700	100	340	10	33.8	400	590	2.41
6	(Thomsen IV & Wallace, 1995)	TW2-EB Alma	729	7.35	Cíclica	T	3658	1219	102	1219	102	434	9.53	41.7	434	641	2.93
7	(Zhang & Wang, 2000)	SW8	784	35.00	Cíclica	Rect.	1750	700	100	-	-	100	12	32	432	520	4.13
8	(Ji, 2008)	SW-1	220	23.81	Cíclica	Rect.	2900	1000	60	-	-	114	12	15.4	365	502	9.42
9	(Su & Wong, 2007)	W2	668	49.94	Cíclica	Rect.	1515	400	80	-	-	64	8	41.8	428	568	3.4
10	(Su & Wong, 2007)	W3	685	49.90	Cíclica	Rect.	1515	400	80	-	-	64	8	42.9	428	568	3.4
11	(Johnson, 2010)	RMN-EB (Izq.)	0	0.00	Cíclica	Rect.	6400	2286	152	-	-	230	19.1	54.3	491	669	4.01
12	(Johnson, 2010)	RMC-EB (Izq.)	0	0.00	Cíclica	Rect.	6400	2286	152	-	-	230	19.1	51.7	491	669	4.01

INFORMACIÓN GENERAL			TIPO DE CARGA				GEOMETRÍA						ELEMENTO DE BORDE				
#	Programa experimental	Nombre de espécimen	$P$ (kN)	$ALR$ (%)	Protocolo de carga*	Forma**	$h_w$ (mm)	$l_w$ (mm)	$b_w$ (mm)	$L_l$ (mm)	$t_l$ (mm)	$l_{be}$ (mm)	$d_b$ (mm)	$f'_c$ (Mpa)	$f_y$ (Mpa)	$f_u$ (Mpa)	$\rho_{lbe}$ (%)
13	(Zygouris et al., 2013)	DCH-2	0	0.00	Cíclica	Rect.	1200	1060	150	-	-	238	12	43	600	726	1.51
14	(Villalobos et al., 2017)	WMCC (EB Sur)	890	9.05	Cíclica	Rect.	3658	1524	203	-	-	184	25.5	31.72	462	655	4.91
15	(Segura, 2017)	WP1-EB (Der.)	1201	9.65	Cíclica	Rect.	2134	2286	152	-	-	347	15.9	35.8	531	742	2.94
16	(Segura, 2017)	WP2-EB (Izq.)	1201	8.29	Cíclica	Rect.	2134	2286	152	-	-	341	15.9	41.7	531	742	2.94
17	(Almeida et al., 2017)	TW1-EB Alma	303	4.30	Cíclica	T	2000	2700	80	440	80	300	16	28.8	565	650	2.63
18	(Almeida et al., 2017)	TW4-EB Alma	253	3.31	Cíclica bidirec.	T	2000	2700	80	440	80	300	16	31.2	515	618	2.63
19	(Dashti et al., 2017b)	RML	438	6.29	Cíclica	Rect.	2000	1600	125	-	-	290	16	34.8	336	478	6.15
20	(Niroomandi et al., 2021)	SP1-Uni	438	4.63	Cíclica	Rect.	2200	1600	125	-	-	290	16	47.3	362	445	4.14
21	(Niroomandi et al., 2021)	SP1-Skew	438	4.35	Cíclica bidirec.	Rect.	2200	1600	125	-	-	290	16	50.4	362	445	4.14
22	(Niroomandi et al., 2021)	SP1-Clover	438	4.16	Cíclica bidirec.	Rect.	2200	1600	125	-	-	290	16	52.7	362	445	4.14

\* Protocolo de carga: Cíclica, monotónica y cíclica bidireccional

\*\* Forma: Rectangular y tipo T

Nota:  $P$  carga axial aplicada,  $ALR$  razón de carga axial (por sus siglas en inglés),  $h_w$ ,  $l_w$  y  $b_w$  altura, longitud y espesor del espécimen,  $L_l$  y  $t_l$  longitud y espesor del elemento tipo flange (sección fuera del plano) en muros T,  $l_{be}$  longitud del elemento de borde,  $d_b$  diámetro de varilla más grande,  $f'_c$  resistencia a la compresión del hormigón,  $f_y$  y  $f_u$  esfuerzos de fluencia y último del acero de refuerzo,  $\rho_{lbe}$  cuantía de refuerzo longitudinal en el elemento de borde.

### Tipos de ensayos y cargas consideradas

A pesar de que usualmente la mayor parte de especímenes son ensayados bajo una configuración de muro tipo cantiléver con una única carga aplicada en el extremo superior, en la **Figura 47a** se podrá verificar que, dentro de los 22 muros considerados, la mayor parte de ensayos fueron realizados bajo una disposición tipo panel (sometidos a una carga lateral, axial y momento). Además, también se registró la presencia de dos especímenes correspondientes a un mismo programa experimental —(Vallenas et al., 1979)— ensayados bajo la modalidad de muro cantiléver, pero sometido a varias cargas laterales; la configuración antes indicada ha dejado de ser empleada por investigadores contemporáneos al preferir la opción de sustituir dichas cargas por un actuador equivalente a lo alto del muro (Abdullah, 2019). Cada una de las configuraciones antes señaladas pueden ser repasadas en la **Figura 23** del Capítulo 2.

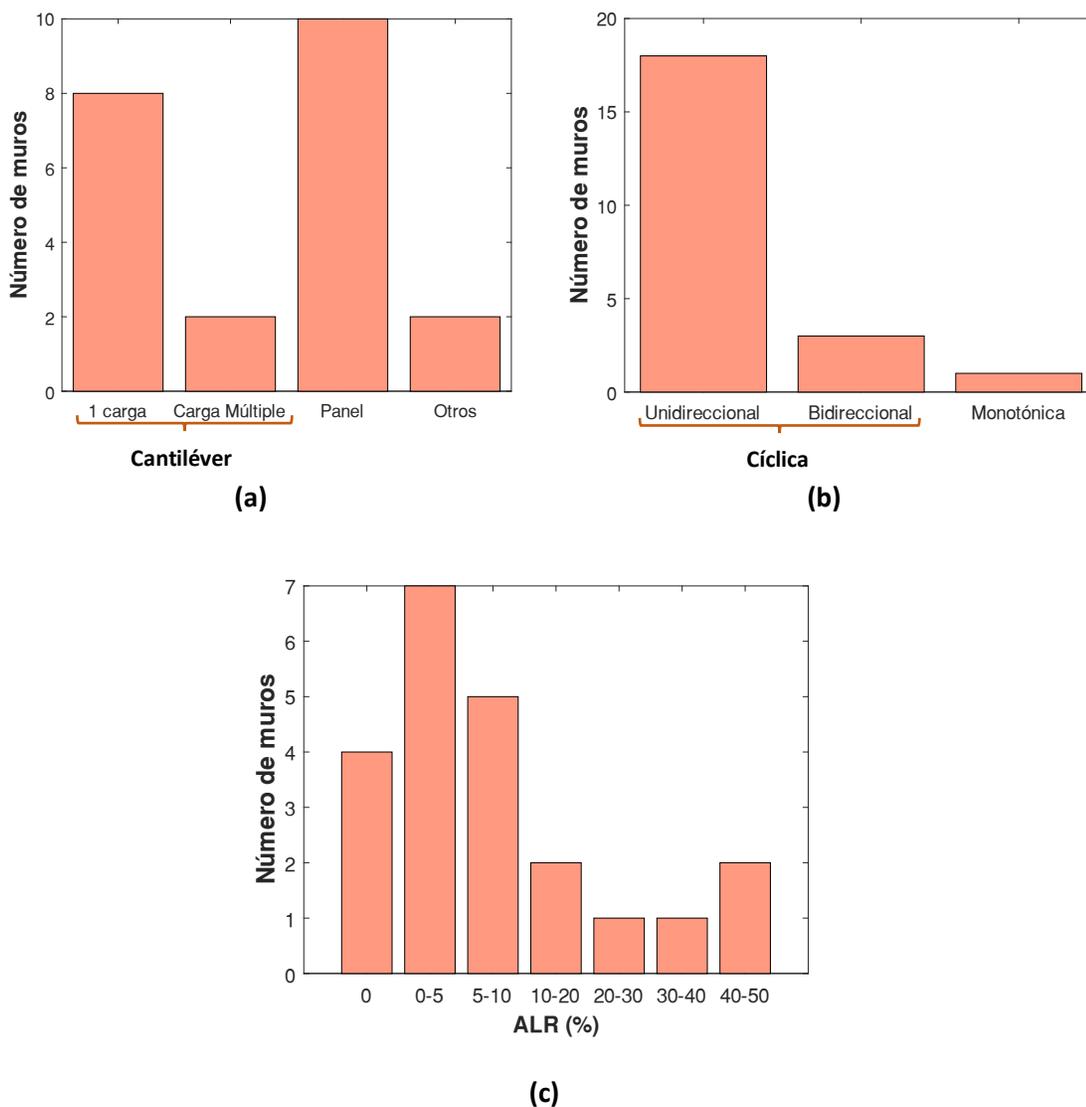
En cuanto al protocolo de carga, se evidenció una clara preponderancia del empleo de cargas cíclicas unidireccionales por sobre el uso de cargas monotónicas, relegadas a un solo espécimen ensayado por Vallenas et al. (1979). Esto no llama la atención mayormente debido a que la inestabilidad lateral justamente está asociada con la inversión de cargas producida por un sismo, la cual a su vez genera los ciclos de tensión-compresión que inducen al pandeo. Asimismo, solo en los programas experimentales de Dashti et al. (2017b) y Niroomandi et al. (2021) se consideró la aplicación de cargas cíclicas bidireccionales, lo cual da cuenta de la escasez de resultados bajo esta configuración (ver **Figura 47b**), que en gran medida podría estar ligada a las limitaciones presentes en los laboratorios.

Debido a los parámetros y características particulares de cada investigación, 4 de los 22 especímenes no fueron sometidos a carga axial (únicamente se empleó carga lateral). Por otra parte, en los ensayos en los que sí se consideró la presencia de esta carga, se registraron razones de carga axial (ALR por sus siglas en inglés) de entre 3.31 % y 49.94 %, aunque con una

notoria mayor presencia de  $ALR \leq 10\%$  (ver **Figura 47c**). La considerable variación entre los valores de ALR, como podrá intuirse, está relacionada con los diversos enfoques de los programas experimentales, dentro de los cuales se tienen determinadas investigaciones enfocadas en indagar específicamente en la influencia de altas cargas axiales.

**Figura 47**

*Cantidad de muros en base de datos: (a) Por configuración de ensayo; (b) Por tipo de carga; (c) Por razón de carga axial (ALR)*



### Geometría de las secciones

Como parte de las características inherentes al pandeo fuera de plano estudiado en este proyecto, se ha evidenciado que la geometría, y sobre todo las relaciones de aspecto, tienen una gran influencia en la aparición de este modo de falla. En ese contexto, dentro de la base de datos se identificó la presencia de dos tipos de secciones (tipo T y rectangulares), siendo este último tipo de sección la de mayor preferencia (ver **Figura 48a**).

Por otro lado, los espesores registrados en los especímenes varían entre 60 y 203 mm, siendo el límite superior un valor atípico, pues como podrá observarse en la **Figura 48b**, la mayor parte de los especímenes tienen espesores de hasta alrededor de 150 mm. En adición, al dividir la altura  $h_w$  de cada muro para la longitud  $l_w$  correspondiente, se obtienen relaciones  $h_w/l_w$  de entre 0.74 y 3.79 (ver **Figura 48c**). De acuerdo con Haro et al. (2019), esta relación juega un papel importante en la predicción del pandeo fuera de plano, pues el modelo se ajusta de mejor manera para valores de  $h_w/l_w \geq 2$  al sugerir muros especiales.

Finalmente, en la **Figura 48d** se presentan las relaciones de aspecto  $h_w/b_w$  resultantes de dividir la altura entre el espesor del espécimen en cuestión. De dicha gráfica se observa que los valores típicamente oscilan entre 14 y 24, sin embargo, también se cuenta con valores excepcionales tanto por debajo como por encima del rango antes indicado. Cabe mencionar que, en los 4 muros tipo T, el espesor del alma es el mismo que el de las alas. Además, se evidencia la diversidad de los objetivos de los programas experimentales (reflejados en los valores y amplios rangos de la **Figura 48**).

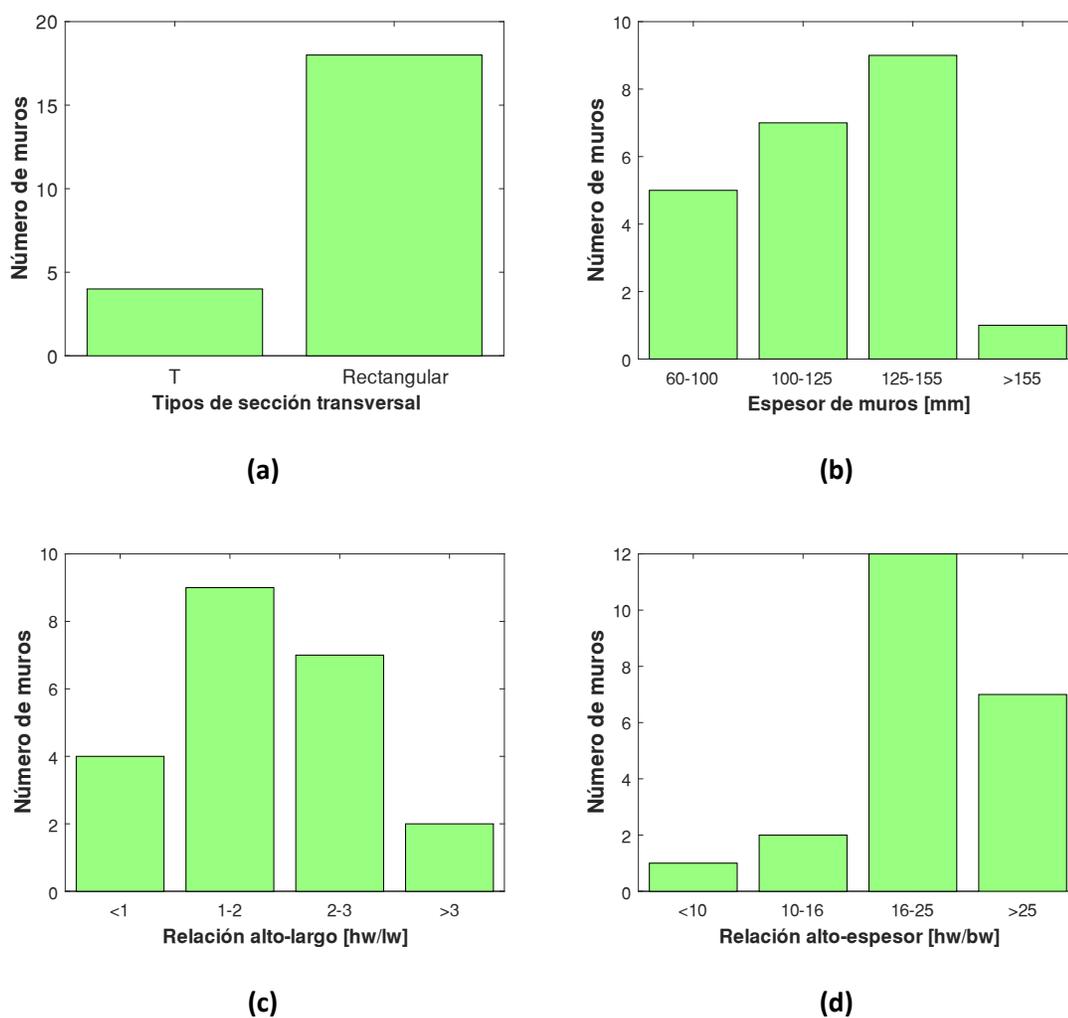
### Materiales

En este apartado se exponen las resistencias registradas, tanto en el hormigón como en el acero de refuerzo, por cada uno de los programas experimentales. Así, en la **Figura 49a** y en la **Figura 49b** se presentan los valores obtenidos experimentalmente y reportados por los autores

correspondientes previo al ensayo de cada espécimen, es decir, que no hacen referencia a los valores de diseño. Para el caso del hormigón, se observa una preferencia por resistencias a la compresión  $f'_c \geq 30 \text{ Mpa}$  que típicamente oscilan entre 30 y 50 Mpa, mientras que en las varillas de refuerzo se evidencia una tendencia por el uso de esfuerzos de fluencia que fluctúan entre  $400 \leq f_y \leq 500$ . Los esfuerzos  $f_y$  corresponden a las varillas presentes en los elementos de borde, que generalmente difieren de las que se encuentran en el alma del muro.

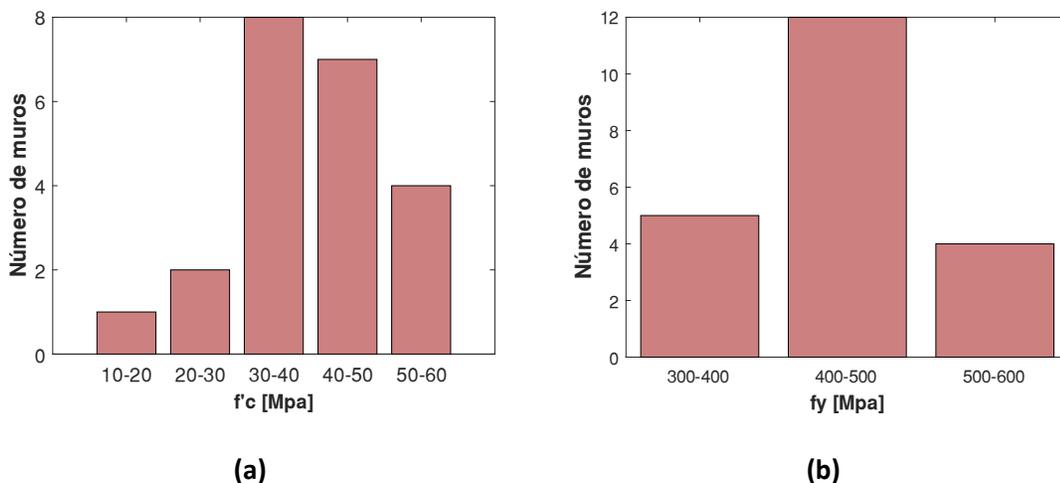
**Figura 48**

*Características geométricas de especímenes: (a) Secciones transversales; (b) Espesor de muros; (c) Relación alto-largo; (d) Relación alto-espesor*



**Figura 49**

Propiedades de materiales: **(a)** Hormigón; **(b)** Acero de refuerzo



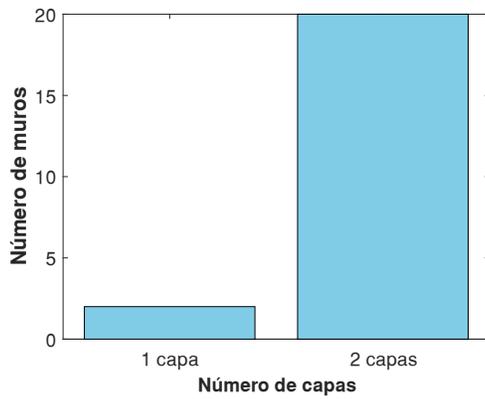
### Armado de los muros

Como se ha venido señalando hasta el momento, la zona con mayor susceptibilidad a sufrir pandeo fuera de plano está constituida por los elementos de borde, de ahí que en lo referente al alma (tramo central de los muros), únicamente se traiga a colación el número de capas existentes en la **Figura 50a**, si las varillas longitudinales se encuentran por fuera del refuerzo transversal (externas) o por dentro del mismo (internas) en la **Figura 50b** y el espaciamiento entre las varillas longitudinales que fluctúa entre 58 y 457 mm (ver **Figura 50c**), generando cuantías que van de 0.15 a 1.22%. Además, se recuerda que todos los especímenes considerados cuentan con zonas de mayor armado en sus extremos y que, salvo los muros TW1 y TW4, armados con una sola capa de refuerzo y ensayados por Almeida et al. (2017), también poseen zonas confinadas en cada uno de los elementos de borde (EB).

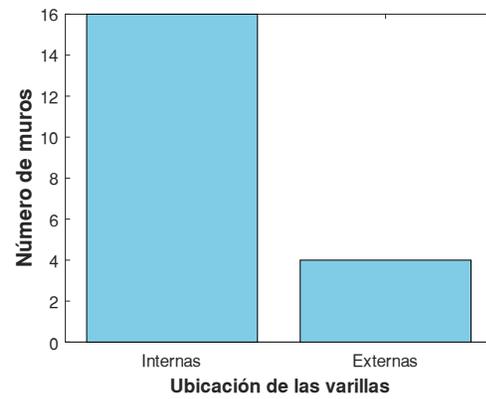
En lo que concierne a dichos elementos extremos, se registraron cuantías longitudinales que oscilan entre 1.51% y valores tan altos como 9.42%. El número de varillas empleadas varía entre 4 y 12 unidades, mientras que los diámetros máximos de las mismas (dato empleado en el modelo de predicción) se encuentran entre 8 y 25.5 mm (ver **Figura 50d-f**).

Figura 50

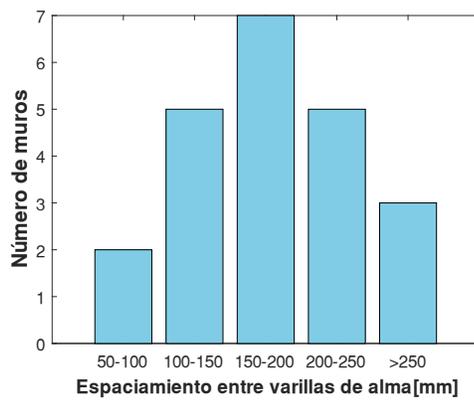
*Características de armado de los especímenes*



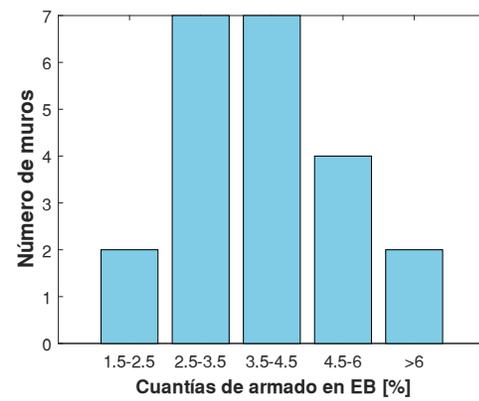
(a)



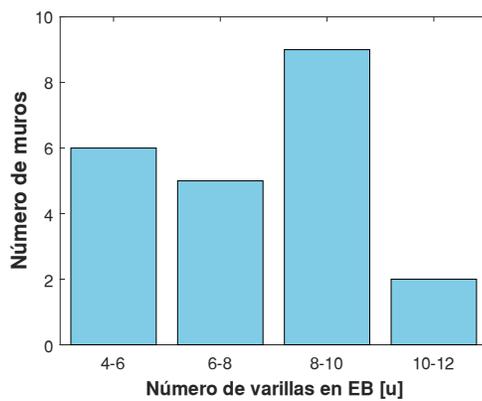
(b)



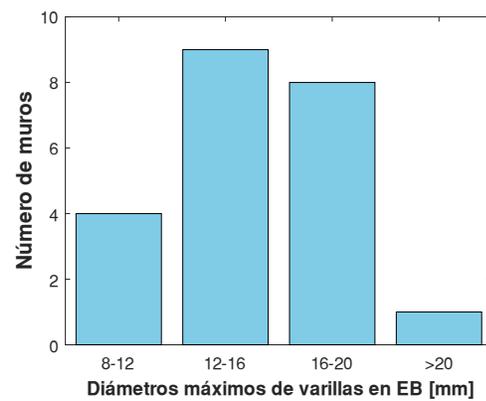
(c)



(d)



(e)



(f)

### Descripción de importantes hallazgos en la información recolectada

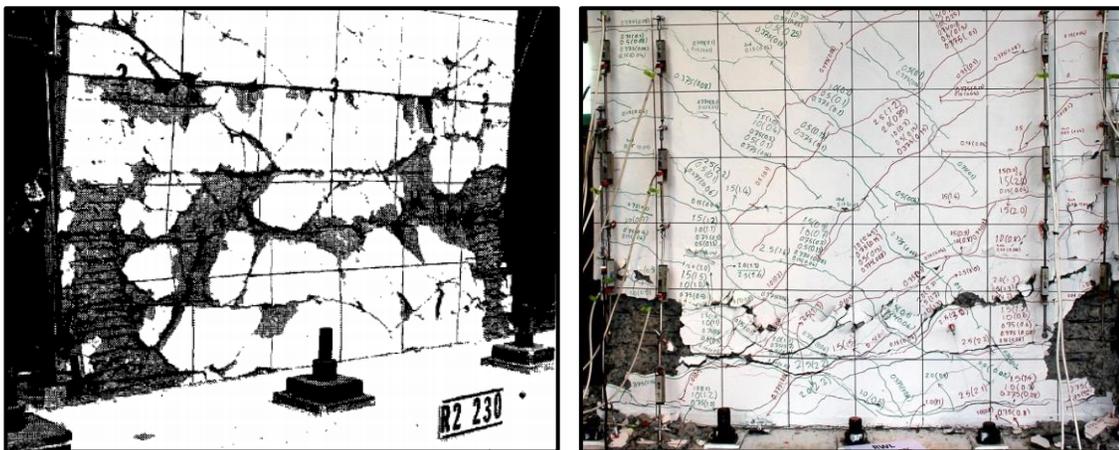
En primer lugar, destaca el gran avance tecnológico alcanzado con el pasar de los años, el cual ha hecho posible que se lleven a cabo análisis más detallados y precisos por parte de cada uno de los programas experimentales, que a su vez desencadenan en resultados más didácticos y explicativos para los lectores e investigadores subsecuentes. Así, a pesar de contar con la misma rigurosidad en los procesos de experimentación, en el programa más antiguo registrado en la base de datos, (Oesterle et al., 1976), resulta complicado observar con claridad los estados de daño presentados (ver **Figura 51a**), mientras que en un programa más reciente, (Dashti et al., 2017b), se torna mucho más sencilla la tarea antes mencionada (ver **Figura 51b**), agilizando los procesos de abstracción de las enseñanzas y lecciones pertinentes.

Tal es así que en la investigación contemporánea de Almeida et al. (2017), por ejemplo, se contó con imágenes y vídeos de alta resolución y, por primera vez, con la instrumentación de sensores a lo largo de toda la sección del muro ensayado, permitiendo generar perfiles de deformaciones 3D (ver **Figura 52**) que, sin lugar a dudas, además de hacer posible ahondar en la evolución y el comportamiento presentado por el muro en cuestión, abren un nuevo espectro de posibilidades para los investigadores y miembros de comités encargados de las normativas y regulaciones de diseño en general al contar con un mayor número y calidad de información.

Por otra parte, todos los programas experimentales que elaboraron una reseña alusiva a la inestabilidad lateral presentada en sus especímenes ensayados, coinciden en la importancia que tienen las deformaciones unitarias axiales en tensión como principal detonante de la ocurrencia del pandeo fuera de plano, razón por la cual se ha visto con buenos ojos a los modelos fenomenológicos propuestos que se encuentran basados en este criterio. Sin embargo, no se descarta la posibilidad de que se puedan empezar a proponer modelos basados en el ancho de las grietas generadas o en los desplazamientos fuera del plano *per se*.

**Figura 51**

Especímenes al final del ensayo: **(a)** Programa más antiguo (1976); **(b)** Programa reciente (2017)

**(a)****(b)**

*Nota:* De (izq.) a (der.), las imágenes corresponden al espécimen R2 de Oesterle et al. (1976) y RWL de Dashti et al. (2017b).

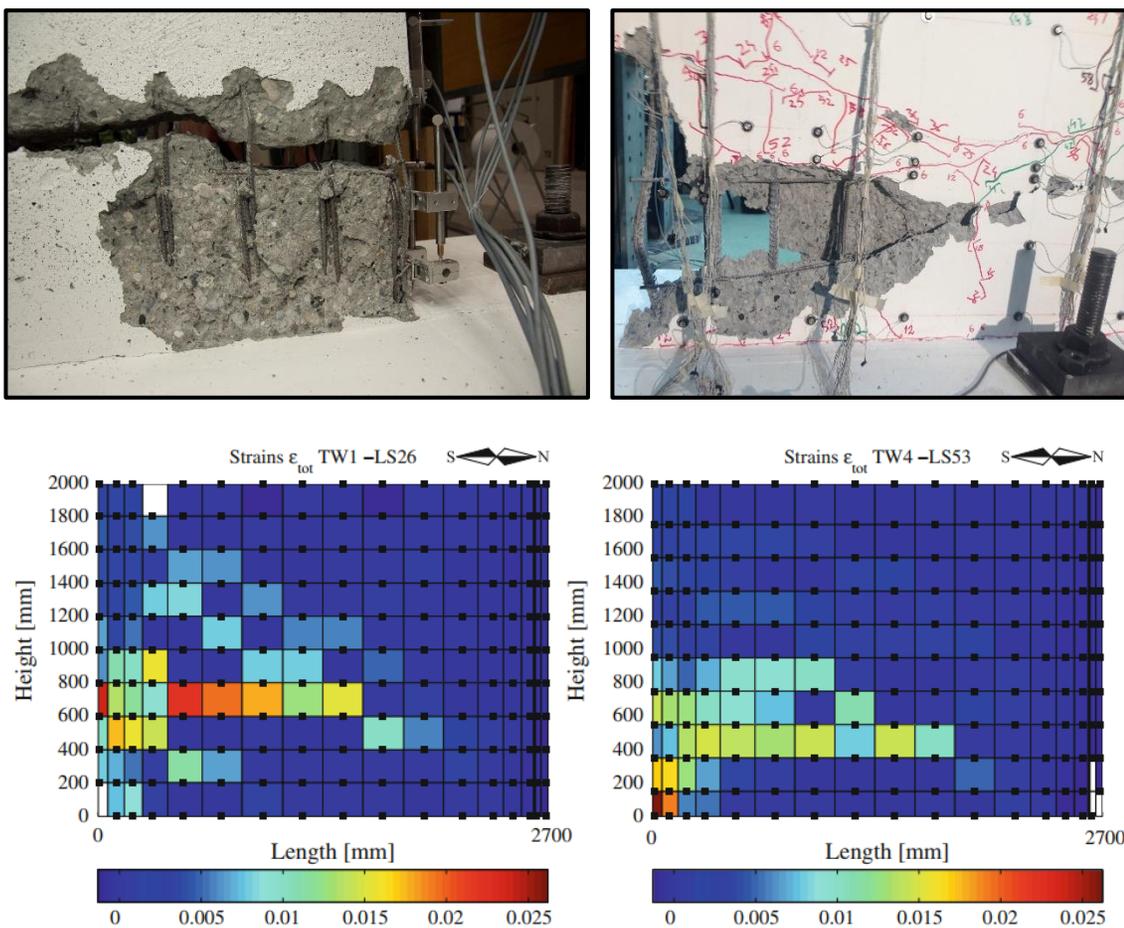
En muros con geometrías tipo T se evidencia una clara susceptibilidad al pandeo fuera de plano por parte del elemento de borde presente en el extremo libre del alma del muro; por el contrario, en el extremo opuesto, que tiene con una sección de muro que hace las veces de flange (alas), se cuenta con una mayor rigidez que evita en gran medida la ocurrencia de esta falla en ese extremo (ver **Figura 46b**). Adicionalmente, varios autores que han incursionado en el ensayo de especímenes bajo cargas cíclicas bidireccionales, tanto en muros estructurales como en prismas representativos (Haro et al., 2018; Niroomandi et al., 2021; Rosso et al., 2015), coinciden en que la aplicación de cargas fuera del plano no tiene un impacto significativo en la aparición del modo de falla estudiado en este proyecto de investigación.

La longitud de la zona plástica, como se verá en el siguiente capítulo, tiene un papel preponderante en el análisis de los modelos de predicción; es por ello que se acota que diversos programas de investigación han hecho hincapié en que considerar a la longitud involucrada en el

pandeo como equivalente a la longitud plástica, criterio sugerido por Paulay & Priestley (1993) y Chai & Elayer (1999), es un error puesto que se estaría subestimando dicha distancia. Dentro de ese contexto, publicaciones más recientes, tras las observaciones experimentales del caso, sugieren valores más altos y acertados como el 75% de  $h_s$ , siendo  $h_s$  la altura libre del muro (Rosso et al., 2015) o  $h_s/\sqrt{3}$  (Haro et al., 2019), que será el criterio seleccionado dentro de esta investigación al corresponder a la longitud propuesta por el modelo en evaluación.

**Figura 52**

*Mejoras visuales y experimentales en investigaciones contemporáneas*

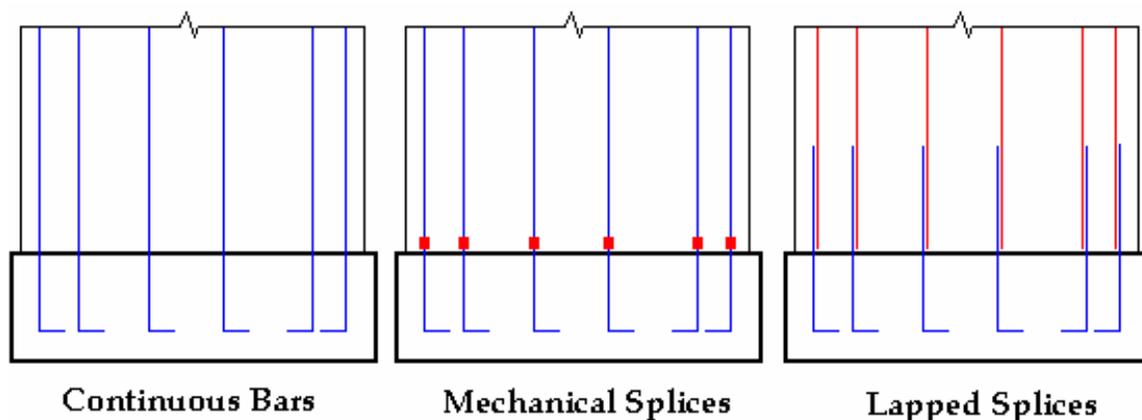


*Nota:* Las imágenes corresponden a las etapas experimental y analíticas llevadas a cabo por los programas investigativos de Almeida et al. (2017) y Rosso et al. (2015)

También resulta interesante mencionar las conclusiones obtenidas por parte de las investigaciones de Johnson (2010) y Villalobos et al. (2017), quienes después de ensayar muros estructurales con y sin traslapes en la zona inferior del muro (ver **Figura 53**), coinciden en que aquellos muros sin traslapes tienden a presentar pandeo fuera del plano, mientras que los muros con traslapes indican un comportamiento de pandeo local, en donde el pandeo y fractura de las varillas de refuerzo es el principal comportamiento evidenciado. En cuanto a la capacidad de deriva, esta se ve reducida en un 60% en aquellos muros que poseen traslapes (Villalobos et al., 2017). Para finalizar, a partir de los ensayos considerados en la base de datos, se ha podido constatar que, para dos muros exactamente iguales (sometidos a distintas cargas axiales) las probabilidades de sufrir pandeo fuera de plano se ven reducidas frente a una mayor carga axial, lo cual de cierta forma también es señalado por Rosso et al. (2015).

### Figura 53

*Tipos de traslapes empleados en el programa experimental de Johnson (2010)*



*Nota:* La imagen corresponde a la Figura 3.1 de la tesis de Johnson (2010)

Tras presentar las características generales de la base de datos y de los especímenes que la conforman, haciendo énfasis en la geometría, relaciones de aspecto y particularidades de los materiales (sobre todo del acero de refuerzo), en el siguiente capítulo se indicará la precisión del modelo en análisis al compararlo con la información aquí expuesta.

## Capítulo IV

### Evaluación del modelo fenomenológico analizado

#### Resultados en ensayos experimentales

Como se pudo observar en el capítulo anterior, prácticamente todos los programas experimentales considerados dentro de la base de datos tienen como fin principal el estudio de un modo de falla distinto a la inestabilidad lateral generada por pandeo fuera de plano. Por consiguiente, como podrá intuirse, no en todos los programas se reportaron las deformaciones unitarias a tensión (consideradas como el principal detonante de la falla antes señalada), por lo cual es necesario calcularlas analíticamente, en función de los resultados experimentales, con miras a compararlas con las deformaciones unitarias predichas por el modelo de análisis.

#### *Proceso de cálculo de las deformaciones unitarias experimentales*

Para poder calcular las deformaciones unitarias experimentales se empleó la filosofía y ecuaciones alusivas al diseño basado en desplazamientos. El procedimiento de cálculo utilizado toma en consideración a criterios y relaciones de ductilidad (característica imprescindible en la búsqueda de una respuesta inelástica eficiente por parte de una estructura frente a sismos severos) puesto que previene la ocurrencia de fallas frágiles. En ese contexto, la Ec. (31) propuesta por Paulay & Priestley (1992), y posteriormente redefinida en Haro et al. (2019) al enfocarse enteramente en MEHA, Ec. (32), resulta de gran utilidad ya que establece una relación cinemática entre la ductilidad de curvatura,  $\mu_\phi$ , y la ductilidad de desplazamiento,  $\mu_\Delta$ .

$$\mu_\phi = 1 + \frac{(\mu_\Delta - 1)}{3(L_p/l)[1 - 0.5(L_p/l)]} \quad (31)$$

$$\mu_\phi = 1 + \frac{(\mu_\Delta - 1) \left(1.5 - \frac{h_e}{2h_w}\right)}{3 \left(\frac{L_p}{h_e}\right) \left[1 - \frac{L_p - 2L_{sp}}{2h_e}\right]} \quad (32)$$

En las ecuaciones antes presentadas, y particularmente en la Ec. (32) que será la empleada en esta investigación por tener mayor relación con los MEHA,  $h_w$  corresponde a la altura total del muro,  $h_e$  es la altura efectiva del muro (asumida como el 75% de  $h_w$ ) y  $L_{sp}$  es la longitud de penetración de las deformaciones unitarias en el miembro adyacente. En adición, la variable  $L_p$  hace referencia a la longitud de la rótula plástica, parámetro que suele causar división de opiniones entre las distintas fuentes, pero que acogiéndose a la recomendación propuesta por Priestley et al. (2007), la cual está orientada específicamente a MEHA y se presenta en la Ec. (33), se ha tomado como referencia para esta investigación (ver **Figura 54**).

$$L_p = k \cdot h_e + 0.1 \cdot l_w + L_{sp} \geq 2L_{sp} \quad (33)$$

En la Ec. (33),  $k = 0.2(f_u/f_y - 1) \leq 0.08$  y  $L_{sp} = 0.022 f_{ye} d_{bl}$ , en donde  $f_{ye}$  es el esfuerzo de fluencia esperado en el acero longitudinal (el cual podría ser estimado como  $1.1f_y$  en caso de no contar con los valores experimentales),  $f_u/f_y$  es la razón entre el esfuerzo último y de fluencia del acero de refuerzo longitudinal mientras que  $d_{bl}$  corresponde al diámetro de la varilla más grande ubicada en el elemento de borde del muro en cuestión.

Adicionalmente, es necesario definir a la curvatura de fluencia, la misma que de acuerdo con Priestley et al. (2007) puede ser calculada según la Ec. (34) en muros rectangulares, donde  $\varepsilon_y = f_y/E_s$ , es decir, la razón entre el esfuerzo de fluencia y el módulo de elasticidad de las varillas de refuerzo, mientras que  $l_w$  corresponde a la longitud total del muro evaluado. Además, resulta pertinente mencionar al análisis momento-curvatura, mediante el cual fue posible llevar a cabo los cálculos respectivos y cuya explicación detallada escapa del alcance de esta investigación, pero que se torna imprescindible para deducir las ecuaciones presentadas, las cuales son de vital importancia en el cálculo de las deformaciones unitarias experimentales.

$$\varphi_y = \frac{2\varepsilon_y}{l_w} \quad (34)$$

Así, en la **Figura 55** se presentan los gráficos de deformación de una columna de puente, cuya esquematización y posterior análisis, asumiendo ciertas simplificaciones, permiten deducir la Ec. (35) correspondiente al desplazamiento dúctil, la Ec. (36) alusiva al desplazamiento plástico y la Ec. (37) referente a la rotación máxima permisible,  $\theta_p$ , en la rótula plástica de la base del muro. En la última ecuación indicada,  $\theta_c$  es la deriva máxima para el estado límite considerado, mientras que  $\theta_{yn} = \varepsilon_y (h_w + L_{sp})/l_w$  es la deriva dúctil.

$$\Delta_y = \varphi_y (h_w + L_{sp})^2 / 3 \quad (35)$$

$$\Delta_p = \theta_p h_w \quad (36)$$

$$\theta_p = \theta_c - \theta_{yn} \quad (37)$$

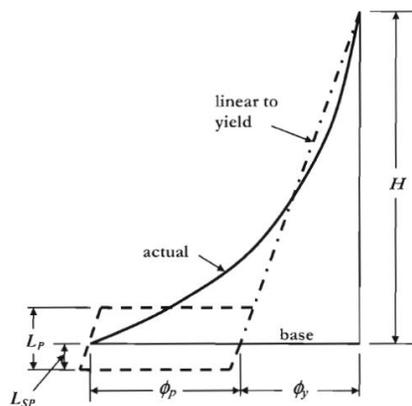
Finalmente, las ecuaciones y variables expuestas hasta el momento permiten calcular la ductilidad de desplazamiento,  $\mu_\Delta$ , mediante la Ec. (38). Con ello se tienen definidos a todos los parámetros necesarios para computar, de acuerdo con la Ec. (39), la deformación unitaria a tensión experimentada, en la cual  $ALR = P_u / (A_g \cdot f'_c)$  corresponde a la razón de carga axial.

$$\mu_\Delta = 1 + \Delta_p / \Delta_y \quad (38)$$

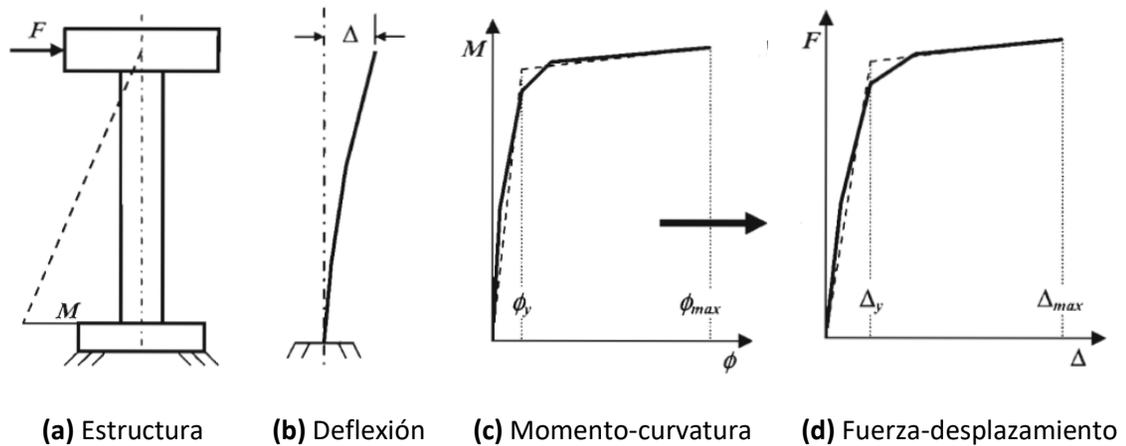
$$\epsilon_{sm} = (1.95 - 3.60ALR) \cdot \epsilon_y \cdot \mu_\varphi \quad (39)$$

**Figura 54**

*Idealización de la distribución de la curvatura*



*Nota:* Imagen tomada de (Priestley et al., 2007)

**Figura 55***Deformación lateral en una pila de puente*

*Nota:* Imágenes tomadas de Priestley et al. (2007)

### **Ejemplo de cálculo de las deformaciones unitarias experimentales**

Con miras a ejemplificar el procedimiento antes descrito, en la **Tabla 5** se traen a colación los valores característicos del espécimen SW-1 ensayado por Ji (2008) (ver **Figura 56a**). Cabe señalar que dentro del proceso de cálculo, es imprescindible contar con el valor de la deriva máxima para el estado límite considerado,  $\theta_c$ , el cual se ha considerado como la deriva bajo la cual el muro ensayado empieza a experimentar desplazamientos evidentes/inestabilidad fuera del plano (ver **Figura 56b**), es decir, que no hace referencia a la deriva frente a la cual se produce la falla del elemento (ver **Figura 56c**), que en ocasiones puede llegar a ser considerablemente mayor. En el capítulo siguiente, el cual está enteramente vinculado a los estados de daño identificados, se ahondará más en este aspecto.

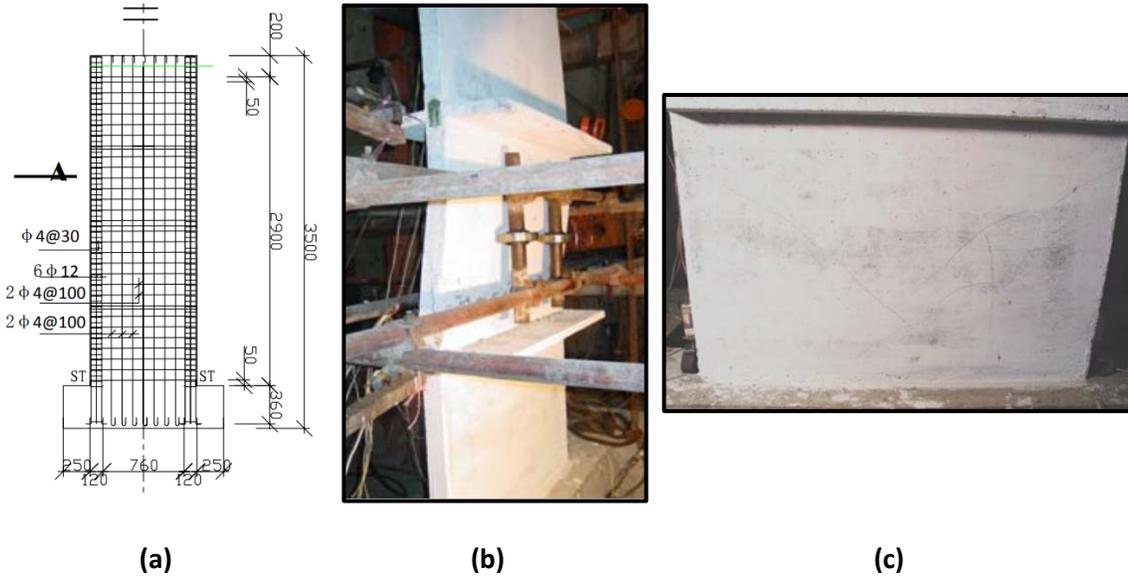
**Tabla 5**

*Características geométricas y de materiales del espécimen SW-1 de Ji (2008)*

$ALR$ (%)	$h_w$ (mm)	$h_s$ (mm)	$l_w$ (mm)	$b_w$ (mm)	$f'_c$ (Mpa)	$f_y$ (Mpa)	$f_u$ (Mpa)	$E_s$ (Mpa)	$d_{bl}$ (mm)	$\rho_{lbe}$ (%)	$\theta_c$ (%)
23.81	2900	1500	1000	60	15.4	365	502	200,000	12	9.42	0.70

**Figura 56**

Espécimen SW-1 de Ji (2008): **(a)** Configuración geométrica; **(b)** Inestabilidad lateral fuera de plano; **(c)** Estado de daño final



Nota: Imágenes tomadas de Ji (2008)

A continuación, se presenta el cómputo paso a paso de las deformaciones unitarias experimentales del espécimen SW-1 antes indicado a través de las Ec. (32)-(39).

### 1. Longitud de la rótula plástica

Factor  $k$  para la longitud de la rótula plástica:

$$k = 0.2(f_u/f_y - 1) \leq 0.08 = 0.2(502/365 - 1) = \mathbf{0.075} \leq \mathbf{0.08} \rightarrow Ok!$$

Longitud de penetración de las deformaciones unitarias:

$$L_{sp} = 0.022 f_{ye} d_{bl} = 0.022 \cdot 365 \cdot 0.012 = \mathbf{0.096 \text{ m}}$$

Longitud de la rótula plástica:

$$L_p = k \cdot h_e + 0.1 \cdot l_w + L_{sp} \geq 2L_{sp}$$

$$L_p = 0.075 \cdot (0.75 \cdot 2.9) + 0.1 \cdot 1.0 + 0.096 \geq 2 \cdot 0.096 = \mathbf{0.359} \geq \mathbf{0.193} \rightarrow Ok!$$

$$\mathbf{L_p = 0.359 \text{ m}}$$

**2. Deformación unitaria de fluencia**

$$\varepsilon_y = f_y/E_s = 365/200,000 = \mathbf{0.001825 \text{ m/m}}$$

**3. Curvatura de ductilidad**

$$\varphi_y = 2\varepsilon_y/l_w = 2 \cdot 0.001825/1.0 = \mathbf{0.00365 /m}$$

**4. Desplazamiento dúctil en el techo**

$$\Delta_y = \varphi_y (h_w + L_{sp})^2 / 3 = 0.00365 \cdot (2.9 + 0.096)^2 / 3 = \mathbf{0.0109 \text{ m}}$$

**5. Deriva dúctil de techo**

$$\theta_{yn} = \varepsilon_y (h_w + L_{sp}) / l_w = 0.001825 \cdot (2.9 + 0.096) / 1.0 = \mathbf{0.00547 \text{ rad}}$$

**6. Rotación plástica**

$$\theta_p = \theta_c - \theta_{yn} = 0.0070 - 0.00547 = \mathbf{0.00153 \text{ rad}}$$

**7. Desplazamiento plástico en el techo**

$$\Delta_p = \theta_p h_w = 0.00153 \cdot 2.9 = \mathbf{0.00437 \text{ m}}$$

**8. Factor de ductilidad de desplazamiento**

$$\mu_\Delta = 1 + \Delta_p / \Delta_y = 1 + 0.00437 / 0.0109 = \mathbf{1.401}$$

**9. Factor de ductilidad de curvatura**

$$\mu_\varphi = 1 + \frac{(\mu_\Delta - 1) \left(1.5 - \frac{h_e}{2h_w}\right)}{3 \left(\frac{L_p}{h_e}\right) \left[1 - \frac{L_p - 2L_{sp}}{2h_e}\right]}$$

$$\mu_\varphi = 1 + \frac{(1.401 - 1) \left(1.5 - \frac{0.75 \cdot 2.9}{2 \cdot 2.9}\right)}{3 \left(\frac{0.359}{0.75 \cdot 2.9}\right) \left[1 - \frac{0.359 - 2 \cdot 0.096}{2 \cdot (0.75 \cdot 2.9)}\right]} = \mathbf{1.947}$$

**10. Deformación unitaria a tensión (de demanda)**

$$\varepsilon_{sm} = (1.95 - 3.60ALR) \cdot \varepsilon_y \cdot \mu_\varphi$$

$$\varepsilon_{sm} = (1.95 - 3.60 \cdot 0.2381) \cdot 0.001825 \cdot 1.947 = \mathbf{0.0039}$$

El proceso empleado y descrito en este apartado fue automatizado mediante un código de MATLAB que toma los datos contenidos en la base de datos para calcular las deformaciones unitarias a tensión experimentadas por aquellos programas investigativos que no reportaron dichas deformaciones de forma directa. En otras palabras, si el programa experimental en cuestión presenta las deformaciones unitarias del muro analizado (para el estado de daño de interés antes explicado) se consideró a dicho valor por encima del valor sugerido por el proceso de cálculo, al considerarlo más preciso. Para el lector interesado, en el **Anexo 3** se adjunta el código fuente que, tras ingresar los datos del espécimen en estudio, permite calcular las deformaciones unitarias en tensión de acuerdo con los criterios considerados y aquí expuestos.

### **Resultados de la predicción del modelo**

Dado que el modelo propuesto por Haro et al. (2019) depende principalmente de la geometría y propiedades de los materiales que conforman al muro en análisis, la **Tabla 4** se constituye como el principal referente previo a proceder con los cálculos respectivos. En los siguientes párrafos se recordarán las ecuaciones alusivas al modelo y, con el objetivo de comparar los resultados obtenidos, se desarrollará un ejemplo de cálculo de las deformaciones unitarias predichas tomando como base al mismo espécimen empleado en el apartado anterior.

### **Proceso de cálculo de las deformaciones unitarias predichas**

En primer lugar, es necesario calcular la deformación crítica propuesta por Paulay & Priestley (1993) a través de la Ec. (40), donde  $m = \rho_{lbe} f_y / f'_c$ . Después, se obtiene la deformación unitaria mediante la Ec. (41) donde  $L_o = h_s / \sqrt{3}$  y  $h_s$  es la altura libre del muro. Las ecuaciones fueron presentadas en el Capítulo 2, pero se colocan nuevamente por practicidad.

$$\xi \leq \xi_{cr} = 0.5 \left( 1 + 2.35m - \sqrt{5.53m^2 + 4.70m} \right) \leq 0.5 \quad (40)$$

$$\varepsilon_{sm} \leq \frac{24}{5} \left( \frac{b_w}{L_o} \right)^2 \xi_{cr} + \frac{5}{9} \left[ -2.4 + 160 \left( \frac{b_w}{L_o} \right)^2 - 1.9 \cdot \ln(\rho_{lbe}) \right] \varepsilon_y \quad (41)$$

### Ejemplo de cálculo de las deformaciones unitarias predichas

Tomando como punto de partida a la **Tabla 5**, es decir, al espécimen SW-1 ensayado por Ji (2008), en las siguientes líneas se ejemplifica el cálculo de las deformaciones unitarias concernientes al modelo de predicción en análisis (Haro et al., 2019), el cual indica una buena convergencia respecto a las deformaciones unitarias experimentales calculadas (ver **Tabla 6**). Adicionalmente, en forma similar a las deformaciones unitarias experimentales, se desarrolló un código en MATLAB que hace posible el cálculo de las deformaciones unitarias predichas de forma más ágil; dicho aporte también se presenta en el **Anexo 3** para el lector interesado.

#### 1. Criterio de estabilidad

*Razón de refuerzo mecánico:*

$$m = \rho_{lbe} \cdot (f_y / f'c) = 0.0942 \cdot (365 / 15.4) = \mathbf{2.233}$$

*Deformación crítica:*

$$\xi_{cr} = 0.5 \left( 1 + 2.35 \cdot 2.233 - \sqrt{5.53 \cdot 2.233^2 + 4.70 \cdot 2.233} \right) = \mathbf{0.039} \leq \mathbf{0.5} \rightarrow \text{Ok!}$$

#### 2. Longitud de pandeo esperada

$$L_o = h_s / \sqrt{3} = 1.5 / \sqrt{3} = \mathbf{0.866 \text{ m}}$$

#### 3. Deformación unitaria a tensión predicha por el modelo (de capacidad)

$$\varepsilon_{sm} \leq \frac{24}{5} \left( \frac{0.06}{0.866} \right)^2 \cdot 0.039 + \frac{5}{9} \left[ -2.4 + 160 \left( \frac{0.06}{0.866} \right)^2 - 1.9 \cdot \ln(0.0942) \right] \cdot 0.001825$$

$$\varepsilon_{sm} = \mathbf{0.0038}$$

**Tabla 6**

*Comparación de deformaciones unitarias en espécimen SW-1 de Ji (2008)*

Especimen	Programa experimental	$\varepsilon_{sm}$ experimental	$\varepsilon_{sm}$ modelo	Razón $\varepsilon_{sm-exp.} / \varepsilon_{sm-mod.}$
SW-1	(Ji, 2008)	0.0039	0.0038	1.03

### **Comparación de resultados analíticos y de predicción**

En el Capítulo 3 se presentaron las características generales de los especímenes que conforman la base de datos ensamblada, mientras que en los primeros incisos del presente capítulo fueron expuestos los procesos de cálculo empleados para obtener las deformaciones unitarias, tanto experimentales como las predichas por el modelo de Haro et al. (2019). También se realizó un ejemplo detallado de cálculo aplicado a uno de los especímenes considerados dentro de la base de datos, el cual se torna de suma importancia puesto que se siguió el mismo procedimiento con cada uno de los muros expuestos en la **Tabla 4**. Así, este apartado se enfoca principalmente en los resultados obtenidos a raíz de comparar las deformaciones unitarias experimentales con las deformaciones unitarias de predicción.

### ***MEHA y prismas representativos con una sola capa de refuerzo***

Si bien en la **Tabla 4** se cuenta con 22 especímenes que aluden a ensayos en MEHA, únicamente dos de ellos poseen un armado longitudinal compuesto por una sola capa de refuerzo, por lo que se creyó conveniente realizar un análisis especial para dichos muros; esto debido a que el menor espesor característico en estos especímenes los vuelven más susceptibles a incurrir en una inestabilidad lateral por pandeo fuera de plano, a la vez que el desarrollo de la falla obedece a un patrón ligeramente distinto al de MEHA convencionales (armados con dos capas de refuerzo) que se ha venido discutiendo hasta el momento. Además, si se toma en cuenta que el modelo en análisis fue desarrollado en base a prismas representativos de los elementos de borde de MEHA con dos capas de refuerzo, resulta evidente la necesidad de conocer su validez y/o precisión al extrapolarlo a muros con una sola capa.

Los dos muros antes señalados obedecen a los especímenes TW1 y TW4 ensayados por Almeida et al. (2017), cuya configuración y estados de daño característicos se muestran en la **Figura 57**, mientras que sus características geométricas fueron indicadas en las filas 17 y 18 de la

**Tabla 4.** Al tratarse de un programa reciente enteramente enfocado en la inestabilidad lateral, las deformaciones unitarias a tensión experimentadas por ambos muros fueron reportadas de forma directa por el autor. De esta manera, en la **Tabla 7** se presenta la relación existente entre las deformaciones experimentales y predichas para ambos muros, en la cual se observa una subestimación de las deformaciones unitarias requeridas para que se desarrolle la falla por pandeo fuera de plano en el caso de TW1 y una sobrestimación de estas para el caso de TW2. La diferencia entre ambos especímenes podría deberse a los distintos patrones de carga empleados (carga exclusivamente dentro del plano en TW1 y bidireccional en TW2).

**Tabla 7**

*Comparación de deformaciones unitarias en MEHA con una capa de refuerzo*

Espécimen	Programa experimental	$\epsilon_{sm}$ experimental	$\epsilon_{sm}$ modelo	Razón $\epsilon_{sm-exp.} / \epsilon_{sm-mod.}$
TW1	(Almeida et al., 2017)	0.013	0.0110	1.18
TW4		0.009	0.0106	0.85

Si bien en la **Tabla 7** se evidencia una relativamente buena convergencia, como podrá intuirse, dos muros no son lo suficientemente representativos como para poder abstraer observaciones y/o conclusiones relevantes, por lo que en aras de indagar más a fondo en la validez del modelo de Haro et al. (2019) al ser aplicado a elementos estructurales armados con una sola capa de refuerzo, se consideró también a los prismas representativos de los elementos de borde de MEHA armados con dicha configuración y ensayados por Rosso et al. (2018) como complemento al programa experimental iniciado por Almeida et al. (2017).

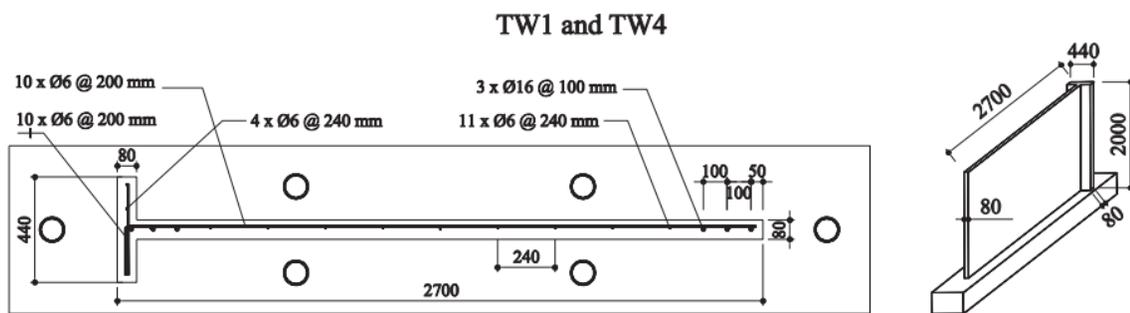
Dichos prismas representativos implican 12 columnas de hormigón armado (TC01-TC12) sometidas a ciclos de carga de tensión-compresión cuyos espesores, cuantías de armado y excentricidades de la varilla longitudinal varían con el objetivo de conocer las características y

parámetros influyentes en el desarrollo de la falla. En la **Figura 58** se presenta la configuración y comportamiento de uno de los prismas, mientras que en la **Tabla 8** se indican las deformaciones experimentales obtenidas en 11 de ellos (el prisma faltante no arrojó valores consistentes debido a una mala elección en la fase de diseño, por lo cual no es tomado en cuenta).

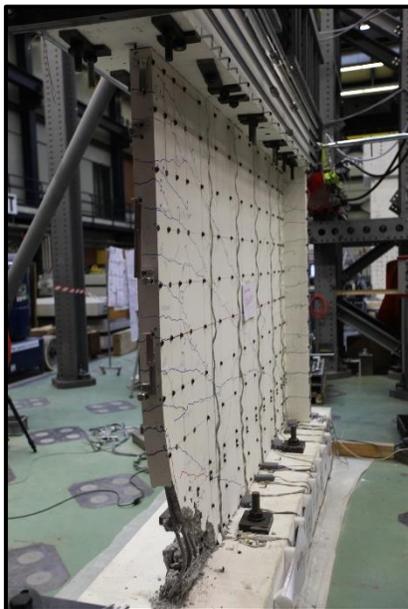
**Figura 57**

*MEHA con una capa de refuerzo: (a) Configuración geométrica; (b) Inestabilidad lateral en TW1;*

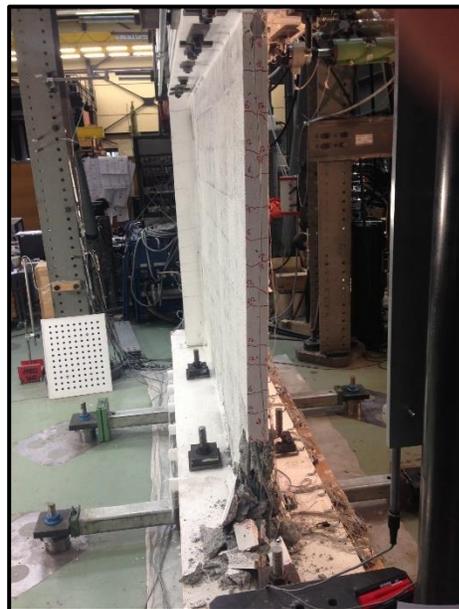
*(c) Estado de daño final en TW4*



(a)



(b)

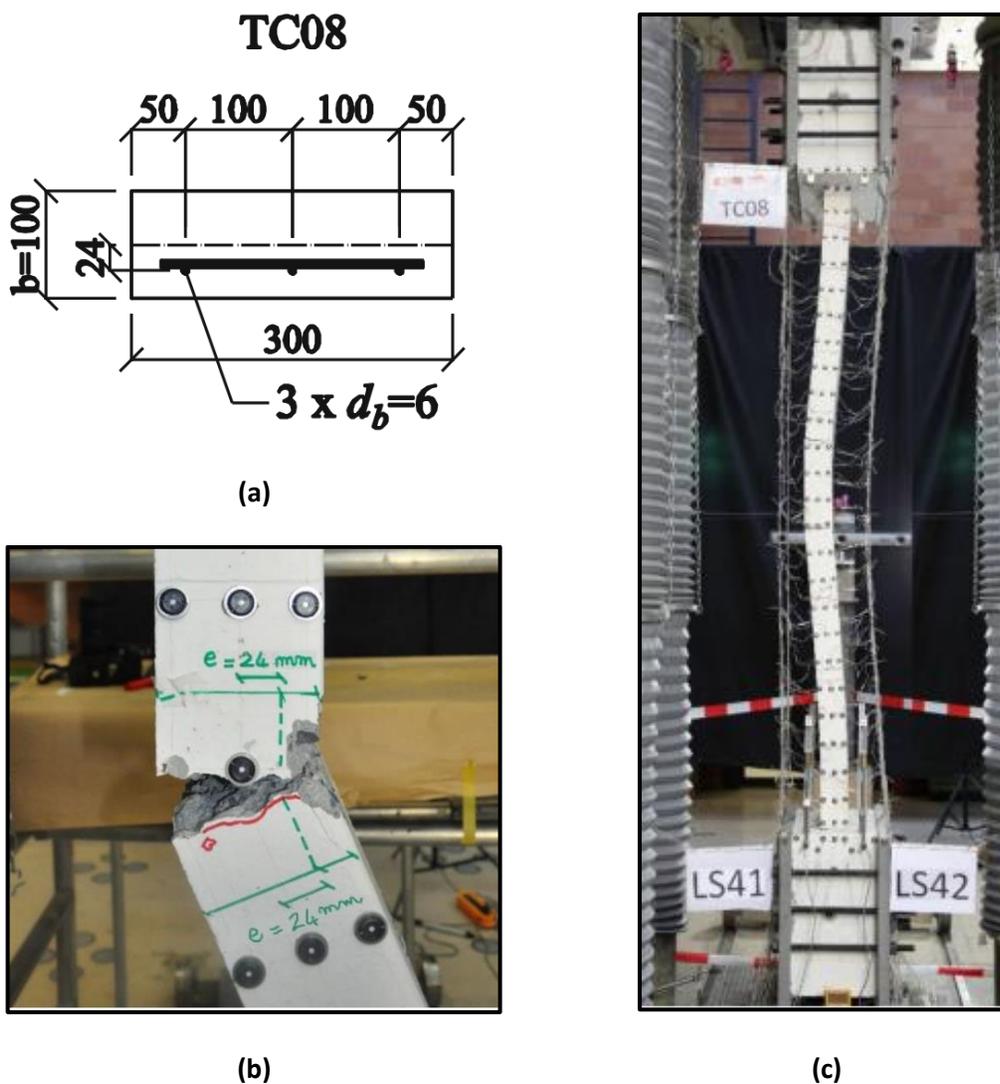


(c)

*Nota: Imágenes tomadas de Almeida et al. (2017)*

Figura 58

Prisma representativo TC08: (a) Configuración geométrica; (b) Detalle grieta después de la falla; (c) Máximo desplazamiento estable



*Nota:* Imágenes tomadas de Rosso et al. (2018)

En la **Tabla 8** no solo se presentan las deformaciones experimentales reportadas por Rosso et al. (2018) y las predichas por el modelo de Haro et al. (2019), sino también las deformaciones predichas por dos modelos adicionales: (i) Paulay & Priestley (1993) de acuerdo con la Ec. (1) presentada en el Capítulo 2 y (ii) Parra (2015) según la Ec. (42), la cual surge a partir de la combinación del criterio de estabilidad de Paulay & Priestley (1993), la curvatura

sinusoidal asumida por Chai & Elayer (1999) y considerar que el desplazamiento máximo ocurre bajo una deformación unitaria residual de  $\varepsilon_{sm} = 0.05$ , donde  $k \cdot l$  obedece a la altura efectiva involucrada en el fenómeno de pandeo, es decir, que el valor de  $k$  está supeditado a las condiciones de borde. En las siguientes líneas se discute la precisión y validez del modelo en análisis al ser comparado con los otros dos modelos considerados.

$$\varepsilon_{cr} = \pi^2 \beta \left( \frac{b_w}{k \cdot l} \right)^2 \xi_{oop,cr} + 0.005 \quad (42)$$

**Tabla 8**

*Comparación de deformaciones unitarias en prismas representativos con una capa de refuerzo*

Prisma	Experimental $\varepsilon_{sm-exp.}$ (%)	Predicciones (%)			Comparación (%)		
		$\varepsilon_{sm-P\&P}$	$\varepsilon_{sm-Pa.}$	$\varepsilon_{sm-Ha.}$	$exp./P\&P$	$exp./Pa.$	$exp./Ha.$
TC01	0.750-0.875	0.503	1.121	1.727	1.49-1.74	0.67-0.78	0.43-0.51
TC02	0.500	0.202	0.749	0.876	2.48	0.67	0.57
TC03	1.000-1.125	0.603	1.244	1.617	1.66-1.87	0.80-0.90	0.62-0.70
TC04	1.000-1.125	0.896	1.605	2.185	1.12-1.26	0.62-0.70	0.46-0.51
TC05	1.000	0.589	1.226	1.684	1.70	0.82	0.59
TC06	0.750-0.875	0.281	0.947	0.987	2.67-3.11	0.89-1.03	0.76-0.89
TC08	1.250-1.375	0.834	1.528	2.129	1.50-1.65	0.82-0.90	0.59-0.65
TC09	0.750-0.875	0.430	1.030	1.179	1.74-2.03	0.73-0.85	0.64-0.74
TC10	0.625-0.750	0.434	1.035	1.183	1.44-1.73	0.60-0.72	0.53-0.63
TC11	0.625-0.750	0.434	1.035	1.183	1.44-1.73	0.60-0.72	0.53-0.63
TC12	0.500-1.000	0.439	1.041	1.187	1.14-2.28	0.48-0.96	0.42-0.84
<b>Promedio</b>					<b>1.67-1.81</b>	<b>0.70-0.75</b>	<b>0.59-0.66</b>

$\varepsilon_{sm-exp.}$  rango de deformaciones unitarias experimentales reportadas por Rosso et al. (2018)

$\varepsilon_{sm-P\&P}$  deformaciones unitarias predichas por el modelo de Paulay & Priestley (1993) con  $L_o = 0.5h_s$

$\varepsilon_{sm-Pa.}$  deformaciones unitarias predichas por el modelo de Parra (2015) con  $k = 0.5$

$\varepsilon_{sm-Ha.}$  deformaciones unitarias predichas por el modelo de Haro et al. (2019)

*Nota:* La tabla con las deformaciones predichas por los dos modelos adicionales fue extraída de

Rosso et al. (2018). Modificada y adaptada por el autor.

El modelo de Paulay & Priestley (1993) arroja resultados conservadores al subestimar las deformaciones unitarias, mientras que el de Parra (2015), por el contrario, las sobreestima. En esa misma línea, y de forma más notoria, se encuentra el modelo de Haro et al. (2019), lo cual no sorprende en demasía debido a que este último está llamado a ser menos conservador que sus predecesores. Como se observa, las razones existentes entre las deformaciones experimentales y predichas por los tres modelos considerados no sugieren valores del todo acertados debido a que su fundamento se encuentra relacionado con la experimentación y/o análisis de muros con dos capas de refuerzo, desencadenando en que no se ajusten de la mejor manera.

Así, se puede evidenciar que los MEHA con una sola capa de refuerzo no deberían ser verificados con los modelos fenomenológicos hasta ahora presentados, pues se tienen marcadas diferencias con respecto a los muros convencionales, entre las que destacan las dos siguientes: **(i)** adoptan el criterio de estabilidad propuesto por Paulay & Priestley (1993), el cual fue desarrollado en base a un equilibrio idealizado a la hora de experimentar desplazamientos máximos fuera del plano que no ocurre en muros con una cortina de refuerzo, y **(ii)** consideran que el acero a compresión alcanza valores muy cercanos a la deformación unitaria de fluencia, mientras que en los muros con una sola capa se producen desplazamientos máximos fuera del plano bajo pequeños esfuerzos de compresión, lo cual genera que los modelos sobrestimen las deformaciones unitarias correspondientes (Rosso et al., 2015, 2018). El lector interesado en conocer más a fondo el comportamiento y prevención/predicción de la inestabilidad lateral en muros con una cortina de refuerzo puede referirse a fuentes contemporáneas enfocadas directamente en el tema como Rosso (2018) o Rosso et al. (2020).

### **MEHA con dos capas de refuerzo**

En este apartado se analizará la predicción de las deformaciones unitarias concernientes a los 20 especímenes restantes de la **Tabla 4**, los cuales cuentan con un armado más convencional distribuido en dos capas de refuerzo. En primer lugar, tras haber empleado el proceso de cálculo descrito en secciones anteriores, se identificó una escasa convergencia en los muros con secciones T (ver **Tabla 9**).

Este comportamiento obedece a dos causas principales a saber: **(i)** tanto el modelo en análisis como el procedimiento de cálculo de las deformaciones unitarias experimentales fueron planteados bajo premisas alusivas a muros rectangulares, las cuales no constituyen una fiel representación del comportamiento de muros T; **(ii)** el proceso de cálculo asumido para obtener las deformaciones unitarias experimentales podría no acoplarse del todo bien a ensayos experimentales, pues al considerar la deformación unitaria reportada directamente por Thomsen IV & Wallace (1995) para el espécimen TW2 (expuesta en la **Tabla 9**), se identificó una notoria diferencia con respecto a la sugerida por el proceso de cálculo (el cual tiende a sobrestimarla). Lo anterior justamente pudo haber generado un mejor, aunque falaz resultado para el caso del espécimen W3 ensayado por Goodsir (1985), en donde no se contaba con la deformación unitaria reportada de forma directa por el autor, por lo cual se comparó a la deformación predicha por el modelo con aquella sugerida por el proceso de cálculo fundado en las ecuaciones del diseño basado en desplazamientos explicado al inicio de este capítulo.

**Tabla 9**

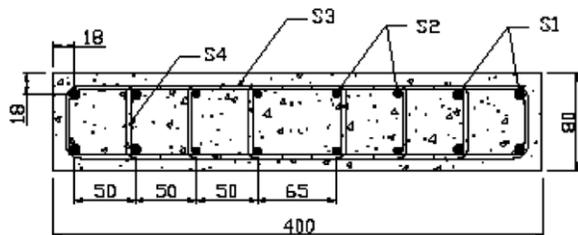
*Comparación de deformaciones unitarias en MEHA con sección tipo T*

<b>Especímen</b>	<b>Programa experimental</b>	$\epsilon_{sm}$ <b>experimental</b>	$\epsilon_{sm}$ <b>modelo</b>	<b>Razón</b> $\epsilon_{sm-exp.} / \epsilon_{sm-mod.}$
W3	(Goodsir, 1985)	0.0512	0.0317	1.62
TW2	(Thomsen IV & Wallace, 1995)	0.022	0.0074	2.96

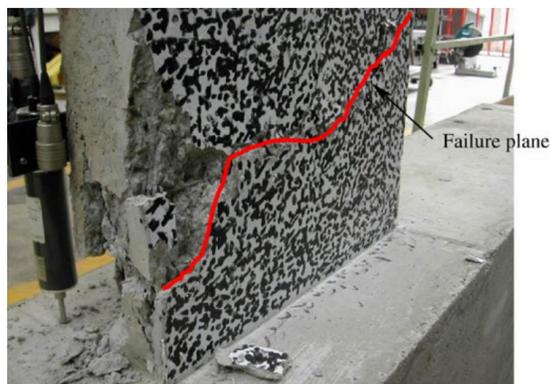
De forma similar, se evidenció un comportamiento poco satisfactorio para el caso de especímenes con dimensiones pequeñas, relaciones de aspecto no alineadas con los propósitos de esta investigación y con características particulares que distorsionan los resultados. Así, en los muros W2 y W3 ensayados por Su & Wong (2007) (ver **Figura 59**) se identificaron los casos más extremos de no convergencia, pues dichos muros tienen una dimensión longitudinal  $l_w$  de apenas 400 mm (más semejante al de una columna) y una altura libre  $h_s$  de 1.515 m. En otras palabras, dadas las dimensiones de los muros, el proceso de cálculo propuesto no constituye una alternativa válida, razón por la cual genera razones inverosímiles (ver **Tabla 10**).

**Figura 59**

*MEHA ensayados por Su & Wong (2007): (a) Configuración geométrica; (b) Estado final de W2; (c) Estado final de W3*



(a)



(b)



(c)

*Nota:* Las imágenes corresponden a la experimentación de Su & Wong (2007)

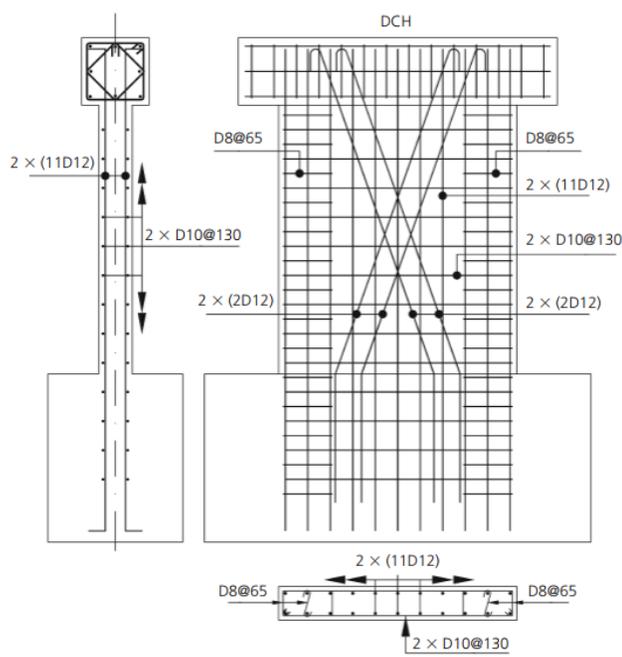
Por otra parte, el espécimen DCH-2 ensayado por Zygouris et al. (2013) alude a un muro pequeño con una relación de aspecto  $h_w/l_w = 1.13$ , la cual se encuentra por debajo del valor sugerido, tanto por el ACI 318-19 como requisito para ser considerado un muro especial, como por la autora del modelo en análisis (ambas fuentes sugieren una relación  $h_w/l_w > 2$ ). Además, este espécimen cuenta con varillas diagonales colocadas como parte del armado (ver **Figura 60**), las cuales escapan de la cotidianeidad y de las consideraciones tomadas en cuenta durante el desarrollo del modelo. Si a ello se le agrega el hecho de que este programa experimental tampoco reportó las deformaciones unitarias experimentales, como podrá intuirse, al comparar con las deformaciones de predicción también se obtuvieron resultados no adecuados.

### Figura 60

*Especimen ensayado por Zygouris et al. (2013): (a) Configuración de ensayo; (b) Configuración de armado*



(a)



(b)

*Nota:* Las imágenes fueron tomadas de Zygouris et al. (2013)

Finalmente, el espécimen W-MC-C ensayado por Villalobos et al. (2017) cuenta con varillas de 25.5 mm de diámetro nominal en su elemento de borde, lo cual es completamente atípico en MEHA convencionales y, como producto de dicha característica, se estima que, aunque no de forma tan radical como en los casos anteriores, el proceso de cálculo y las predicciones del modelo arrojan valores poco consistentes.

Se hizo especial mención a estos seis especímenes (incluyendo a los muros tipo T) debido a que, por sus características particulares, se podía dar cabida a conclusiones erróneas, por lo cual fueron descartados para el análisis final. Por consiguiente, tras separar a los muros antes señalados y a los dos armados con una sola capa de refuerzo, en los siguientes párrafos se contará únicamente con 14 especímenes en evaluación. Las deformaciones unitarias experimentales y predichas concernientes a los cuatro muros con inconsistencias y/o poca convergencia indicados en párrafos anteriores se presentan en la **Tabla 10**.

**Tabla 10**

*Comparación de deformaciones unitarias en MEHA inconsistentes con sección rectangular*

Especímen	Programa experimental	$\epsilon_{sm}$ experimental	$\epsilon_{sm}$ modelo	Razón $\epsilon_{sm-exp.} / \epsilon_{sm-mod.}$
W2	(Su & Wong, 2007)	0.0007	0.0124	0.05
W3		0.0007	0.0125	0.05
DCH-2	(Zygouris et al., 2013)	0.0305	0.0649	0.47
W-MC-C	(Villalobos et al., 2017)	0.0245	0.0104	2.34

En la **Figura 61**, por otro lado, se puede observar la gráfica de dispersión de razones para los 14 especímenes restantes, los cuales se han considerado como los más representativos para la investigación en curso. En ella, al igual que en las tablas de comparación presentadas hasta el momento, se entiende por subestimados/conservadores (o falsos positivos) a los

valores mayores a 1 y por sobrestimados (o falsos negativos) a las razones menores a 1. De esta manera, se puede evidenciar que a pesar de que el modelo también arroje valores por debajo de 1 (sobrestimación de deformaciones), principalmente se obtuvieron resultados conservadores (mayores a 1). Adicionalmente, dado que hasta ahora se ha sugerido que el modelo de Haro et al. (2019) es menos conservador que sus semejantes, se consideró prudente llevar a cabo, en forma similar a lo realizado con los prismas representativos armados con una capa de refuerzo, una comparación con dos modelos adicionales.

Si se trae a colación los valores obtenidos en la **Tabla 8**, así como observaciones realizadas por investigaciones anteriores (Herrick & Kowalsky, 2017; Rosso et al., 2015) en las que se ha identificado que el modelo de Paulay & Priestley (1993) es mucho menos preciso si se lo compara, por ejemplo, con la propuesta de Chai & Elayer (1999), se puede entender por qué se ha considerado a este último por encima de su predecesor para efectos de comparación. Además, considerando que el modelo de Parra (2015), el cual fue revisado brevemente en un apartado anterior, no considera explícitamente un parámetro de suma importancia vinculado al comportamiento histerético del acero de refuerzo (Haro et al., 2019; Sarango & Haro, 2018), también fue descartado, optando más bien por la propuesta reciente de Sarango (2019).

La alternativa de predicción elaborada por Sarango (2019) se constituye como una mejora y adaptación al modelo de Haro et al. (2019), en la que se puso gran interés en el espesor y recubrimiento del muro analizado, llegando a concluir que mientras menor sea el recubrimiento (y por ende mayor el núcleo), el espécimen en cuestión tendrá una mayor capacidad de deformación previo a incurrir en una falla por pandeo fuera de plano. Así, tras realizar un análisis paramétrico en 120 especímenes, se propuso la Ec. (43), la misma que cuenta con una estructura similar a la Ec. (41) formulada previamente por Haro et al. (2019), pero con distintos coeficientes y la inclusión de la variable *rec* alusiva al recubrimiento del espécimen.

$$\varepsilon_{sm} \leq \frac{24}{5} \left( \frac{b_w}{L_o} \right)^2 \xi_{cr} + \left[ -1.56 + 124 \left( \frac{b_w - rec}{L_o} \right)^2 - 1.12 \cdot \ln(\rho_{lbe}) \right] \varepsilon_y \quad (43)$$

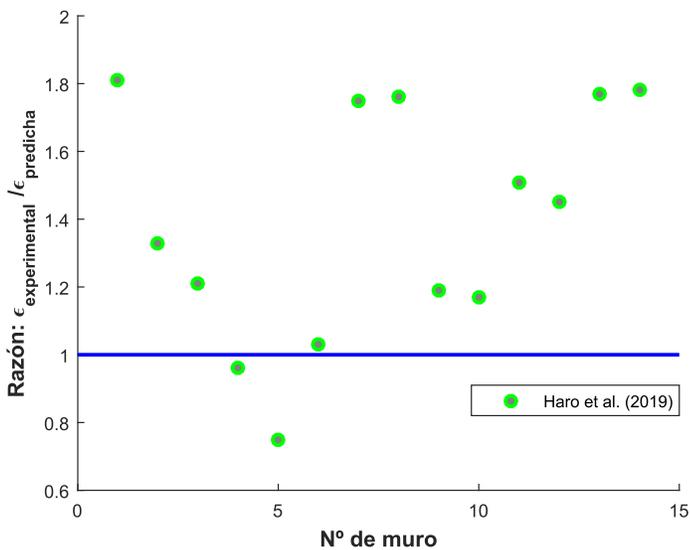
En la **Figura 62** se podrá visualizar una nueva gráfica de dispersión en la que se han incorporado las razones resultantes de cada uno de los tres modelos a los que se ha hecho referencia (Chai & Elayer, 1999; Haro et al., 2019; Sarango, 2019). De ella, se puede deducir que los valores predichos por los modelos de Haro et al. (2019) y Sarango (2019) son muy similares, lo cual resulta bastante lógico si se considera que tienen fundamentos teóricos idénticos. Sin embargo, como podrá verificarse en la **Tabla 11**, la modificación realizada por Sarango (2019) alcanza un mejor promedio general, es decir, que resulta más precisa, posicionándose así como una verdadera mejora para su modelo base.

En cuanto al modelo de Chai & Elayer (1999), se observa que, como era de esperarse, reporta razones más dispares (y sobrestimadas) que los otros dos modelos. No obstante, se debe tener en cuenta que los cálculos pertinentes a este modelo en particular fueron realizados considerando a la longitud involucrada en el pandeo,  $L_o$ , como equivalente a la longitud plástica  $L_p$ , es decir, acogiendo la recomendación emitida inicialmente por Paulay & Priestley (1993). Esto resulta de mucho interés puesto que hasta el momento se podría catalogar a la alternativa propuesta por Sarango (2019) como la más efectiva en lo que a modelos fenomenológicos revisados en este proyecto de investigación se refiere, sin embargo, tras adoptar un criterio distinto en cuanto a la susodicha longitud  $L_o$ , el panorama evidenciado cambia sustancialmente.

Así, como se ha venido mencionando en reiteradas ocasiones, diversos autores coinciden en que asumir a  $L_o = L_p$  no es adecuado, puesto que se la estaría subestimando en demasía. A partir de esa premisa, surgió la inquietud de conocer la precisión de Chai & Elayer (1999) al ser evaluado bajo las mismas condiciones, es decir, asignándole una longitud de pandeo  $L_o = h_s/\sqrt{3}$ , tal como se propone en el modelo de análisis y en su alternativa de mejora.

Figura 61

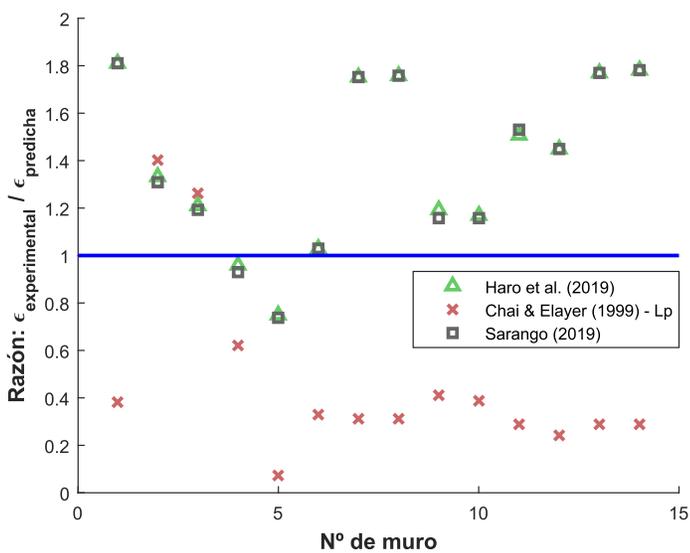
Dispersión de razones respecto al modelo en análisis



Nota: El "Nº de muro" en el eje X hace referencia a la numeración establecida en la **Tabla 11**

Figura 62

Dispersión de razones respecto a tres modelos de predicción (inicial)



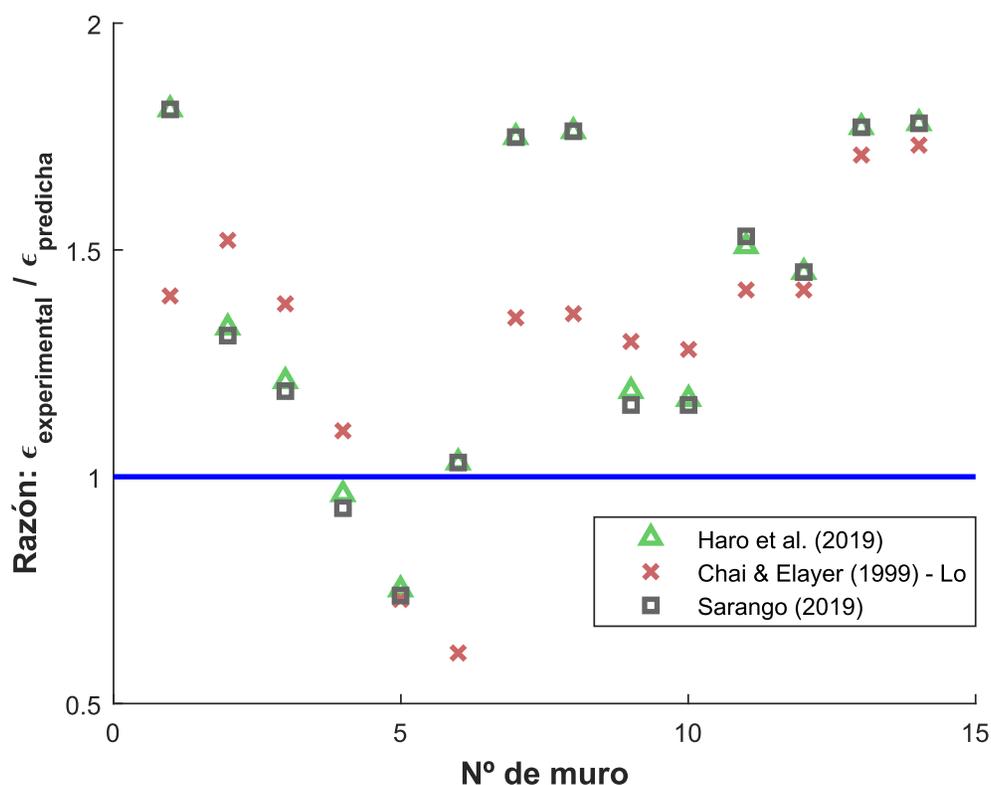
Nota: El "Nº de muro" en el eje X hace referencia a la numeración establecida en la **Tabla 11**. En

las razones concernientes a Chai & Elayer (1999) se consideró un  $L_o = L_p$

Tras implementar dicho cambio, cuya gráfica de dispersión se presenta en la **Figura 63**, se observa una mejor convergencia por parte del modelo de Chai & Elayer (1999), al punto de pasar a ser el modelo fenomenológico más preciso. Por otro lado, hasta ahora solo se han presentado las nubes de puntos referentes a las razones obtenidas, sin embargo, en la **Tabla 11** se exponen los valores exactos de las deformaciones unitarias para cada uno de los casos. Las filas que se encuentran resaltadas corresponden a los especímenes en los cuales se reportó la deformación unitaria a tensión experimental por parte los autores correspondientes.

**Figura 63**

*Dispersión de razones respecto a tres modelos de predicción (final)*



*Nota:* El “Nº de muro” en el eje X hace referencia a la numeración establecida en la **Tabla 11**. En las razones concernientes a Chai & Elayer (1999) se consideró un  $L_o = h_s/\sqrt{3}$

Tabla 11

Comparación de deformaciones unitarias en MEHA representativos con sección rectangular

#	Programa experimental	Nombre de espécimen	Experimental $\epsilon_{sm-exp}$	Predicciones				Comparación			
				$\epsilon_{sm-Ha}$	$\epsilon_{sm-C\&E}$ $L_p$	$\epsilon_{sm-C\&E}$ $L_o$	$\epsilon_{sm-Sa}$	$exp/Ha$	$exp/C\&E$ $L_p$	$exp/C\&E$ $L_o$	$exp/Sa$
1	(Oesterle et al., 1976)	R2	0.0110	0.0061	0.0287	0.0079	0.0061	1.81	0.38	1.40	1.81
2	(Vallenas et al., 1979)	SW5	0.0313	0.0235	0.0224	0.0206	0.0240	1.33	1.40	1.52	1.31
3	(Vallenas et al., 1979)	SW6	0.0284	0.0235	0.0225	0.0206	0.0240	1.21	1.26	1.38	1.19
4	(Goodsir, 1985)	W2-EB (Der.)	0.0200	0.0208	0.0323	0.0182	0.0214	0.96	0.62	1.10	0.93
5	(Zhang & Wang, 2000)	SW8	0.0087	0.0116	0.1255	0.0120	0.0118	0.75	0.07	0.73	0.74
6	(Ji, 2008)	SW-1	0.0039	0.0038	0.0119	0.0064	0.0038	1.03	0.33	0.61	1.03
7	(Johnson, 2010)	RMN-EB (Izq.)	0.0116	0.0066	0.0380	0.0086	0.0066	1.75	0.31	1.35	1.75
8	(Johnson, 2010)	RMN-EB (Izq.)	0.0116	0.0066	0.0371	0.0086	0.0066	1.76	0.31	1.36	1.76
9	(Segura, 2017)	WP1-EB (Izq.)	0.0229	0.0192	0.0562	0.0176	0.0198	1.19	0.41	1.30	1.16
10	(Segura, 2017)	WP2-EB (Izq.)	0.0236	0.0201	0.0606	0.0185	0.0203	1.17	0.39	1.28	1.16
11	(Dashti et al., 2017b)	RWL	0.0160	0.0106	0.0556	0.0113	0.0105	1.51	0.29	1.41	1.53

#	Programa experimental	Nombre de espécimen	Experimental $\epsilon_{sm-exp}$	Predicciones				Comparación			
				$\epsilon_{sm-Ha}$	$\epsilon_{sm-C\&E}$ $L_p$	$\epsilon_{sm-C\&E}$ $L_o$	$\epsilon_{sm-Sa}$	$exp/Ha$	$exp/C\&E$ $L_p$	$exp/C\&E$ $L_o$	$exp/Sa$
12	(Niroomandi et al., 2021)	SP1-Uni	0.0182	0.0125	0.0753	0.0130	0.0126	1.45	0.24	1.41	1.45
13	(Niroomandi et al., 2021)	SP1-Skew	0.0226	0.0128	0.0776	0.0132	0.0128	1.77	0.29	1.71	1.77
14	(Niroomandi et al., 2021)	SP1-Clover	0.0231	0.0130	0.0793	0.0134	0.0130	1.78	0.29	1.73	1.78
<b>Promedio</b>								<b>1.39</b>	<b>0.47</b>	<b>1.31</b>	<b>1.38</b>

$\epsilon_{sm-exp}$  deformaciones unitarias experimentales reportadas por cada uno de los autores o estimadas a través del proceso de cálculo

$\epsilon_{sm-Ha}$  deformaciones unitarias predichas por el modelo de Haro et al. (2019)

$\epsilon_{sm-C\&E}(L_p)$  deformaciones unitarias predichas por el modelo de Chai & Elayer (1999) con  $L_o = L_p = [0.20 + 0.044 \cdot (h_w/l_w)] \cdot l_w$

$\epsilon_{sm-C\&E}(L_o)$  deformaciones unitarias predichas por el modelo de Chai & Elayer (1999) con  $L_o = h_s/\sqrt{3}$

$\epsilon_{sm-Sa}$  deformaciones unitarias predichas por el modelo de Sarango (2019)

Finalmente, considerando que la diferencia existente entre el promedio de las razones sugeridas por la Ec. (43) propuesta por Sarango (2019), que en definitiva constituye una adecuación del modelo de Haro et al. (2019), y las calculadas a través de la Ec. (4) formulada por Chai & Elayer (1999) no es excesiva, en la **Tabla 12** se ha descompuesto el valor de las deformaciones unitarias predichas con miras a indagar en qué componente se desarrolla la mayor discrepancia. Se escogió a estos dos modelos debido a que han exhibido los mejores resultados al comparar las deformaciones predichas con las experimentales.

Se recuerda que las deformaciones unitarias a tensión predichas por ambos modelos son calculadas a raíz de sumar sus tres componentes: **(i)** la deformación en el primer cierre de grietas  $\varepsilon_a^*$ , **(ii)** la tensión elástica recuperada después de la descarga  $\varepsilon_e$  y **(iii)** la deformación requerida en la recarga para que ceda el acero a compresión  $\varepsilon_r$ . Los dos últimos valores, al estar vinculados a la deformación unitaria de fluencia,  $\varepsilon_y$ , se han agrupado por fines prácticos.

De la **Tabla 12** se puede inferir que, a pesar de contar con distintos coeficientes dentro del cálculo de la componente  $\varepsilon_a^*$ , esta termina siendo idéntica para ambos casos, sin embargo, al enfocarse en la suma de los componentes  $\varepsilon_e$  y  $\varepsilon_r$ , sí que se observan mayores diferencias. El mayor detalle empleado en la experimentación de Haro et al. (2019), así como la adopción de criterios y observaciones contemporáneas, sugieren que las ecuaciones formuladas dentro del modelo en análisis, así como en su propuesta de mejora sean más consistentes.

En definitiva, se puede concluir que tanto el modelo analizado como su propuesta de mejora reportan resultados coherentes y adecuados bajo condiciones de geometría y armado convencionales, lo cual lo sitúa como una acertada y válida opción. Así, lógicamente, si se tienen aceros u hormigones de alta resistencia, armados o varillas de diámetros fuera de lo usual y/o relaciones de aspecto que no obedecen a lo habitual, se deberá tener las precauciones del caso.

Tabla 12

Descomposición de deformaciones unitarias

#	Predicción C&E-Lo Chai & Elayer (1999)			Predicción Sa. Sarango (2019)			Variación (%) C&E – $L_o$ /Sa.			
	$\epsilon_{sm}$	$\epsilon_a^*$	$(\epsilon_e + \epsilon_r)$	$\epsilon_{sm}$	$\epsilon_a^*$	$(\epsilon_e + \epsilon_r)$	$\epsilon_{sm}$	$\epsilon_a^*$	$(\epsilon_e + \epsilon_r)$	
1	<b>0.0079</b>	0.0011	0.0068	<b>0.0061</b>	0.0011	0.0050	22.79	2.73	26.06	
2	<b>0.0206</b>	0.0133	0.0072	<b>0.0240</b>	0.0130	0.0110	16.66	2.73	52.43	
3	<b>0.0206</b>	0.0134	0.0072	<b>0.0240</b>	0.0130	0.0110	16.61	2.73	52.43	
4	<b>0.0182</b>	0.0114	0.0068	<b>0.0214</b>	0.0111	0.0103	17.77	2.73	52.54	
5	<b>0.0120</b>	0.0055	0.0065	<b>0.0118</b>	0.0053	0.0065	1.38	2.73	0.23	
6	<b>0.0064</b>	0.0009	0.0055	<b>0.0038</b>	0.0009	0.0029	41.27	2.73	47.74	
7	<b>0.0086</b>	0.0012	0.0074	<b>0.0066</b>	0.0012	0.0054	22.75	2.73	26.07	
8	<b>0.0086</b>	0.0012	0.0074	<b>0.0066</b>	0.0012	0.0054	22.83	2.73	26.07	
9	<b>0.0176</b>	0.0096	0.0080	<b>0.0198</b>	0.0094	0.0104	12.42	2.73	30.77	
10	<b>0.0185</b>	0.0105	0.0080	<b>0.0203</b>	0.0102	0.0100	9.66	2.73	26.04	
11	<b>0.0113</b>	0.0063	0.0050	<b>0.0105</b>	0.0061	0.0043	7.61	2.73	13.71	
12	<b>0.0130</b>	0.0075	0.0054	<b>0.0126</b>	0.0073	0.0053	2.94	2.73	3.23	
13	<b>0.0132</b>	0.0078	0.0054	<b>0.0128</b>	0.0076	0.0053	2.94	2.73	3.23	
14	<b>0.0134</b>	0.0080	0.0054	<b>0.0130</b>	0.0077	0.0053	2.93	2.73	3.23	
							<b>Promedio</b>	<b>14.33</b>	<b>2.73</b>	<b>25.98</b>

Nota: El “#” de muro hace referencia a la numeración establecida en la **Tabla 11**. Las

predicciones de Chai & Elayer (1999) corresponden a considerar un  $L_o = h_s/\sqrt{3}$

### Observaciones relevantes

Tras los análisis respectivos se pudo corroborar que el modelo en análisis reporta resultados menos conservadores que sus predecesores, alcanzando razones sensatas usualmente menores a 1.90. La consecución de razones primariamente mayores a 1 obedece a que el modelar a los elementos de borde como columnas sometidas a esfuerzos de tensión-compresión resulta conservador al ser comparados con MEHA completos (Rosso, 2018).

Como se habrá podido evidenciar, la evaluación del modelo se llevó a cabo a través de una base de datos bastante diversa, en la que las cuantías de armado, razones de carga axial, dimensiones de los especímenes y características generales varían notoriamente, permitiendo conocer su precisión frente a cada uno de los posibles escenarios. Dentro de ese contexto, se identificó una mayor probabilidad de discrepancia al existir parámetros que no se encuentren alineados con las premisas consideradas dentro del modelo, como lo son los muros armados con una capa de refuerzo o aquellos con geometrías tipo T.

El espécimen con mejor convergencia corresponde al muro SW-1 de Ji (2008), en el cual se obtuvo una razón de 1.03 entre la deformación unitaria experimental y la predicha por el modelo de Haro et al. (2019). A partir de ahí, se pudo identificar un patrón vinculado a la relación existente entre la altura y el espesor del muro ( $h_w/b_w$ ), la cual sugiere que, a mayor valor de dicha relación, mayor será la razón y por ende el grado de conservadurismo en la predicción. En cuanto al contenido de acero en el elemento de borde, a pesar de que se conoce que mayores cuantías aluden a una mayor probabilidad de incurrir en un modo de falla dominado por el pandeo fuera de plano, no se evidenció gran influencia de esta en los niveles de predicción. Por consiguiente, se puede deducir que el modelo resulta funcional para amplios rangos de cuantías de armado; no obstante, se mantiene la recomendación de no incurrir en concentraciones considerables de acero en aras de evitar fallas frágiles.

De forma análoga, el uso de cargas unidireccionales (únicamente dentro del plano) o bidireccionales (fuera y dentro del plano), tampoco parece ejercer una notoria influencia en la capacidad de predicción del modelo, por lo cual su uso no se vería limitado por este parámetro. En contraparte, aun cuando la relación de aspecto entre la altura y el largo del muro ( $h_w/l_w$ ) indique valores mayores a 2 como lo exige el modelo, se deberá tener la precaución de no emplear dimensiones menores que aludan más bien a una columna ( $l_w < 1000 \text{ mm}$ ).

Por otra parte, se identificó que el proceso de cálculo adoptado cuando los investigadores en cuestión no reportaron las deformaciones unitarias experimentales a tensión tendía a sobrestimarlas, por lo cual las razones se alejaban de 1. En definitiva, dicho proceso se constituye como una alternativa válida frente a la carencia de información experimental, sin embargo, dada la incertidumbre generada, se sugiere profundizar más en sus limitaciones y/o fortalezas a futuro (sobre todo en el ámbito experimental). En ese contexto, las deformaciones unitarias, y por ende las razones resultantes, que no se encuentran resaltadas en la **Tabla 11** deberían considerarse como aproximadas y/o referenciales.

En adición, la longitud de pandeo una vez más dejó por sentado la gran influencia que tiene en los distintos modelos de predicción, pues su sola variación generó que los resultados del modelo de Chai & Elayer (1999) cambien por completo, volviéndolos sustancialmente más precisos. De lo anterior no solo se puede deducir que la longitud involucrada en el pandeo poco o nada tiene que ver con la longitud plástica, sino también que la propuesta de considerar a dicha distancia como equivalente a  $h_s/\sqrt{3}$  resulta muy acertada.

Otra de las abstracciones relevantes está vinculada con el criterio de estabilidad propuesto por Paulay & Priestley (1993), el cual podría estar resultando muy conservador, pues en investigaciones recientes enfocadas enteramente en la inestabilidad lateral se ha evidenciado que los muros son capaces de incurrir en deformaciones mayores al 50% del ancho del muro (criterio impuesto por el autor antes mencionado) antes de producirse la falla.

En líneas generales, a lo largo de este capítulo se ha podido evidenciar que el modelo en análisis es una gran herramienta para la evaluación de MEHA rectangulares convencionales. Además, se han presentado dos alternativas igual de válidas (y tentativamente más precisas). En el siguiente capítulo, por otro lado, se continuará haciendo uso de la base de datos ensamblada con el objetivo de proveer curvas capaces de señalar la probabilidad de daño esperado.

## Capítulo V

### **Análisis probabilístico (curvas de fragilidad)**

Tras haber evaluado con éxito al modelo de predicción en análisis tomando como base a las deformaciones unitarias experimentales presentadas por los distintos especímenes, se vio prudente la idea de emplear toda la información compilada con el objetivo de construir funciones o curvas de fragilidad que reflejen las probabilidades de daño existentes en muros similares a aquellos considerados dentro de la información base. Esto debido a que las curvas antes mencionadas resultan muy útiles en diversos escenarios como el diseño de programas de modernización mediante la realización de estudios costo/beneficio para diferentes esquemas de intervención estructural (Remki et al., 2018).

Por consiguiente, en este capítulo, quizá de forma más notoria que en el anterior, se evidencia la vital importancia que supuso el haber considerado únicamente a programas experimentales que ofrezcan reportes detallados y accesibles para el autor, pues la identificación de los estados de daño presentados, así como de las demandas bajo las cuales se produjeron, resultan imprescindibles para el desarrollo de las curvas.

#### **Generalidades**

En el Capítulo 4 se explicó de forma detenida los motivos por los cuales se redujo la cantidad de información inicialmente recopilada (22 especímenes expuestos en la **Tabla 4**) a tan solo 14 muros (evidenciables en la **Tabla 11**). Se trae esto último a colación debido a que, por uno u otro motivo, los especímenes que se descartaron no se acoplaban de la mejor manera a los objetivos de esta investigación, por lo cual, como podrá intuirse, tampoco fueron considerados dentro de este capítulo. De esta manera, se tiene a 14 especímenes en análisis como punto de partida, sin embargo, dos muros adicionales tampoco fueron tomados en cuenta a raíz de dos motivos fundamentales.

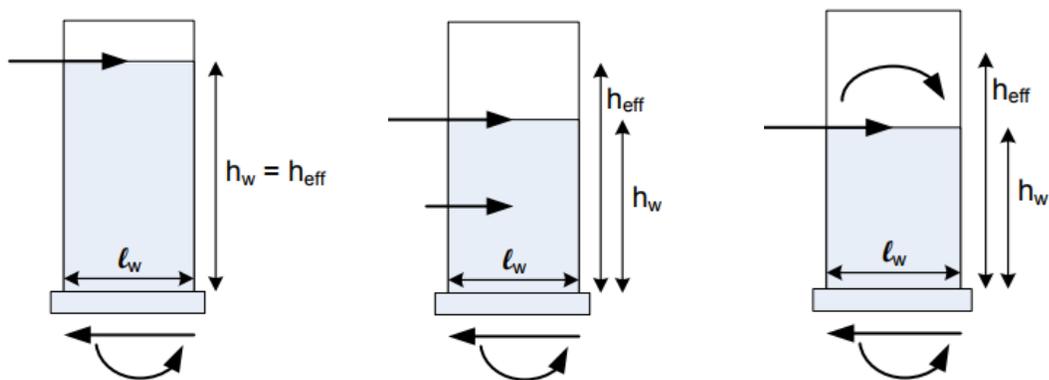
En primer lugar, se prefirió considerar exclusivamente a los especímenes sometidos a cargas cíclicas invertidas, las cuales constituyen una mejor representación de la acción sísmica y, por otro lado, se buscó que todos los muros considerados tengan una relación de distancia de corte (*shear span ratio*) mayor o igual a 2, lo cual a su vez da cuenta de muros más esbeltos que, por obvias razones, se posicionan como los más vulnerables a incurrir en pandeo fuera de plano. Por lo tanto, dado que los especímenes SW5 y SW6 ensayados por Vallenas et al. (1979) reportan un *shear span ratio* de 1.6, no fueron considerados para el análisis de fragilidad. En el caso del muro SW5, al haber sido experimentado bajo cargas monotónicas, se tenía doble motivación para descartarlo. Los 12 especímenes finales pueden ser constatados en la **Tabla 15**.

La relación indicada anteriormente es el resultado de la operación  $M/(V \cdot l_w)$ , en donde  $M$  y  $V$  corresponden a las fuerzas de momento y cortante en la base del muro, respectivamente, mientras que  $l_w$  hace referencia a la longitud del muro analizado. Debido a la gran variedad de configuraciones de ensayo existentes en la base de datos, este parámetro resulta de suma importancia puesto que también permite calcular la altura efectiva del muro a través de la división  $M/V = h_{eff}$ . Dicha altura hace posible que, independientemente de que se haya aplicado una carga en la parte alta del muro, varias cargas a lo largo de su altura o una carga y momento (ver **Figura 64**); se tenga un equivalente que facilite el cómputo de las derivas.

Por otra parte, si bien lo ideal en el desarrollo de curvas de fragilidad es contar con el mayor número de información veraz y objetiva posible, el FEMA (2018) reconoce la dificultad que supone desarrollar este tipo de análisis en base a datos experimentales, pues señala que, debido a los altos costos y tiempo involucrados en los ensayos, se tiene una carencia general de información. Debido a ello, el enfoque aquí propuesto (basado en 12 especímenes) se posiciona como un buen primer paso que, de despertar mayor interés con el paso del tiempo, puede motivar a la realización y/o inclusión de futuros trabajos que amplíen la base probabilística.

**Figura 64**

*Equivalencias de los distintos tipos de carga*



**(a)** Carga lateral en el tope      **(b)** Varias cargas laterales      **(c)** Carga y momento en el tope

*Nota:* Las imágenes fueron tomadas de Birely et al. (2011)

A pesar de que a lo largo de la presente disertación ya se han venido presentando las características de la base de datos, así como de los especímenes que la conforman, en la **Tabla 13** se podrán observar los valores típicos encontrados en los 12 especímenes que integran este subgrupo de información, producto del cual se desarrollará el análisis de fragilidad correspondiente. Dicha tabla se constituye entonces como una referencia importante para conocer si un muro de interés encaja dentro del umbral considerado, además, a excepción de la razón de carga axial,  $ALR$ , y la altura de muro,  $h_w$ , los distintos parámetros, a través del coeficiente de variación, sugieren una homogeneidad aceptable.

En un escenario perfecto, resultaría más conveniente elaborar curvas de fragilidad para grupos más específicos (clasificados por la carga axial empleada, espesor del espécimen, etc.), sin embargo, debido a las limitaciones de información experimental, se desarrollará un solo set de curvas para los 12 muros considerados. Cabe mencionar que se empleará la distribución lognormal acumulada y que, como principales referencias, se tendrá a FEMA (2018) y a uno de sus documentos aclaratorios enfocado en muros esbeltos (Birely et al., 2011).

**Tabla 13***Resumen de propiedades en los muros analizados*

<b>Parámetro</b>	<b>Mínimo</b>	<b>Máximo</b>	<b>Media</b>	<b>Desv. Est.</b>	<b>Coef. Var.</b>
$f'_c$ (Mpa)	15.40	54.30	40.65	12.19	0.30
$f_y$ (Mpa)	336	531	430.25	71.08	0.17
$f_u$ (Mpa)	445	742	588.08	124.77	0.21
$d_{bl}$ (mm)	12	19.10	15.23	2.54	0.17
$\rho_{lbe}$ (%)	2.94	9.42	4.56	1.74	0.38
$h_w$ (mm)	1750	6400	3099	1692.65	0.55
$l_w$ (mm)	700	2286	1721.17	520.69	0.30
$b_w$ (mm)	60	152	122.17	27.99	0.23
$ALR$ (%)	0.00	35.00	9.32	10.68	1.15

*Nota:* **Desv. Est.** corresponde a la desviación típica o estándar, mientras que **Coef. Var.** hace referencia al coeficiente de variación calculado

### **Estados de daño**

Tras haber analizado el desarrollo de la falla por pandeo fuera de plano en cada uno de los especímenes, se identificaron 8 estados de daño principales que aluden a: **(i)** agrietamiento, **(ii)** fluencia del acero, **(iii)** desprendimiento del recubrimiento, **(iv)** inicio de deformaciones evidentes fuera del plano, **(v)** rotura de varillas, **(vi)** pandeo de varillas, **(vii)** aplastamiento del hormigón y **(viii)** falla del elemento. No obstante, después de tabular la información pertinente a cada uno de los muros en estudio, se evidenció que tres de ellos (rotura y pandeo de varillas, así como el aplastamiento del hormigón) no ocurrieron en todos los especímenes, como sí sucedió con el resto de etapas. En función de lo antes indicado, dichos tres estados fueron descartados para el análisis final, dejando así a 5 estados de daño con los cuales trabajar en los apartados subsiguientes y en los que se ahondará a continuación.

***Agrietamiento (DS1)***

La aparición de grietas, y sobre todo el patrón en el que estas surgen, juega un rol fundamental en el modo de falla de un elemento estructural. Así, la dirección y ancho de las mismas serán las que dictaminen, en gran medida, el grado de daño existente. Debido a ello se ha considerado necesario tomar en cuenta al agrietamiento como uno de los estados de daño característicos, sin embargo, se enfatiza en que, para los fines de esta investigación, dicho estado corresponde al agrietamiento inicial del espécimen en cuestión, sea este de tipo horizontal o diagonal (ver **Figura 65a**).

***Fluencia del acero de refuerzo y desprendimiento del recubrimiento (DS2 y DS3)***

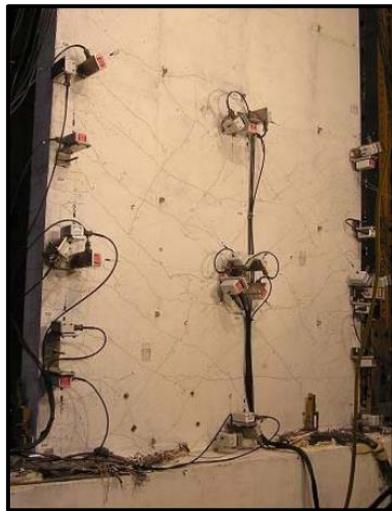
El estado de fluencia es uno de los más característicos en el desarrollo de una falla estructural; dentro de esta investigación se lo ha caracterizado como aquel en el que se puede evidenciar un cambio notorio de pendiente en la curva de histéresis (ver **Figura 65b**). Lo anterior supone tácitamente que dicho estado hace alusión a una fluencia general del acero ubicado en los elementos de borde, mas no a las primeras muestras de dicho comportamiento como se consideró en el caso del agrietamiento. Por otra parte, el desprendimiento del recubrimiento fue tomado en cuenta debido a que implica un cambio importante en el método de reparación relacionado, el cual está vinculado a un daño más relevante (ver **Figura 66a**).

***Inicio de deformaciones evidentes fuera del plano y falla del elemento (DS4 y DS5)***

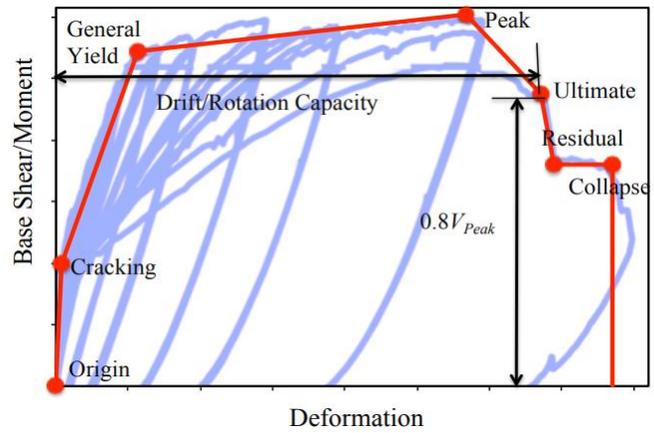
El estado de daño 4, asociado a los desplazamientos fuera del plano, constituye un criterio poco convencional en investigaciones relacionadas con análisis de fragilidad, pues se posiciona como un comportamiento muy específico que no siempre se presentará. Se lo ha tomado en cuenta debido a que resulta de interés conocer las demandas bajo las cuales el pandeo generado continuaba siendo estable. La falla del elemento hace referencia a una pérdida total de rigidez producto de la cual el elemento deja de ser funcional (ver **Figura 66b-c**).

**Figura 65**

*Ejemplificación de DS1 y DS2*



**(a)** Agrietamiento

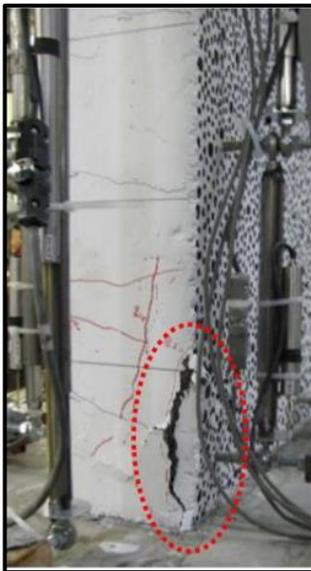


**(b)** Estados límite característicos

*Nota:* Las imágenes corresponden a Johnson (2010) y Tran (2012), respectivamente

**Figura 66**

*Ejemplificación de DS3, DS4 y DS5*



**(a)** Desprendimiento



**(b)** Pandeo evidente



**(c)** Falla del elemento

*Nota:* Imágenes tomadas de Segura (2017), Johnson (2010) y Zhang & Wang (2000)

### **Métodos de reparación**

Se recuerda que la elaboración de curvas de fragilidad está intrínsecamente vinculada a la filosofía de diseño basado en desempeño, dentro de la cual es imprescindible enlazar a cada estado de daño identificado con un método de reparación adecuado (MOR por sus siglas en inglés), lo que a su vez permitirá desarrollar planes futuros de remediación y/o mitigación. En la **Tabla 14** se exponen cada uno de los estados de daño, así como los métodos de reparación seleccionados. Cabe señalar que los métodos de reparación fueron escogidos en base a experiencias y estudios previos como ATC (1998), Pagni & Lowes (2006), Brown & Lowes (2007), Brown (2008), Gulec et al. (2010) y Birely et al. (2011).

**Tabla 14**

*Estados de daño y métodos de reparación seleccionados*

<b>Estado de daño</b>	<b>Descripción</b>	<b>Método de reparación (MOR)</b>
DS1	Agrietamiento inicial	<u>Cosmético:</u> - La resistencia e integridad estructural no se ven afectadas. Se puede solucionar con pintura y/o productos de reparación superficiales que otorguen impermeabilidad.
DS2	Fluencia general del acero de refuerzo en elementos de borde	<u>Inyecciones epóxicas:</u> - Se emplea este procedimiento para restaurar la resistencia y rigidez del elemento.
DS3	Desprendimiento del recubrimiento, el cual puede o no generar la visualización de las varillas longitudinales	<u>Reemplazo parcial:</u> - Reparar el hormigón afectado y/o remover y colocar un nuevo material en caso de un daño más generalizado.
DS4	Desplazamientos fuera del plano que resultan muy evidentes	- De haberse presentado desplazamientos causantes de pandeo en las varillas, se podría llegar a tener que reemplazarlas.
DS5	Falla del elemento	<u>Reemplazo del muro:</u> - Daño extensivamente generalizado que requiere de una remoción del hormigón, colocación de nuevas varillas y posiblemente la demolición.

## Parámetro de demanda

Dentro de un análisis de fragilidad, prácticamente cualquier parámetro podría ser empleado como demanda, sin embargo, la deriva se posiciona como el criterio más acertado y como uno de los más sencillos de medir (Birely et al., 2011). Así, después de haber revisado la información disponible en cada uno de los programas experimentales y acoger las recomendaciones y observaciones realizadas por trabajos similares, también se adoptó a la deriva como el parámetro de demanda ingenieril a utilizar a lo largo de este capítulo.

En la **Tabla 15** se han colocado las derivas experimentales bajo las cuales se presentaron los estados de daño antes expuestos para cada uno de los 12 especímenes considerados. También se podrá visualizar las derivas concernientes a los tres estados de daño que fueron descartados para el análisis final; esto con el objetivo de evidenciar que su ocurrencia no se da en todos los casos. Además, también se indica la relación de distancia de corte (*shear span ratio*). Por otra parte, no se consideró la remoción de valores atípicos o aislados debido a que previamente se ha venido filtrando la información en función de su ajuste con los objetivos del proyecto. En la **Figura 67** se podrá visualizar la dispersión de derivas.

**Figura 67**

*Derivas vs. estados de daño*

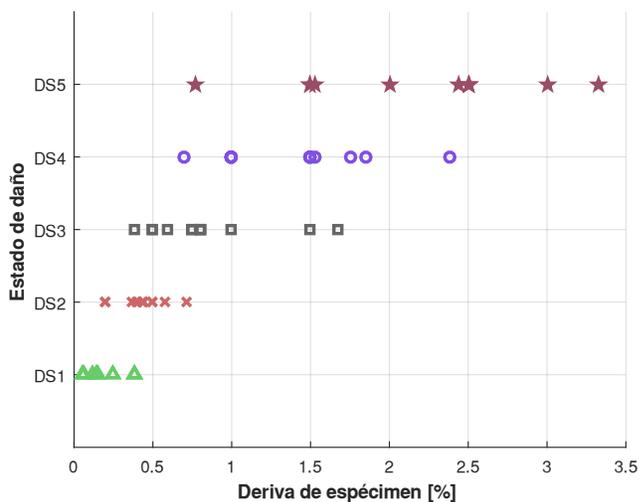


Tabla 15

*Derivas para cada estado de daño considerado*

#	Programa experimental	Nombre de espécimen	$\frac{M \cdot V}{I_w}$	Derivas presentadas en los distintos estados de daño (%)							
				DS1	DS2	DS3	DS4	Fractura de varillas	Pandeo de varillas	Aplastamiento del hormigón	DS5
1	(Oesterle et al., 1976)	R2	2.39	0.06	0.58	1.67	2.38	3.33	-	3.33	3.33
2	(Goodsir, 1985)	W2-EB (Der.)	2.66	0.14	0.71	1.50	1.85	-	-	2.44	2.44
3	(Zhang & Wang, 2000)	SW8	2.14	0.15	0.37	0.80	1.53	-	-	-	1.53
4	(Ji, 2008)	SW-1	3.00	0.12	0.50	0.59	0.70	-	-	-	0.77
5	(Johnson, 2010)	RVN-EB (Izq.)	2.67	0.25	0.40	0.80	1.00	-	-	-	2.50
6	(Johnson, 2010)	RVC-EB (Izq.)	2.67	0.25	0.40	0.80	1.00	-	-	-	2.50
7	(Segura, 2017)	WP1-EB (Izq.)	3.75	0.06	0.20	0.50	1.00	-	1.00	-	1.50
8	(Segura, 2017)	WP2-EB (Izq.)	3.75	0.05	0.20	0.50	1.00	-	1.50	1.50	1.50
9	(Dashti et al., 2017b)	RML	3.75	0.15	0.50	1.00	1.50	-	-	-	3.00
10	(Niroomandi et al., 2021)	SP1-Uni	3.75	0.38	0.44	0.75	1.75	-	2.00	2.50	2.50
11	(Niroomandi et al., 2021)	SP1-Screw	3.75	0.38	0.43	0.75	1.50	2.50	1.50	2.00	2.50
12	(Niroomandi et al., 2021)	SP1-Clover	3.75	0.38	0.44	0.38	1.50	-	1.50	2.00	2.00

### Elaboración de curvas

Las curvas fueron desarrolladas bajo el método de máxima probabilidad y asumiendo una distribución de tipo lognormal. Para ello, se empleó la Ec. (44) que, si bien ya se había presentado previamente en el Capítulo 2, se trae a colación nuevamente para fines prácticos. De dicha ecuación, actualmente ya se cuenta con el parámetro de demanda  $D$ , el cual se puede obtener de la información expuesta en la **Tabla 15** puesto que corresponde a las derivas experimentadas por cada uno de los especímenes. Por otro lado, se había indicado que el valor de la demanda media  $\theta$  (en donde se tiene un 50% de posibilidad de que inicie el estado de daño en análisis) y el valor de dispersión  $\beta$  (el cual señala la incertidumbre de que ocurra dicho estado de daño para un valor específico de demanda) son calculados en función del tipo de información existente. Finalmente, se recuerda que  $F_i$  es la probabilidad condicional de que el elemento analizado incurra en el estado de daño "i" como función de la demanda  $D$  y  $\Phi$  obedece a la distribución estándar normal acumulada (gaussiana).

$$F_i(D) = \Phi\left(\frac{\ln(D/\theta_i)}{\beta_i}\right) \quad (44)$$

Por consiguiente, dado que la información resumida en la **Tabla 15** corresponde a los valores experimentales reportados por las publicaciones respectivas, se cuenta con una serie completa y real de información que, de acuerdo con FEMA (2018), induce a calcular a la demanda media,  $\theta$ , según la Ec. (45), donde  $M$  es el número total de datos (especímenes) y  $D_i$  es la deriva (demanda) bajo la cual se identificó al estado de daño analizado. El parámetro de dispersión,  $\beta$ , por su parte, obedece a dos subcomponentes como se muestra en la Ec. (46).  $\beta_r$  hace referencia a la variabilidad aleatoria presente en la información base, mientras que  $\beta_u$  representa la incertidumbre de que las configuraciones experimentales realmente personifiquen las distintas posibilidades de ensayo y de aplicación de la carga. El cálculo de  $\beta_r$ , debido al tipo de información recolectada, se lo realiza a través de la Ec. (47).

$$\theta = e^{\left(\frac{1}{M} \sum_{i=1}^M \ln D_i\right)} \quad (45)$$

$$\beta = \sqrt{\beta_r^2 + \beta_u^2} \quad (46)$$

$$\beta_r = \sqrt{\left(\frac{1}{M-1} \sum_{i=1}^M (\ln(D_i/\theta))^2\right)^2} \quad (47)$$

El valor de  $\beta_u$ , por otro lado, no depende de una ecuación en particular, sino que se adopta en función de las características de la información. Así, en caso de que **(i)** se disponga de 5 o menos especímenes, **(ii)** se haya empleado una única configuración, incluso cuando sea posible ensayar al elemento de distintas formas, **(iii)** se haya aplicado siempre el mismo tipo de carga o **(iv)** se haya considerado un solo parámetro de demanda a pesar de que el estado de daño dependa de más variables; se adoptará un  $\beta_u=0.25$ , caso contrario,  $\beta_u=0.10$  (FEMA, 2018). Debido a que el pandeo fuera de plano se ve influenciado por las deformaciones unitarias a tensión, por el patrón de grietas desarrollado, cuantía de armado en los elementos de borde, relaciones de aspecto, entre otros, se ha considerado un  $\beta_u=0.25$  para todos los casos.

### ***Ejemplo del desarrollo de una curva de fragilidad (DS3)***

Ahora que se han expuesto todas las ecuaciones y criterios necesarios, a continuación, se presenta la elaboración detallada de una curva de fragilidad asociada al DS3, el cual a su vez hace referencia al desprendimiento del recubrimiento. En primer lugar, se requiere calcular la demanda media  $\theta$  y el valor de dispersión  $\beta$ ; para tal efecto se ha ordenado la información concerniente a las derivas de cada espécimen en la **Tabla 16** y, acto seguido, se procede a emplear las ecuaciones antes indicadas. Una vez que se cuenta con estos parámetros, se considera una franja representativa de valores por debajo y por encima de los valores mínimos y máximos de la serie y se aplica la Ec. (44) con la ayuda de una hoja de cálculo. En la **Figura 68** se muestra la curva empírica (valores directos de la serie) y analítica (a través de la distribución).

**Tabla 16***Demanda media y valor de dispersión para DS3*

#	Nombre de espécimen	Deriva de demanda ( $D_i$ )	$\ln(D_i)$	$\ln(D_i/\theta_i)$	$\ln(D_i/\theta_i)^2$
1	SP1-Clover	0.38	-0.9676	-0.7002	0.4903
2	WP1-EB (Izq.)	0.50	-0.6931	-0.4258	0.1813
3	WP2-EB (Izq.)	0.50	-0.6931	-0.4258	0.1813
4	SW-1	0.59	-0.5276	-0.2603	0.0678
5	SP1-Uni	0.75	-0.2877	-0.0203	0.0004
6	SP1-Screw	0.75	-0.2877	-0.0203	0.0004
7	SW8	0.80	-0.2231	0.0442	0.0020
8	RWN-EB (Izq.)	0.80	-0.2231	0.0442	0.0020
9	RWC-EB (Izq.)	0.80	-0.2231	0.0442	0.0020
10	RWL	1.00	0.0000	0.2673	0.0715
11	W2-EB (Der.)	1.50	0.4055	0.6728	0.4527
12	R2	1.67	0.5128	0.7802	0.6086
<b>Suma</b>			<b>-3.2080</b>		<b>2.0602</b>

$$\theta = e^{\left(\frac{1}{M} \sum_{i=1}^M \ln D_i\right)} = e^{\left(\frac{1}{12}(-3.2080)\right)} = 0.7654$$

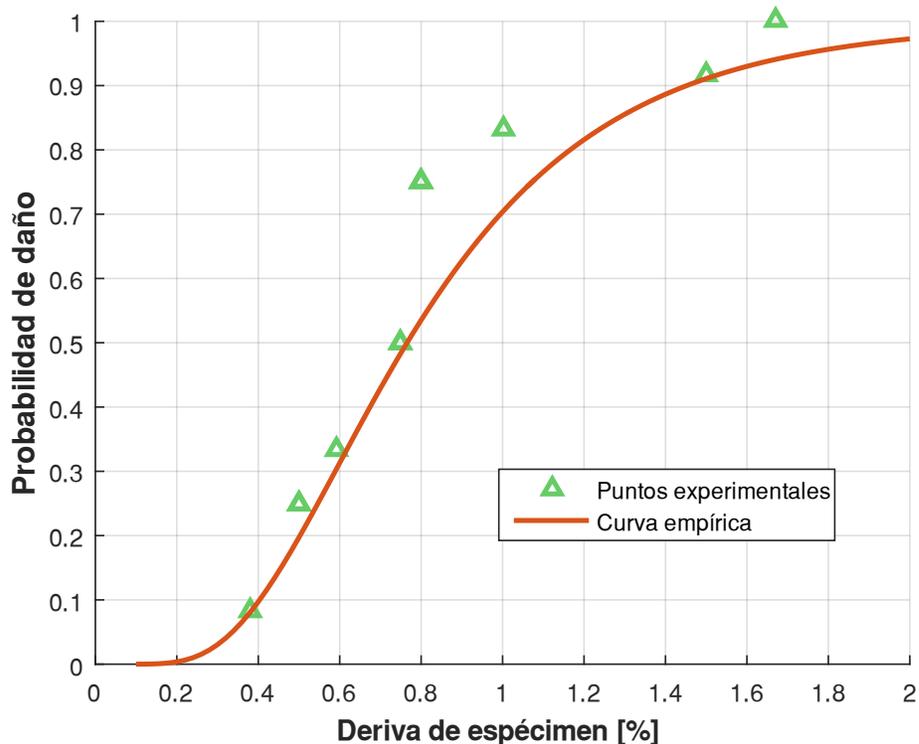
$$\beta_r = \sqrt{\left(\frac{1}{M-1} \sum_{i=1}^M (\ln(D_i/\theta))^2\right)} = \sqrt{\frac{1}{12-1} \cdot (2.0602)} = 0.4328$$

$$\beta = \sqrt{\beta_r^2 + \beta_u^2} = \sqrt{0.4328^2 + 0.25^2} = 0.4998$$

*Nota:* Los especímenes se han ordenado de forma descendente en función de la deriva de demanda experimentada, razón por la cual su orden difiere del presentado en la **Tabla 15**

Figura 68

Curva de fragilidad para DS3



#### Elaboración de curvas para todos los estados de daño

Como se habrá podido observar hasta el momento, la demanda media y los valores de dispersión constituyen los parámetros fundamentales previo al desarrollo de una curva de fragilidad. En ese contexto, en la **Tabla 17** se han sintetizado dichos valores para cada uno de los estados de daño, los cuales se han calculado siguiendo el procedimiento descrito en el apartado anterior y en donde se evidencia que para el estado de daño de agrietamiento se tiene la mayor dispersión. Finalmente, en la **Figura 69** se presentan las curvas de fragilidad para cada uno de los estados de daño restantes, en donde se podrá verificar que se trata de estados secuenciales (uno ocurre después del otro y las derivas que ocasionan cada uno de los estados aumentan proporcionalmente). En dicha gráfica solo se consideró la presencia de las curvas analíticas producto del uso de la distribución lognormal al ser las de mayor utilidad.

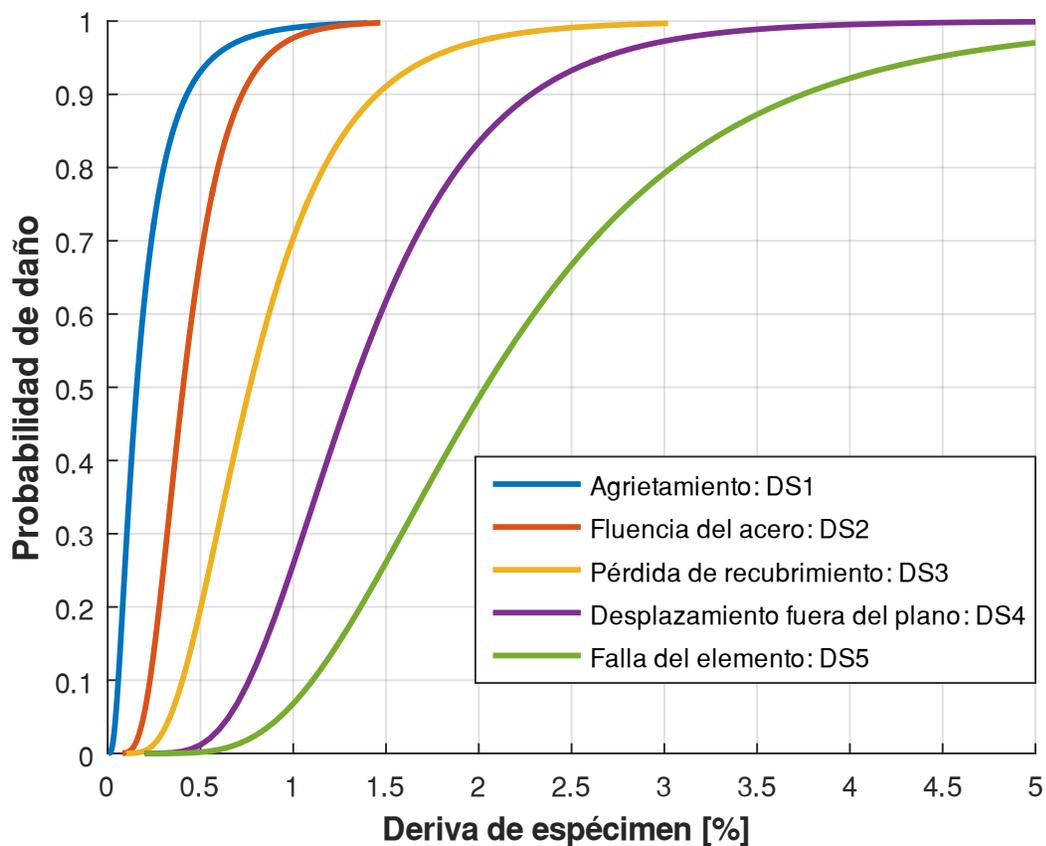
Tabla 17

*Demandas medias y valores de dispersión para todos los estados de daño*

Estado de daño	$\theta$	$\beta_r$	$\beta_u$	$\beta$
Agrietamiento: DS1	0.1561	0.7442	0.25	0.7851
Fluencia del acero: DS2	0.4065	0.3759	0.25	0.4515
Pérdida de recubrimiento: DS3	0.7654	0.4328	0.25	0.4998
Desplazamiento fuera de plano: DS4	1.3195	0.3467	0.25	0.4275
Falla del elemento: DS5	2.0351	0.4054	0.25	0.4763

Figura 69

*Curvas de fragilidad para todos los estados de daño*



A raíz de las curvas se puede deducir que, frente a cargas laterales invertidas (características de un sismo), la aparición de grietas se torna inevitable y empieza desde las primeras instancias de carga, incluso bajo derivas tan pequeñas como 0.05%. Asimismo, que la fluencia del acero de refuerzo representa uno de los primeros estados de daño y se produce casi inmediatamente después del agrietamiento antes mencionado. El desprendimiento y/o pérdida del recubrimiento del hormigón, de igual manera, se produce en todos los especímenes considerados bajo derivas típicas de entre 0.5 y 1.5%. El diseño de un plan de mantenimiento, por ejemplo, debería tomar muy en cuenta aquello debido a que un desprendimiento generalizado de hormigón implicaría, junto a una zozobra en sus propietarios, un mayor costo de reparación de acuerdo con los métodos brevemente expuestos en este capítulo.

Se estima una probabilidad superior al 60% de incurrir en desplazamientos evidentes fuera del plano al ser sometidos a derivas del orden del 1.5%, por lo que debería evitarse a toda costa el uso de muros rectangulares esbeltos y con espesores menores a 20 cm en zonas de alta actividad sísmica. En forma similar, dichos tipos de MEHA tendrían una probabilidad mayor al 50% de sufrir una falla total bajo derivas del 2% (límite impuesto por la NEC-15). Dicho de otro modo, se recomienda enfáticamente no diseñar estructuras cercanas al valor límite permitido.

Las curvas aquí presentadas se posicionan como un enfoque preliminar desarrollado en base a la información experimental disponible a la fecha, sin embargo, se insta a continuar ampliando la base de datos en función de programas recientes y de los lineamientos expuestos en el Apéndice H.2.6 de FEMA (2018). Así, en este capítulo se ha dado otro uso muy llamativo a la información recopilada, dejando la puerta abierta para futuras investigaciones.

## Capítulo VI

### Conclusiones y recomendaciones

#### Conclusiones

El fenómeno de inestabilidad lateral por pandeo fuera de plano, a pesar de su relativamente escasa divulgación y consideración en códigos y normativas de diseño, se constituye como una amenaza inminente para aquellos muros estructurales de hormigón armado (MEHA) ubicados en zonas de alta peligrosidad sísmica, como el caso ecuatoriano. Dentro de ese contexto, los movimientos telúricos suscitados en Chile (2010 – 8.8 Mw) y Nueva Zelanda (2011 – 6.3 Mw) son usualmente catalogados como los más representativos y esclarecedores en lo que a este tipo de inestabilidad concierne, pues como parte de dichos terremotos se evidenció, por primera vez, la ocurrencia de desplazamientos inelásticos fuera del plano que aludían a un pandeo global del muro en cuestión.

Por consiguiente, tras identificarse la posibilidad real de incurrir en este modo de falla (que previamente solo se había evidenciado en ensayos de laboratorio), se dio inicio a un mayor número de programas experimentales interesados en la temática. Desafortunadamente (al menos para los fines de esta investigación), prácticamente todos los programas antes acotados prefirieron, en aras de indagar más a fondo en las causas y características de la inestabilidad lateral por pandeo fuera de plano, volcar su atención (desde el punto de vista experimental) sobre los prismas representativos de los elementos de borde, al ser estos los más afectados bajo la acción de cargas invertidas propias de un sismo, razón por la cual se posicionan como una acertada simplificación que permite obtener resultados coherentes a la par de evitar grandes costos como producto de la experimentación en muros completos, así como inconvenientes a raíz de las limitaciones que las instalaciones del laboratorio podrían llegar a presentar.

Así, debido a que el presente proyecto busca determinar la confiabilidad/precisión del modelo propuesto por Haro et al. (2019) al ser comparado con MEHA completos, fue necesario ampliar el espectro de programas experimentales considerados dentro de la base de datos ensamblada, en la cual se dio cabida a 14 distintas investigaciones con diversos enfoques y objetivos en las que se ensayaron 22 especímenes individuales en total. De la información obtenida, junto con el extenso trabajo de revisión bibliográfica que supuso sintetizarla, organizarla, filtrarla y pulirla, se puede aseverar que las deformaciones unitarias a tensión se ratifican rotundamente como el parámetro crítico para definir la incursión o no en una falla por pandeo fuera de plano, que la acción simultánea de cargas dentro y fuera del plano (bidireccionales) no tiene mayor influencia en el posible desarrollo de la falla, que menores espesores de muro y mayores contenidos de acero, por el contrario, incrementan el riesgo de sufrir inestabilidad lateral y que, aunque históricamente la configuración tipo cantiléver ha sido la más utilizada en el ensayo de MEHA, se reporta una notoria mayor susceptibilidad al pandeo por parte de configuraciones tipo panel (cuya disposición se apega más a la de una edificación).

Por otra parte, debido a que no todas las jornadas experimentales reportaron de forma detallada y organizada los resultados generados, se tuvo que traer a colación herramientas adicionales que, aunque podrían llegar a producir ligeras sobrestimaciones, resultan imprescindibles para llevar a cabo los procesos de análisis correspondientes (lo anterior hace referencia a la metodología empleada para el cálculo de las deformaciones unitarias experimentales cuando estas no fueron indicadas de forma directa por los autores correspondientes). Finalmente, después de comparar dichas deformaciones con las predicciones sugeridas por el modelo en análisis, así como extender el uso de la información contenida en la base de datos hacia un enfoque probabilístico, se obtuvieron varias conclusiones relevantes, las cuales se exponen en las siguientes viñetas:

- **El modelo en análisis no consigue una buena convergencia en muros tipo T ni en muros armados con una sola capa de refuerzo.** Dado que tanto el modelo considerado como el proceso empleado para el cálculo de deformaciones experimentales se desarrollaron bajo premisas alusivas a muros rectangulares convencionales (armados con dos capas de refuerzo), la precisión para ambos casos no es la más adecuada, por lo que su uso en ambas situaciones debería descartarse. En adición, a pesar de que en la base de datos no se tuvieron muros tipo L o C, si se considera que dichas configuraciones también implican la presencia de alas y almas, así como criterios adicionales que no necesariamente se vinculan a especímenes rectangulares, se sugiere que tampoco se emplee el modelo para tales circunstancias. Asimismo, se identificó que, para geometrías en forma de T, el alma es el elemento con mayor susceptibilidad al pandeo, pues en las alas se tiene un efecto estabilizador adicional que estaría impidiendo su ocurrencia. De lo anterior se podría inferir que, a pesar de su poco uso en la actualidad, el empleo de mayores secciones en los extremos (alusivas primordialmente a secciones *barbell*) supondría una solución aparente a la inestabilidad lateral, pues se dotaría de un mayor espesor en las secciones requeridas mientras se mantiene un alma central de menores dimensiones, es decir, otorgarle un mejor comportamiento de forma eficiente. Por obvias razones, esta alternativa también implicaría complicaciones arquitectónicas y el empleo de encofrados más complejos, sin embargo, en función de cada proyecto en particular se deberán sopesar las posibles ventajas ofrecidas.  
  
Por otra parte, los muros con una capa de refuerzo (que ciertamente no son nada recomendables en zonas propensas a sufrir actividad sísmica) obedecen a un patrón distinto en el desarrollo de la falla, por lo cual el modelo deja de ser una opción válida.

De esta manera, se puede decir que se recomienda la aplicación del modelo en muros rectangulares especiales, armados con dos cortinas de refuerzo, sin aceros de alta resistencia y/o relaciones de aspecto fuera de lo habitual:  $h_w/l_w \leq 2$  o  $l_w \leq 1000$  mm.

- **El criterio de estabilidad asumido podría ser demasiado conservador.** A pesar de que, en efecto, el modelo de Haro et al. (2019) resulta menos conservador que sus modelos fenomenológicos predecesores (debido principalmente a una mejor estimación de la longitud involucrada en el pandeo, así como a una consideración más precisa del comportamiento hysterético del acero de refuerzo), sus resultados siguen subestimando a las deformaciones unitarias, lo cual podría deberse mayormente al criterio de estabilidad asumido y propuesto años atrás por Paulay & Priestley (1993). Investigaciones recientes han observado que un muro es capaz de soportar desplazamientos mayores al 50% del espesor, como sugiere el criterio antes indicado, por lo que se recomienda ampliamente su revisión.
- **La longitud  $L_o$  involucrada en el pandeo juega un papel crucial en la precisión del modelo.** Los modelos fenomenológicos iniciales consideraban a la longitud involucrada en el pandeo como similar a la longitud plástica, sin embargo, se ha podido constatar que dicha apreciación resulta errónea puesto que se la estaría subestimando en demasía. De hecho, tras adoptar un  $L_o = h_s/\sqrt{3}$ , criterio expuesto por Haro et al. (2019), la ecuación de Chai & Elayer (1999) pasó a alcanzar una impresionante mejor precisión, sin embargo, al no formar parte de la propuesta original, se recomienda el uso de la alternativa elaborada por Sarango (2019), que en definitiva es una mejora/adaptación del modelo de Haro et al. (2019), al considerarla como la opción más acertada y consistente.

- **A pesar de que la base de datos ensamblada cuenta con un número relativamente bajo de especímenes, la información que contiene resulta notablemente consistente, haciendo posible extender su uso a objetivos complementarios de gran relevancia.** En ese contexto, los diferentes muros recopilados permitieron desarrollar cinco curvas de fragilidad representativas de MEHA rectangulares armados con dos capas de refuerzo que presentaron pandeo fuera de plano durante su experimentación. Como parte de dicho análisis, se identificaron cinco estados de daño característicos (agrietamiento, fluencia del acero, pérdida del recubrimiento, desplazamientos evidentes fuera del plano y la falla del elemento propiamente dicha). A los estados de daño antes indicados, se podrían sumar tres estados adicionales vinculados con la rotura y pandeo de varillas, así como con el aplastamiento del hormigón, los cuales se manifestarán cuando no haya una falla principal por pandeo fuera de plano, sino más bien cuando esta sea una consecuencia de los tres últimos estados de daño mencionados.
- **La deriva de piso (dentro del plano) es un parámetro muy importante a tomar en cuenta en el desarrollo de una inestabilidad por pandeo fuera de plano,** pues tras seleccionar a dicha variable como el parámetro de demanda ingenieril en el desarrollo de las curvas de fragilidad, se identificó que un muro rectangular con las características antes descritas incurre en una probabilidad superior al 50% de sufrir una falla por pandeo fuera de plano bajo una deriva del 2%. Con la misma demanda se tendría una probabilidad mayor al 80% de presentarse desplazamientos evidentes que puedan generar daños permanentes en el elemento, sin embargo, incluso bajo una deriva del 1.5% la probabilidad sigue siendo tan alta como el 60%. Por otra parte, se puede aseverar que el agrietamiento se presentará desde los primeros ciclos de carga, por lo que su aparición es prácticamente inevitable frente a cargas laterales.

## Recomendaciones

- Si bien se ha podido llevar a cabo con éxito cada uno de los objetivos de la investigación en curso, también se ha podido identificar una carencia de información experimental en lo que a la falla por pandeo fuera de plano en MEHA concierne. Por consiguiente, se exhorta a realizar un mayor número de ensayos vinculados con esta temática, es decir, que los diseños estén orientados a la ocurrencia de dicho modo de falla con miras a contar con información de contraste a las distintos modelos de predicción existentes.
- Dentro de algunos programas experimentales se tuvo el inconveniente de que los resultados publicados no reportaban datos y/o comportamientos del todo explícitos, por lo que, siempre que sea posible, se recomienda anexar información adicional a modo de aclaración. En ocasiones incluso podría resultar pertinente la publicación de la información sin procesar con el objetivo de que el lector interesado pueda filtrar e indagar más a fondo en función de sus intereses particulares.
- Resulta inaudito observar que en aras de optimizar al máximo los costos en la construcción se empleen espesores de muro tan pequeños como 8 cm (reforzados con una capa) en zonas sísmicas, lo cual, junto con perjudicar enormemente a la eficiencia y estabilidad estructural de una edificación, pone en claro riesgo a sus habitantes. Lo antes mencionado pretende hacer un llamado a reforzar las normativas y códigos de construcción vigentes con el objetivo de evitar vacíos legales que legitimen, o al menos libren de sanción, a quien ejerce este tipo de prácticas.
- Puesto que las derivas de piso representan un parámetro clave en el control de daño de una estructura, y que para el límite del 2% permitido en la NEC-15 se tiene una probabilidad mayor al 50% de sufrir una falla de acuerdo con la información recopilada, se recomienda reconsiderar dicho parámetro límite hacia un 1.5% como deriva máxima.

- Se insta a que futuras investigaciones continúen compilando información referente a ensayos vinculados con la falla de pandeo fuera de plano con el objetivo de que la base de datos pueda seguir creciendo y, de esa forma, a futuro se puedan elaborar curvas más precisas que estén enfocadas directamente a determinadas relaciones de aspecto, geometrías, tipos de carga, cuantías y/o tipos de armado, etc.
- Finalmente, si bien se han identificado determinadas falencias en las normativas y/o en las prácticas de diseño estructural, incluso aunque estas puedan ser corregidas paulatinamente, no se puede omitir el riesgo al que las estructuras rígidas se ven expuestas con la ocurrencia de un sismo severo, por lo que el paradigma de diseño debería cambiar y tender hacia el uso de dispositivos de control pasivo como disipadores de energía o amortiguadores viscosos que mejoren el desempeño estructural, a la vez de evitar grandes daños y afectaciones al erario público y privado de los distintos países.
- Alineado con este criterio, y reconociendo la dificultad de incorporar dichos dispositivos en todos los casos (principalmente por su alto costo), se debería también incorporar de manera generalizada a la filosofía de diseño basado en desempeño, pues de esa forma se conocería a ciencia cierta el comportamiento de una edificación y se podría reducir errores provocados por seguir *ciegamente* a una normativa bajo el método tradicional.

## Referencias

- Aaleti, S. (2009). Behavior of rectangular concrete walls subjected to simulated seismic loading [Iowa State University, Digital Repository]. In *Graduate Theses and Dissertations*.  
<https://doi.org/10.31274/etd-180810-1834>
- Aaleti, S., Brueggen, B. L., Johnson, B., French, C. E., & Sritharan, S. (2013). Cyclic response of reinforced concrete walls with different anchorage details: Experimental investigation. *Journal of Structural Engineering (United States)*, 139(7), 1181–1191.  
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000732](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000732)
- Abdullah, S. A. (2019). *Reinforced Concrete Structural Walls: Test Database and Modeling Parameters*. University of California Los Angeles.
- Abdullah, S. A., & Wallace, J. W. (2018). UCLA-Rcwalls database for reinforced concrete structural walls. *11th National Conference on Earthquake Engineering 2018, NCEE 2018: Integrating Science, Engineering, and Policy*.
- Abdullah, S. A., & Wallace, J. W. (2019). Drift capacity of reinforced concrete structural walls with special boundary elements. *ACI Structural Journal*, 116(1), 183–194.  
<https://doi.org/10.14359/51710864>
- Abdullah, S. A., & Wallace, J. W. (2020). Reliability-based design methodology for reinforced concrete structural walls with special boundary elements. *ACI Structural Journal*, 117(3), 17–29. <https://doi.org/10.14359/51721375>
- ACI, 318-19. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (318 ACI Committee (ed.)). American Concrete Institute*. <https://doi.org/10.14359/51716937>
- Aguiar, R. (2011). *El megasismo de Chile de 2010 y lecciones para el Ecuador (IPGH (ed.); 1era ed.)*. Escuela Politécnica del Ejército.
- Aguiar, R., & Mieles, Y. (2016). Análisis de los edificios que colapsaron en Portoviejo durante el

- terremoto del 16 de abril de 2016. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 213, 257–282. [https://ia601203.us.archive.org/12/items/Articulo11/Artículo 11.pdf](https://ia601203.us.archive.org/12/items/Articulo11/Artículo%2011.pdf)
- Aguirre Almache, R. C., & Zúñiga Chimbo, A. V. (2019). *Análisis comparativo de los sistemas constructivos - aporticados y manoportable empleados en la construcción de conjuntos habitacionales*. Universidad Central del Ecuador.
- Alarcón, C. (2013). *Influence of Axial Load in the Seismic Behavior of Reinforced Concrete Walls With Nonseismic Detailing*. Pontificia Universidad Católica de Chile.
- Alarcón, J. E., & Franco, G. E. (2010). El terremoto de Chile de 2010: la ciencia y el seguro también evolucionan. *Trébol*, 4–17.  
<https://app.mapfre.com/ccm/content/documentos/mapfrere/fichero/es/terremoto-de-Chile-2010.pdf>
- Ali, A. (1990). *Reinforced concrete structural walls with staggered opening configurations under reversed cyclic loading*. [University of Michigan].  
<http://deepblue.lib.umich.edu/handle/2027.42/128473>
- Almazán, J. L. (2010). Comportamiento de estructuras antisísmicas durante el terremoto del Maule y su posible efecto en las normas de diseño sísmico en Chile. *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural*, 4–28. <http://seer.upf.br/index.php/rsaae/article/view/2594>
- Almeida, J., Prodan, O., Rosso, A., & Beyer, K. (2017). Tests on Thin Reinforced Concrete Walls Subjected to In-Plane and Out-of-Plane Cyclic Loading. *Earthquake Spectra*, 33(1), 323–345.  
<https://doi.org/10.1193/101915eqs154dp>
- Almeida, J., Rosso, A., Beyer, K., & Sritharan, S. (2014). New experimental findings on the stability of thin reinforced concrete walls. *5as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas*.
- ATC. (1998). Fema 308. Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings.

*Management.*

- Avalos, M. C., Haro, A. G., & Caiza, P. (2016). Main Reasons of Structural Wall Collapse in Chile 2010 and New Zealand 2011 - Implications For Ecuador. *The Open Civil Engineering Journal*, 10(1), 469–480. <https://doi.org/10.2174/1874149501610010469>
- Barros, L. M., & Peñafiel, M. J. (2015). *Análisis comparativo económico - estructural entre un sistema aporticado, un sistema aporticado con muros estructurales y un sistema de paredes portantes, en un edificio de 10 pisos* [Escuela Politécnica Nacional]. <https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/10314/3/CD-6143.pdf>
- Beyer, K., Dazio, A., & Priestley, M. J. N. (2008). Quasi-static cyclic tests of two U-shaped reinforced concrete walls. *Journal of Earthquake Engineering*, 12(7). <https://doi.org/10.1080/13632460802003272>
- Birely, A. C. (2013). Seismic performance of slender reinforced concrete structural walls. In *PhD Thesis*,. University of Washington.
- Birely, A. C., Lowes, L. N., & Lehman, D. E. (2011). Fragility Functions for Slender Reinforced Concrete Walls. In *Background Document: Vol. FEMA P-58* (Issue BD-3.8.9).
- Bonelli, P., Gallo, P. Q., Pampanin, S., & Carr, A. J. (2012). Improvements for the Seismic Design of Reinforced Concrete Walls in Chile and Suggestions for the Refinement of Other Seismic Code Provisions. *2012 NZSEE Conference*, 117, 1–13.
- Briceño, A., & Carreras, N. (2013). *Análisis y diseño de muros estructurales de concreto, considerando las experiencias de los terremotos de Chile 2010 y Nueva Zelanda 2011*. Universidad Católica Andrés Bello.
- Brown, P. C. (2008). Probabilistic earthquake damage predictions for reinforced concrete building components [University of Washington]. In *Master's thesis*. [http://faculty.washington.edu/lowes/lowes/studentTheses/2008\\_PeterBrown\\_thesis](http://faculty.washington.edu/lowes/lowes/studentTheses/2008_PeterBrown_thesis)

final.pdf

- Brown, P. C., & Lowes, L. N. (2007). Fragility functions for modern reinforced-concrete beam-column joints. *Earthquake Spectra*, 23(2). <https://doi.org/10.1193/1.2723150>
- Brueggen, B. L. (2009). *Performance of T-shaped Reinforced Concrete Structural Walls under Multi-Directional Loading*. University of Minnesota.
- Caiza, P., & Viera, P. (2019). *Diseño de columnas y muros estructurales*. Universidad de las Fuerzas Armadas - ESPE.
- Cardenas, A. E., & Magura, D. D. (1972). Strength of High-Rise Shear Walls - Rectangular Cross Section. *Special Publication*, 36, 119–150. <https://doi.org/10.14359/17361>
- Castañeda, A. E., & Mieles, Y. (2017). Una mirada al comportamiento estructural de columnas, vigas, entrepisos y edificaciones durante el sismo de Ecuador 2016. *Revista Ingeniería de Construcción*, 32(3), 157–172. <https://doi.org/10.4067/S0718-50732017000300157>
- Chai, Y. H., & Elayer, D. T. (1999). Lateral stability of reinforced concrete columns under axial reversed cyclic tension and compression. *ACI Structural Journal*, 96(5), 780–789. <https://doi.org/10.14359/732>
- Chrysanidis, T. A., & Tegos, I. A. (2012a). The influence of ratio of the longitudinal reinforcement of the boundary edges of structural walls to the resistance against lateral instability of earthquake-resistant reinforced concrete structural walls. *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*. <http://invenio.itam.cas.cz/record/8657/>
- Chrysanidis, T. A., & Tegos, I. A. (2012b). The influence of tension strain of wall ends to their resistance against lateral instability for low-reinforced concrete walls. *15th World Conference Earthquake Engineering*. [http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/WCEE2012\\_5658.pdf](http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/WCEE2012_5658.pdf)
- Cotrado, D. (2017). *Elaboración de curvas de fragilidad de muros de ductilidad limitada de 10 cm*

- de espesor, basados en ensayos experimentales, período 2011-2015* [Universidad Privada de Tacna]. <http://repositorio.upt.edu.pe/bitstream/UPT/413/1/Cotrado-Flores-Dina-Marlene.pdf>
- Creagh, A., Acevedo, C. E., Moehle, J. P., Hassan, W., & Tanyeri, A. (2010). *Seismic performance of concrete special boundary element*. <https://peer.berkeley.edu/sites/default/files/2010-creagh-paper-final.pdf>
- Dashti, F. (2017). *Out-of-plane instability of rectangular reinforced concrete walls under in-plane loading*. University of Canterbury.
- Dashti, F., Dhakal, R. P., & Pampanin, S. (2017a). Numerical Modeling of Rectangular Reinforced Concrete Structural Walls. *Journal of Structural Engineering (United States)*, 143(6). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001729](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001729)
- Dashti, F., Dhakal, R. P., & Pampanin, S. (2017b). Tests on slender ductile structural walls designed according to New Zealand Standard. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 50(4), 504–516. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.50.4.504-516>
- Dashti, F., Dhakal, R. P., & Pampanin, S. (2019). A parametric investigation on applicability of the curved shell finite element model to nonlinear response prediction of planar RC walls. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(12), 6515–6546. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00582-8>
- Dashti, F., Dhakal, R. P., & Pampanin, S. (2020). A parametric study on out-of-plane instability of doubly reinforced structural walls. Part I: FEM predictions. In *Bulletin of Earthquake Engineering* (Vol. 18, Issue 8). Springer Netherlands. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00828-w>
- Dazio, A., Beyer, K., & Bachmann, H. (2009). Quasi-static cyclic tests and plastic hinge analysis of RC structural walls. *Engineering Structures*, 31(7), 1556–1571.

<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.02.018>

Deger, Z. T., & Wallace, J. W. (2015). Collapse Assessment of the Alto Rio Building in the 2010 Chile Earthquake. *Earthquake Spectra*, 31(3), 1397–1425.

<https://doi.org/10.1193/060812EQS209M>

FEMA. (2018). Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1 - Methodology, Second Edition. *Fema P-58-1*, 1(December 2018).

Flintrop, A., Wallace, J. W., & Segura, C. L. (2013). *Testing of Reinforced Concrete Shear Wall Boundary Elements Designed According to ACI 318-11 (Vol. 1)*. University of Minnesota.

Ghorbani-Renani, I., Velez, N., Tremblay, R., Palermo, D., Massicotte, B., & Léger, P. (2009).

Modeling and testing influence of scaling effects on inelastic response of shear walls. *ACI Structural Journal*, 106(3). <https://doi.org/10.14359/56500>

Goodsir, W. J. (1985). The design of coupled frame-wall structures for seismic actions. In *Ph.D. Thesis*. University of Canterbury.

Gulec, C. K., Whittaker, A. S., & Hooper, J. D. (2010). Fragility functions for low aspect ratio reinforced concrete walls. *Engineering Structures*, 32(9).

<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.05.008>

Haro, A. G. (2017). *Assessment of the Out-of-Plane Buckling Instability of Ductile Reinforced Concrete Structural Walls*. North Carolina State University.

Haro, A. G., Kowalsky, M. J., & Chai, Y. H. (2019). Out-of-plane buckling instability limit state for boundary regions of special RC structural walls. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(9), 5159–5182. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00667-4>

Haro, A. G., Kowalsky, M. J., Chai, Y. H., & Lucier, G. W. (2018). Boundary elements of special reinforced concrete walls tested under different loading paths. *Earthquake Spectra*.

<https://doi.org/10.1193/081617EQS160M>

- Herrick, C. K., & Kowalsky, M. J. (2017). Out-of-plane buckling of ductile reinforced structural walls due to in-plane loads. *Journal of Structural Engineering (United States)*, 143(3).  
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001660](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001660)
- Ho, Y. B. (2006). *Enhancing the Ductility of Non-Seismically Designed Reinforced Concrete Shear Walls*. The Hong Kong University of Science and Technology.
- Ile, N., & Reynouard, J. M. (2005). Behaviour of U-shaped walls subjected to uniaxial and biaxial cyclic lateral loading. *Journal of Earthquake Engineering*, 9(1).  
<https://doi.org/10.1142/S1363246905001815>
- Iliya, R., & Bertero, V. V. (1980). *Effects of amount and arrangement of wall-panel reinforcement on hysteretic behavior of reinforced concrete walls*. Report No. UCB/EERC-80/04. Earthquake Engineering Research Center. <https://nehrpsearch.nist.gov/article/PB81-122525/XAB>
- Instituto Geofísico, I. (2016). *Informe sísmico especial N. 18 - 2016*.  
<https://www.igeppn.edu.ec/servicios/noticias/1324-informe-sismico-especial-n-18-2016>
- Ji, S. (2008). SLDRCE Database on Static Tests of Structural Members and Joint Assemblies. *State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering*, 86–101.
- Johnson, B. (2010). *Anchorage Detailing Effects on Lateral Deformation Components of R/C Shear Walls*. University of Minnesota.
- Khalil, A., & Ghobarah, A. (2005). Behaviour of rehabilitated structural walls. *Journal of Earthquake Engineering*, 9(3). <https://doi.org/10.1080/13632460509350547>
- Lefas, I. D., & Kotsovos, M. D. (1990). Strength and deformation characteristics of reinforced concrete walls under load reversals. *ACI Structural Journal*, 87(6).  
<https://doi.org/10.14359/2994>
- Lefas, I. D., Kotsovos, M. D., & Ambraseys, N. N. (1990). Behavior of reinforced concrete

- structural walls. Strength, deformation characteristics, and failure mechanism. *ACI Structural Journal*, 87(1). <https://doi.org/10.14359/2911>
- Liu, H. (2004). Effect of Concrete Strength on the Response of Ductile Shear Walls. In *Masters Thesis*.
- Looi, T. W. (2017). *Seismic axial collapse of short shear span reinforced concrete shear walls* [The University of Hong Kong (Pokfulam, Hong Kong)]. <http://hub.hku.hk/handle/10722/250802>
- Lu, Y. (2017). *Seismic Design of Lightly Reinforced Concrete Walls* [The University of Auckland]. <https://researchspace.auckland.ac.nz/handle/2292/31657>
- Marihuén, A. (2014). Comportamiento sísmico de muros esbeltos de hormigón armado. In *MSc Thesis*,. Pontificia Universidad Católica de Chile.
- McCormac, J., & Brown, R. (2011). *Diseño de concreto reforzado* (Octava Edi). Alfaomega Grupo Editor, S.A.
- Mobeen, S. S. (2002). *Cyclic tests of shear walls confined with double head studs* [University of Alberta]. <https://era.library.ualberta.ca/items/908e030f-86a8-4ebb-ba92-08fb0a5ee759>
- Moehle, J. P. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings* (1.0). McGraw-Hill Education.
- Morgan, B. J., Corley, W. G., & Hiraishi, H. (1986). *U.S.-Japan Quasi-static Test of Isolated Wall Planar Reinforced Concrete Structure* (P. C. Association (ed.)). Construction Technology Laboratories. <https://books.google.com.ec/books?id=uFsEtwAACAAJ>
- Music, J. (2014). Diseño de Muros de Hormigón Armado según normativa vigente en nuestro país. In D. de I. Civil (Ed.), *Seminario: "Normativa Sismorresistente y Nuevas Tecnologías Antisísmicas en la Construcción"* (pp. 1–40). Universidad Católica del Norte.
- New Zealand Standards, N. Z. (2017). *Concrete structures standard NZS 3101.1:2006 & 3101.2:2006*. Standars New Zealand.

- Niroomandi, A., Pampanin, S., Dhakal, R. P., Ashtiani, M. S., & Nokes, R. (2021). Experimental study on the effects of bi-directional loading pattern on rectangular reinforced concrete walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. <https://doi.org/10.1002/eqe.3433>
- Oesterle, R. G., Fiorato, A. E., Johal, L. S., Carpenter, J. E., Russell, H. G., & Corley, W. G. (1976). *Earthquake resistant structural walls - tests of isolated walls*. <https://nehrpsearch.nist.gov/static/files/NSF/PB271467.pdf>
- Oesterle, R. G., Fiorato, A. E., Johal, L. S., Carpenter, J. E., Russell, H. G., & Corley, W. G. (1979). Earthquake resistant structural walls - tests of isolated walls. phase II. *Portland Cement Association, Skokie, IL*.
- Oh, Y. H., Han, S. W., & Lee, L. H. (2002). Effect of boundary element details on the seismic deformation capacity of structural walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(8). <https://doi.org/10.1002/eqe.177>
- Pagni, C. A., & Lowes, L. N. (2006). Fragility functions for older reinforced concrete beam-column joints. *Earthquake Spectra*, 22(1). <https://doi.org/10.1193/1.2163365>
- Parra, P. F. (2015). Stability of reinforced concrete wall boundaries [University of California, Berkeley]. In *Ph.D. Thesis*. <https://escholarship.org/uc/item/7v88h453>
- Paterson, J., & Mitchell, D. (2003). Seismic Retrofit of Shear Walls with Headed Bars and Carbon Fiber Wrap. *Journal of Structural Engineering*, 129(5). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2003\)129:5\(606\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2003)129:5(606))
- Paulay, T., & Goudsir, W. J. (1985). Ductility of Structural Walls. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 18(3), 250–269.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley and Sons Ltd.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1993). Stability of ductile structural walls. *ACI Structural Journal*,

90(4), 385–392. <https://doi.org/10.14359/3958>

Pilakoutas, K., & Elnashai, A. (1995). Cyclic behavior of reinforced concrete cantilever walls, part I: experimental results. *ACI Structural Journal*, 92(3).

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

Quizanga, D. (2006). *Curvas de fragilidad para las diferentes zonas sísmicas del ecuador e influencia del refuerzo transversal*. Escuela Politécnica del Ejército.

Remki, M., Kibboua, A., Benouar, D., & Kehila, F. (2018). Seismic Fragility Evaluation of Existing RC Frame and URM Buildings in Algeria. *International Journal of Civil Engineering*, 16(7).  
<https://doi.org/10.1007/s40999-017-0222-7>

Riva, P., Meda, A., & Giuriani, E. (2003). Cyclic behaviour of a full scale RC structural wall. *Engineering Structures*, 25(6). [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(03\)00020-8](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(03)00020-8)

Rosso, A. (2018). *Out-of-plane instability of thin reinforced concrete walls under seismic loading*. École Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Rosso, A., Almeida, J., & Beyer, K. (2015). Stability of thin reinforced concrete walls under cyclic loads: state-of-the-art and new experimental findings. *Bulletin of Earthquake Engineering*.  
<https://doi.org/10.1007/s10518-015-9827-x>

Rosso, A., Jiménez-Roa, L. A., Almeida, J., & Beyer, K. (2020). Instability of Thin Concrete Walls with a Single Layer of Reinforcement under Cyclic Loading: Numerical Simulation and Improved Equivalent Boundary Element Model for Assessment. *Journal of Earthquake Engineering*. <https://doi.org/10.1080/13632469.2019.1691679>

Rosso, A., Jiménez-Roa, L. A., Almeida, J., Zuniga, A. P. G., Blandon, C. A., Bonett, R. L., & Beyer, K. (2018). Cyclic tensile-compressive tests on thin concrete boundary elements with a single layer of reinforcement prone to out-of-plane instability. *Bulletin of Earthquake*

*Engineering*, 16(2), 859–887. <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0228-1>

San Bartolomé, A., Quiun, D., & Silva, W. (2011). Comentarios relativos al tipo de falla en los muros de concreto de edificios chilenos en el sismo del 27 de febrero de 2010. *Concreto y Cemento. Investigación y Desarrollo*, 3(1), 36–48.

Saragoni, R. (2011). El mega terremoto del Maule de 2010: una lección de buena ingeniería, pero con sorpresas y nuevos desafíos. *Anales de La Universidad de Chile*, 0(1).

<https://doi.org/10.5354/0717-8883.2011.12247>

Sarango, J. (2019). *Efecto del espesor de muros estructurales de hormigón armado con dos capas de reforzamiento en el modo de falla de pandeo fuera del plano*. Universidad de las Fuerzas Armadas - ESPE.

Sarango, J., & Haro, A. G. (2018). Comportamiento histerético del acero de refuerzo longitudinal en elementos de borde de muros estructurales de hormigón armado. *Congreso de Ciencia y Tecnología ESPE*. <https://doi.org/10.24133/cctespe.v13i1.749>

Segura, C. L. (2017). *Seismic Performance Limitations of Slender Reinforced Concrete Structural Walls*. University of California, Los Angeles.

Shea, M., Wallace, J. W., & Segura, C. L. (2013). *Seismic performance of thin reinforced concrete shear wall boundaries*. University of Massachusetts Amherst.

Shiu, K., Daniel, J., Fiorato, A. E., & Corley, W. G. (1981). Earthquake resistant structural walls: Test of walls with and without openings. *NASA STI/Recon Technical Report N*, 82, 21451.

Sittipunt, C., & Wood, S. L. (1993). Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Shear Walls. *Civil Engineering Studies, Structural Research Series*, 584.

Sritharan, S., Beyer, K., Henry, R. S., Chai, Y. H., Kowalsky, M. J., & Bull, D. (2014). Understanding poor seismic performance of concrete walls and design implications. *Earthquake Spectra*, 30(1), 307–334. <https://doi.org/10.1193/021713EQS036M>

- Su, R. K. L., & Wong, S. M. (2007). Seismic behaviour of slender reinforced concrete shear walls under high axial load ratio. *Engineering Structures*, 29(8), 1957–1965.  
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.10.020>
- Tasnimi, A. A. (2000). Strength and deformation of mid-rise shear walls under load reversal. *Engineering Structures*, 22(4). [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(98\)00110-2](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(98)00110-2)
- Thiele, K. ;, Wenk, T. ;, & Bachmann, H. (2000). Versuche an Stahlbetontragwänden unter pseudodynamischer Einwirkung. *IBK Bericht*, 257. <https://doi.org/10.3929/ethz-a-004179638>
- Thomsen IV, J. H., & Wallace, J. W. (1995). Displacement—Based Design of Reinforced Concrete Structural Walls: An Experimental Investigation of Walls with Rectangular and T-Shaped Cross-Sections. In *NSF*.
- Thomsen IV, 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))
- Tran, T. A. (2012). Experimental and Analytical Studies of Moderate Aspect Ratio Reinforced Concrete Structural Walls. In *Ph.D. Thesis*. University of California, Los Angeles.
- Tupper, B. (1999). *Seismic response of reinforced concrete walls with steel boundary elements*. McGill University.
- Vallenas, J. M., Bertero, V. V., & Popov, E. P. (1979). *Hysteretic behavior of reinforced concrete structural walls: Vol. NSF/RA-790*.  
<https://ui.adsabs.harvard.edu/abs/1979STIN...8027533V/abstract>
- Villalobos, E., Escolano-Margarit, D., Ramírez-Márquez, A. L., & Pujol, S. (2017). Seismic response of reinforced concrete walls with lap splices. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(5), 2079–2100. <https://doi.org/10.1007/s10518-016-0051-0>

- Wallace, J. W. (2012). Behavior, design, and modeling of structural walls and coupling beams - Lessons from recent laboratory tests and earthquakes. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 6(1), 3–18. <https://doi.org/10.1007/s40069-012-0001-4>
- Wang, T. I., Bertero, V. V., & Popov, E. P. (1975). *Hysteretic behavior of R/C framed-walls*. Report no. UCB/EERC-75/23.
- Waugh, J. D. (2009). *Nonlinear analysis of T-shaped concrete walls subjected to multi-directional displacements* [Iowa State University]. <https://doi.org/https://doi.org/10.31274/etd-180810-3036>
- Welt, T. S. (2015). *Detailing for compression in reinforced concrete wall boundary elements: experiments, simulations, and design recommendations* [University of Illinois at Urbana-Champaign]. <http://hdl.handle.net/2142/88022>
- Wolschlag, C. J. (1993). *Experimental investigation of the response of reinforced concrete structural walls subjected to static and dynamic loading* [University of Illinois at Urbana-Champaign]. <http://hdl.handle.net/2142/19498>
- Zhang, Y., & Wang, Z. (2000). Seismic behavior of reinforced concrete shear walls subjected to high axial loading. *ACI Structural Journal*, 97(5). <https://doi.org/10.14359/8809>
- Zygouris, N. S., Kotsovos, G. M., & Kotsovos, M. D. (2013). Effect of transverse reinforcement on short structural wall behavior. *Magazine of Concrete Research*, 65(17). <https://doi.org/10.1680/macr.13.00018>

## Anexos